

Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano

tesis doctoral realizada por:

Alvaro Viviescas Jaimes

dirigida por:

Pere Roca Fabregat

Barcelona, Julio de 2009

Universitat Politècnica de Catalunya
Departament d'Enginyeria de la Construcció

TESIS DOCTORAL

Tabla de Contenido

CAPÍTULO 1 INTRODUCCION Y OBJETIVOS	1
1.1 INTRODUCCION	1
1.2 OBJETIVOS	6
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	6
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
CAPÍTULO 2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO	9
2.1 INTRODUCCIÓN	9
2.2 COMPONENTES DE LA OBRA DE FÁBRICA	11
2.2.1 LAS UNIDADES	11
2.2.1.1 Geometría	11
2.2.1.2 Propiedades mecánicas	12
2.2.2 LOS MORTEROS	14
2.2.2.1 Funciones	14
2.2.2.2 Propiedades mecánicas	15
2.2.3 LA INTERFASE UNIDAD-MORTERO	16
2.2.3.1 Modo I de falla	16
2.2.3.2 Modo II de falla	16
2.3 LA OBRA DE FÁBRICA COMO MATERIAL COMPUESTO	17
2.3.1 INTRODUCCIÓN	17
2.3.2 COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL.	17
2.3.3 COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS DE TRACCIÓN UNIAXIAL	22
2.3.4 COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS DE CORTANTE	25
2.3.5 COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS DE COMPRESIÓN BIAxIAL	26
2.3.5.1 Mecanismos de rotura	27
2.3.5.1.1 Resultados experimentales	27
2.3.5.1.2 Resultados numéricos	31
2.3.6 EL FENÓMENO DEL REBLANDECIMIENTO EN LA OBRA DE FÁBRICA	34
2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL ANÁLISIS DE LA OBRA DE FÁBRICA	35
2.4.1 MODELIZACIÓN COMO MATERIAL CUASIFRÁGIL	35
2.4.1.1 Características básicas de un material cuasifrágil	35
2.4.1.2 Modelamiento de la fisuración	37

2.4.1.2.1	Mecánica de los medios continuos	37
2.4.1.2.2	Mecánica de fractura	37
2.4.1.2.3	Tratamiento de la fisuración en el método de los elementos finitos	38
2.4.1.2.3.1	Fisuración distribuida	38
2.4.1.2.3.2	Fisuración discreta	39
2.4.2	MODELO DE CONTACTO CON FRICCIÓN	39
2.4.2.1	Cinemática del contacto	40
2.4.2.2	Modelo de fricción	41
2.4.2.2.1	Ley de Coulomb	41
2.4.2.2.2	Integración de la ley de fricción	42
2.4.2.2.3	Simetrización algorítmica	42
2.4.2.3	Algoritmo del contacto	43
2.4.3	MODELO DE JUNTA PARA ANÁLISIS DE LA FISURACIÓN EN MATERIALES CUASIFRÁGILES	43
2.5	ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA OBRA DE FÁBRICA	44
2.5.1	LA TÉCNICA DE LOS ELEMENTOS FINITOS	45
2.5.1.1	Introducción	45
2.5.1.2	Micromodelamiento	46
2.5.1.2.1	Algunos micromodelos propuestos	48
2.5.1.2.1.1	Micromodelo de Page (1978)	49
2.5.1.2.1.2	Micromodelo de Lourenço (1996)	50
2.5.1.3	Macromodelamiento	51
2.5.2	ANÁLISIS PLÁSTICO	51
2.5.2.1	Análisis límite con bloques rígidos	52
2.6	MÉTODOS Y CRITERIOS SIMPLES PARA EL ANÁLISIS DE MUROS EN OBRA DE FÁBRICA	53
2.6.1	MODELO DE GANZ Y THÜRLIMANN (1983)	54
2.6.2	ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES	55
2.6.3	CRITERIOS NORMATIVOS	55
2.7	DATOS EXPERIMENTALES PARA VALIDACIÓN	56
2.7.1	INTRODUCCIÓN	56
2.7.2	ENSAYOS SOBRE PANELES CON JUNTAS DE MORTERO	57
2.7.2.1	Campaña experimental de Page (1981)	57
2.7.2.2	Campaña experimental de Ganz y Thürlimann (1984)	58
2.7.2.3	Muros de cortante ensayados en TU Eindhoven	60
2.7.2.3.1	Muros de cortante sin abertura.	60
2.7.2.3.2	Muros de cortante con abertura	61
2.7.2.4	Campaña experimental de Martínez (2003)	62
2.7.2.5	Campaña experimental desarrollada en la UPC	63
2.7.3	ENSAYOS SOBRE PANELES CON JUNTA SECA	65

2.7.3.1	Campaña experimental de Oliveira (2003)	66
---------	---	----

CAPÍTULO 3 MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES PARA EL ANÁLISIS DE MUROS DE OBRA DE FÁBRICA

BAJO CARGAS EN EL PLANO **69**

3.1	INTRODUCCIÓN	69
3.2	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS MODELOS DE EQUILIBRIO	70
3.2.1	PRINCIPIOS FUNDAMENTALES	70
3.3	MODELOS PROPUESTOS PARA MUROS MACIZOS BAJO CARGAS EN EL PLANO	73
3.3.1	MUROS SENCILLOS BAJO CARGA VERTICAL UNIFORME	73
3.3.2	MUROS SENCILLOS BAJO CARGAS PARCIALES O CONCENTRADAS	76
3.3.2.1	Modelo B-T básico	76
3.3.2.2	Modelo B-T modificado A	79
3.3.2.3	Modelo B-T modificado B	81
3.3.3	FALLO POR FISURACIÓN EN LAS UNIDADES DEL MURO	83
3.3.4	MUROS CON ABERTURAS	84
3.3.5	MODELOS RESIDUALES	85

CAPÍTULO 4 VERIFICACIÓN MODELO DE BIELAS Y TIRANTES PARA EL CASO DE MUROS BAJO CARGA

VERTICAL UNIFORME **89**

4.1	INTRODUCCION	89
4.2	COMPARACIÓN DIRECTA MODELO B-T BASICO CON DATOS EXPERIMENTALES	89
4.2.1	CAMPAÑA I	90
4.2.2	CAMPAÑA III	90
4.3	MODELO NUMÉRICO UTILIZADO	91
4.3.1	TIPOS DE ELEMENTOS	91
4.3.2	PARÁMETROS Y CRITERIOS DE FALLO	91
4.3.3	VALIDACIÓN MODELO NUMÉRICO	93
4.3.3.1	Aplicación de carga	93
4.3.3.2	Mecanismos de rotura	93
4.3.3.3	Curvas carga-desplazamiento horizontal	95
4.3.3.4	Carga última	98
4.3.4	CONCLUSIÓN	100
4.4	ESTUDIO DE LA INCIDENCIA DE LOS PARÁMETROS	100
4.4.1	INCIDENCIA DE LA RELACIÓN ANCHO/ALTO (B/H) DEL MURO:	100
4.4.2	INCIDENCIA DE LA RELACIÓN ANCHO/ALTO (B_u/H_u) DE LAS UNIDADES	103
4.4.3	INCIDENCIA DEL TAMAÑO DE LAS UNIDADES	110

4.4.4	INCIDENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA INTERFASE ($\tan \phi$)	113
4.4.5	INCIDENCIA DE LA COHESIÓN (c) DE LA INTERFASE	114
4.5	CONCLUSIONES	117

CAPÍTULO 5 VERIFICACIÓN MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES PARA EL CASO DE MUROS BAJO CARGAS

PARCIALES O CONCENTRADAS **119**

5.1	INTRODUCCIÓN	119
5.2	MODELO NUMÉRICO UTILIZADO	119
5.2.1	TIPOS DE ELEMENTOS	120
5.2.1.1	Criterios de fallo en las interfases	120
5.2.1.2	Criterios de fallo en las unidades	121
5.2.2	VALIDACIÓN CON DATOS EXPERIMENTALES	122
5.2.2.1	Validación modelo numérico con ensayos de Raijmakers y Vermeltfoort (1992) y Vermeltfoort y Raijmakers (1993).	122
5.2.2.1.1	Parámetros del modelo numérico	123
5.2.2.1.2	Mecanismos de rotura	123
5.2.2.1.3	Curvas carga-desplazamiento horizontal	125
5.2.2.1.4	Carga última	127
5.2.2.2	Validación modelo numérico con ensayos de Martínez (2003)	128
5.2.2.2.1	Parámetros del modelo numérico	129
5.2.2.2.2	Mecanismos de rotura	130
5.2.2.2.3	Curvas carga-desplazamiento horizontal	133
5.2.2.2.4	Carga última	134
5.3	ANÁLISIS DE LA ROTURA CON FISURACIÓN EN LAS UNIDADES	135
5.3.1	MODELO NUMÉRICO	135
5.3.1.1	Nuevo criterio de fallo para las unidades del modelo numérico	135
5.3.1.2	Comparación modelo numérico con modelo B-T básico	136
5.3.1.3	Parámetros del modelo numérico	137
5.3.1.4	Comparación de resultados	138
5.3.2	VALIDACIÓN MODELO NUMÉRICO CON ENSAYOS REALIZADOS POR CHARRY (2009)	141
5.3.2.1	Parámetros del modelo numérico	142
5.3.2.2	Comparación de resultados	143
5.4	ESTUDIO DE LA INCIDENCIA DE LA COHESION	148
5.4.1	RESULTADOS NUMÉRICOS	148
5.4.1.1	Muros estrechos	148
5.4.1.2	Muros anchos	151
5.5	PROPUESTA DE MODELOS MODIFICADOS	154

5.5.1	ANÁLISIS RESULTADOS OBTENIDOS CON EL MODELO NUMÉRICO	155
5.5.2	VALIDACIÓN MODELOS B-T MODIFICADO A Y B-T MODIFICADO B.	159
5.6	CONCLUSIONES	163
<u>CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES</u>		<u>165</u>
6.1	CONCLUSIONES GENERALES	165
6.2	CONCLUSIONES ESPECÍFICAS	166
6.2.1	CONCLUSIONES RELATIVAS A LOS MODELOS PROPUESTOS	166
6.2.2	CONCLUSIONES RELATIVAS AL CASO DE CARGA VERTICAL UNIFORME	166
6.2.3	CONCLUSIONES RELATIVAS AL CASO DE CARGA VERTICAL PARCIAL O CONCENTRADA	167
6.3	LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	169
<u>ANEJO I MODELO B-T BÁSICO PARA MUROS BAJO CARGAS VERTICALES PARCIALES O CONCENTRADAS</u>		<u>171</u>
<u>ANEJO II MODELO B-T MODIFICADO A PARA MUROS SUPERIORMENTE CONFINADOS</u>		<u>173</u>
<u>ANEJO III MODELO B-T MODIFICADO B PARA MUROS SUPERIORMENTE CONFINADOS</u>		<u>175</u>
<u>ANEJO IV MODELOS RESIDUALES</u>		<u>177</u>

Capítulo 1

INTRODUCCION Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCION

El hecho de que la obra de fábrica sea un material antiquísimo no debe suponer que el estado de conocimiento sobre su comportamiento ante las diferentes sollicitaciones de estructuras construidas con este material se encuentre plenamente desarrollado. La obra de fábrica está presente desde tiempos inmemoriales en diversos tipos de construcciones a través de la historia de la humanidad, las cuales forman parte del patrimonio histórico de la misma. Su construcción consiste en la superposición de bloques de piedra o unidades de ladrillos, dispuestas las unas sobre las otras, bien sea a junta seca o con algún material ligante como el mortero. Esta técnica ha constituido un procedimiento de construcción exitoso durante miles de años. Su éxito ha estado basado en la facilidad de su construcción, anteriormente descrita y en la gran disponibilidad de los materiales constituyentes necesarios, así como en la durabilidad de éste tipo de construcciones, cuyas manifestaciones se pueden apreciar aun hoy día. Basta citar grandes monumentos tales como, el Coliseo Romano (figura 1.1), numerosos puentes en arco (figura 1.2), un gran número de ellos construidos durante la expansión del Imperio Romano y presentes en la actualidad en diversos países europeos. Igualmente cabe mencionar al importante número de Catedrales e Iglesias existentes en Europa, muy cercanos a nosotros (figura 1.3).

Incluso, en la época actual, en nuestras ciudades, es posible observar la presencia de éste material no únicamente en construcciones históricas, sino en estructuras basadas en muros de carga y cortante como lo son los edificios de baja altura construidos abundantemente hasta mediados del siglo XX y de los cuales, a manera de ejemplo, Barcelona cuenta con un importante volumen construido (figura 1.4).



Figura 1.1 El Coliseo Romano, Roma (Italia)



Figura 1.2 Puente arco típico en obra de fábrica, Griffith Bridge, Dublin (Irlanda)



Figura 1.3 Fachada de la Iglesia del Pi, Barcelona (España)

Por los anteriores motivos se hace necesario el desarrollo de investigaciones en este campo que permitan afianzar y utilizar los conocimientos existentes sobre el comportamiento estructural de las construcciones en obra de fábrica y más concretamente los muros de cortante, que son el objetivo de ésta tesis doctoral.



Figura 1.4 Edificio típico de uso habitacional, Barcelona (España)

Los complejos fenómenos mecánico-resistentes presentes en estos muros por la presencia de las juntas, que son la fuente generadora de la mayor parte de comportamiento no lineal y la naturaleza compuesta de la obra de fábrica (bloques de piedra o unidades, juntas e interfase unidad-mortero), hacen que para su estudio numérico deban utilizarse complejos modelos constitutivos que permitan involucrar los diferentes mecanismos de rotura y comportamientos no lineales. En este campo diversos micromodelos numéricos han sido propuestos Page (1978), Stavrakakis, Ignatakis y Penelis (1993), Lourenço (1996), Frunzio et al (2001), Masiani y Trovalusci (2001), los cuales, a pesar de presentar satisfactorios resultados, su aplicación práctica resulta muy limitada por factores como necesidad de conocimientos estructurales de alto nivel para su aplicación e interpretación de resultados, alta capacidad de procesamiento en los ordenadores y necesidad de parámetros de costosa obtención experimental.

La investigación experimental, que es muy necesaria, también presenta dificultades, puesto que para lograr una caracterización representativa de los constituyentes de la obra de fábrica deben realizarse una gran cantidad de ensayos (debido a la gran dispersión presente en los resultados) que demandan considerable cantidad de tiempo y recursos económicos. Igual sucede cuando se pretende evaluar la incidencia de cualquier parámetro en el comportamiento estructural de los muros de cortante en obra de fábrica. Además es importante mencionar que

muchos parámetros mecánicos, caso energías de fractura, son de compleja determinación experimental.

Todo lo anterior justifica claramente que se intenten proponer métodos simplificados para el análisis de muros de obra de fábrica sometidos a tensiones biaxiales en el plano, bien fundamentados en la evidencia experimental y numérica, finalidad buscada con el desarrollo de la tesis doctoral aquí propuesta. Su viabilidad está demostrada, pues recientemente Roca (2004) ha realizado una propuesta inicial de métodos simples para establecer la carga de rotura en muros de obra de fábrica sometidos a estados biaxiales de tensiones. Estos modelos propuestos han demostrado buena aproximación con la evidencia experimental disponible, sin embargo necesitan ser suficientemente validados y calibrados contra una muestra de la evidencia experimental lo suficientemente representativa y aún está pendiente su calibración con la ayuda de la modelización numérica.

Motivado por lo anterior se pretende, con el desarrollo de ésta tesis doctoral, realizar una contribución al estudio del comportamiento estructural de muros macizos de obra de fábrica sometidos a un estado biaxial (compresión y corte) de sollicitaciones en el plano. Para lograr esto se busca como objetivo general proponer un método práctico simplificado para el cálculo de muros simples a cortante en obra de fábrica. Este tipo de muros se convierten en objetivo de este estudio dado que la función de resistir las tensiones de corte, es una de las principales que presentan los muros en obra de fábrica existentes tanto en edificaciones históricas, como en los edificios presentes hoy día en nuestras ciudades, generados estos fundamentalmente por la acción de las cargas horizontales debidas a la acción del viento y los sismos en estas estructuras y transmitidas por estos muros hacia la cimentación.

Será de fundamental utilidad como herramienta para el desarrollo del trabajo propuesto establecer, de entre las diferentes propuestas existentes, un micromodelo numérico para el análisis de la obra de fábrica, que sea lo suficientemente válido para predecir satisfactoriamente la carga última y los mecanismos de rotura observados en las campañas experimentales realizadas sobre la tipología de muros aquí estudiada. La utilización del modelo numérico constituye una valiosa herramienta, puesto que permite importantes ahorros tanto de tiempo como de recursos económicos, por lo laborioso y costoso que resulta la realización de campañas experimentales. Además la constante evolución de la capacidad de cálculo de los ordenadores hace que hoy día, la utilización de modelos numéricos resulte algo ventajosa, siempre y cuando estos modelos estén validados por suficientes campañas experimentales que permitan confiar en su desempeño como herramienta de ayuda en diversos tipos de estudios.

Como resultado final del desarrollo de la tesis doctoral y utilizando los resultados de cada una de las etapas previamente descritas, se presentará una propuesta de método simplificado para el cálculo de muros simples en obra de fábrica sometidos estados biaxiales (compresión y corte) de solicitaciones en su plano.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

Proponer un método de análisis simplificado para muros macizos simples de obra de fábrica, sometidos a estados de cargas biaxiales en el plano. Aplicar la técnica de micromodelización numérica para validar el método de análisis simplificado propuesto. A su vez, este micromodelo será calibrado y validado con datos provenientes de campañas experimentales bien sea disponibles en la literatura o realizadas en la UPC.

1.2.2 Objetivos específicos

Realizar una investigación sobre el estado del conocimiento para entender el comportamiento mecánico de la obra de fábrica, involucrando detalladamente las propiedades de sus elementos constituyentes (unidades, mortero e interfase), así como los diferentes mecanismos de rotura estudiados tanto analítica como experimentalmente por diversos autores. Igualmente, se abordará muy detenidamente el análisis de muros de cortante con el método de los elementos finitos, ya sea mediante técnicas de micro o macromodelización. Se identificarán casos experimentales coincidentes con las tipologías de muros a estudiar en el desarrollo de esta tesis doctoral, para utilizarlos como posterior fuente de datos de calibración/validación del micromodelo establecido para realizar este trabajo y del método simplificado a proponer.

- Establecer, basándose en las distintas formulaciones propuestas, el tipo de micromodelo más adecuado para el análisis de los muros de cortante en obra de fábrica, y para la calibración del modelo simple a proponer.
 - Verificar la validez del micromodelo adoptado constatando su adecuado desempeño por comparación con datos experimentales disponibles, provenientes tanto de otros investigadores, como de campañas experimentales propias llevadas a cabo en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC.
-

-
- Evaluar la incidencia de diversos parámetros en la respuesta del modelo, como lo pueden ser: geometría, materiales, tamaño de las unidades, ancho de las juntas, sección, etc.
 - Proponer un método simplificado para el análisis de muros simples a cortante en obra de fábrica, basado en los modelos de bielas y tirantes que han tenido probada aplicación para el hormigón armado.
 - Aplicar el micromodelo, junto con los datos experimentales disponibles, para calibrar y/o validar el método simplificado propuesto.
 - Finalmente y utilizando toda la información y resultados de las etapas previamente desarrolladas, proponer un método simplificado para análisis de la respuesta última en muros simples de obra de fábrica.

Capítulo 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

Los muros en obra de fábrica, presentes en diversos tipos de edificaciones antiguas y recientes, son elementos encargados de cumplir una función resistente. En la mayoría de los casos esta función se convierte en soportar por una parte las cargas verticales de peso propio de las partes de la estructura que sobre el descansan y por otra las acciones horizontales generadas por los sismos y el viento. Para lograr un mayor entendimiento del comportamiento estructural de los muros construidos en obra de fábrica, es de fundamental necesidad entender su comportamiento bajo la acción de cargas biaxiales en el plano. Consecuencia de lo anterior en el muro se generan estados biaxiales de solicitaciones en el plano.

Por lo anterior es de fundamental importancia el entender los diferentes fenómenos que presentan los muros en obra de fábrica bajo la acción de cargas en el plano. Sin embargo, y muy a pesar de lo antiguo de este material, ha sido poca la importancia dada por la comunidad científica a su investigación hasta fecha reciente. Para ello basta con observar por comparación la gran cantidad de conocimientos e investigaciones que han realizado sobre otros materiales más noveles como el hormigón. En los últimos años se han realizado una serie de trabajos que se han enfocado al fenómeno biaxial de la obra de fábrica tanto a nivel experimental, como analítico. Se mencionan aquí los que más aportación han realizado al tema por su novedad y extensión: Page (1978 y 1981), Mann y Müller (1982), Chiostrini y Vignoli (1989), Ignatakis, Stavrakakis y Penelis (1989), Lourenço (1996), Ferris y Tin Loi (2001), Oliveira (2003), Orduña (2003) y Casolo (2004).

Debido a la aparición de los ordenadores con altas capacidades de procesamiento y de técnicas numéricas avanzadas, han sucedido grandes avances en la investigación analítica realizada en los últimos años, y que en entre otros grandes impulsores ha tenido en etapas muy iniciales a Page (1978), posteriormente a Lourenço (1996) y más recientemente a Frunzio et al (2001), Orduña (2003) y Casolo (2004), éstos últimos con sus propuestas de análisis

mediante bloques rígidos. Resultado de estas investigaciones, numerosos modelos numéricos para el análisis de la obra de fábrica han sido propuestos.

Poder establecer modelos numéricos, suficientemente calibrados y validados repercute en la obtención de ahorros tanto en tiempo como en materiales. Es fácil vislumbrar la gran dedicación de tiempo y esfuerzo que puede conllevar la realización de cualquier campaña experimental (máxime si consideramos la alta dispersión que presenta la obra de fábrica, lo que hace necesario que deban realizarse un número elevado de ensayos para cada fenómeno a estudiar), así como la cantidad de recursos económicos necesarios para su ejecución, situación que además presenta el agravante de la falta, en la mayoría de los casos, de ensayos establecidos y aprobados para evaluar los diversos comportamientos de la obra de fábrica.

Como es conocido, la obra de fábrica es un material compuesto (unidades, mortero e interfase unidad–mortero). Para su estudio, y debido a la posible influencia en la respuesta que pueden ejercer cada uno de sus componentes, es necesario realizar numerosos ensayos que permitan caracterizar tanto el comportamiento a nivel individual de cada uno de ellos, así como el del material compuesto. Por lo anterior una de las grandes limitaciones de los modelos numéricos propuestos hasta el momento radica en la poca cantidad de datos experimentales con los cuales han sido validados. Además existe el problema de la alta dispersión en los resultados de los ensayos sobre la obra de fábrica, debido a la gran variedad de materiales y procesos que se utilizan para la fabricación de las unidades (arcilla cocida, cemento, piedra, etc.), así como de las numerosas posibilidades de variación de geometría tanto del aparejo del muro de obra de fábrica como de las relaciones geométricas entre las unidades y el ancho de la junta, factores todos estos que definen el marcado comportamiento anisótropo de los muros en obra de fábrica. También es importante mencionar, que las juntas de mortero o cualquier otro material ligante entre unidades son una gran fuente de anisotropía y de comportamiento no lineal de la obra de fábrica, debido a su generalmente mayor debilidad en relación con las unidades.

Con el desarrollo de este capítulo se busca elaborar un completísimo estado del arte a fecha actual sobre el comportamiento mecánico de la obra de fábrica, involucrando detalladamente las propiedades de sus elementos constituyentes (unidades, mortero e interfase), así como de los diferentes mecanismos de rotura estudiados y los diversos modelos analíticos propuestos para evaluar su comportamiento. Será fundamental conocer los diferentes modelos que a nivel constitutivo se encuentran en la literatura. Igualmente, se abordará muy detenidamente el análisis de muros a corte con el método de los elementos finitos, así como las diferentes técnicas existentes para el tratamiento del problema con éste método: micromodelos

detallados, micromodelos simplificados y macromodelos. Finalmente se hace una breve descripción de las diferentes campañas experimentales realizadas en éste campo y que han servido como fuente de calibración y validación en el desarrollo de la investigación. Cabe aclarar, que a pesar de que se hará una mención lo más completa posible de todos los temas antes referidos, no se tratarán cada uno de ellos de manera exhaustiva sino que se dejará al lector su interés en ello mediante la consulta de las diversas fuentes bibliográficas referidas en cada tema tratado.

2.2 COMPONENTES DE LA OBRA DE FÁBRICA

La obra de fábrica se encuentra formada por la disposición de unidades o bloques ligados entre sí por medio de algún material de unión, como por ejemplo el mortero formando así un conjunto estructural resistente. Sin embargo es conocido que muchas construcciones en obra de fábrica, a lo largo de la historia se han elaborado solo como la superposición y disposición adecuada de las unidades o bloques de piedra, sin necesidad de utilizar ningún material ligante. Existe gran interés por conocer el comportamiento mecánico de estas estructuras bajo diferentes estado de carga. En nuestro caso específico, bajo estado de carga biaxial de compresión en el plano. Para ello y debido a su gran influencia demostrada en el comportamiento global de la obra de fábrica, es necesario partir del conocimiento de las diferentes propiedades mecánicas de sus elementos componentes (unidades, mortero e interfase).

2.2.1 Las unidades

2.2.1.1 Geometría

La obra de fábrica está constituida por piezas o unidades que pueden ser piedras labradas o de cerámica, bloques de hormigón o ladrillos, entre otros. Para regular su descripción geométrica en cuanto a dimensiones y caras, PIET 70 (1971), NBE FL-90 (1990) y CTE-DB-SE F (2007) proponen la nomenclatura utilizada en la figura 2.1, que además es la recomendada también en el EC-6 (1997).

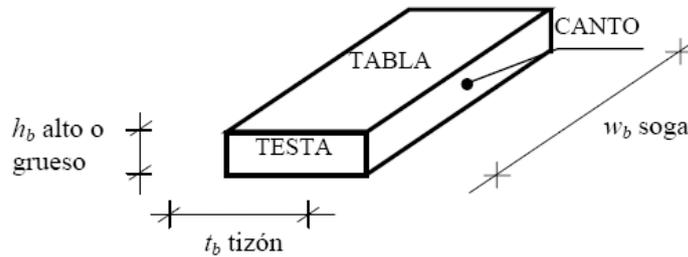


Figura 2.1 Nomenclatura para las dimensiones y caras de las piezas o unidades
(Martínez, 2003).

Las proporciones entre las 3 dimensiones de las piezas son muy variables y dependen del tipo de piedra y usos de labra o fabricación de los ladrillos. Es típico encontrar que la mayor dimensión en la dirección paralela a las juntas horizontales sea del orden de 3 ó 4 veces la altura. El tizón no suele ser menor que el doble de la altura.

2.2.1.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas dependen fundamentalmente de la naturaleza de la unidad pero también, en el caso de construcciones históricas, de la acción del tiempo sobre ellas. Las propiedades mecánicas más importantes a efectos de análisis estructural son la densidad, el módulo de deformación longitudinal y la resistencia a compresión, que tiene un significado fundamental puesto que constituye un índice de su calidad y se utiliza para deducir otras propiedades mecánicas para las cuales no se tienen ensayos aprobados para su determinación o su realización es muy elaborada, como sucede con el hormigón. También se suele determinar directamente la resistencia a flexotracción. Hay otras propiedades que a pesar de ser muy valiosas, especialmente en análisis no lineales, su determinación experimental es altamente laboriosa, como lo son deformación de pico, deformación última, modulo de Poisson, energías de fractura, motivo por el cual no suelen ser evaluadas en todas las campañas realizadas, haciendo esto necesario el recurrir a la literatura e introduciendo incertidumbre al respecto en el fenómeno analizado.

- Peso específico γ_b

Dentro del análisis estructural, el peso específico determina la mayoría de las cargas gravitatorias, las cuales suponen la mayor sollicitación en estructuras masivas. En PIET 70 (1971) se recoge que el peso específico aparente de las piezas de ladrillo oscila entre 18 kN/m³ para ladrillo blando, llegando hasta los 23 kN/m³ para ladrillos de clinker.

- Resistencia a compresión f_b

La resistencia a compresión de los ladrillos depende fundamentalmente de su composición y del proceso de cocido. En principio, los ladrillos no perforados pueden considerarse isótropos. La piedra por sí misma suele ser anisótropa en lo que a propiedades mecánicas se refiere. Las condiciones de ensayo, la coacción de los platos de la prensa sobre la probeta, la esbeltez, las dimensiones y preparación de la probeta y su grado de saturación influyen decisivamente en el resultado, por esto último PIET 70 (1971) recomienda utilizar siempre muestras desecadas para su obtención. También es notoria la influencia de los efectos de escala en los resultados, para lo cual se han realizado varias investigaciones a fin de proponer factores de corrección, como lo son las realizadas por Hendry (1998) y las recomendaciones de EC-6 (1997).

- Resistencia a tracción f_{tb} y resistencia a flexotracción f_{xb}

La práctica incapacidad para resistir tensiones de tracción es una característica definitoria de la fábrica. Sin embargo, la falta de resistencia a tracción de la obra de fábrica como material compuesto, no implica que sus materiales constituyentes no posean esta propiedad mecánica. De hecho es imprescindible para el buen funcionamiento resistente de la fábrica como material compuesto, que las unidades o piezas posean, de forma individual una cierta capacidad de resistencia a tracción.

La resistencia a tracción está relacionada con la resistencia a flexotracción y con las dimensiones de la probeta a ensayar. La determinación directa de la resistencia a tracción presenta problemas de índole práctica por lo que es frecuente determinarla a partir de la resistencia a flexotracción. La norma Española EHE (1999) propone la siguiente expresión para el hormigón:

$$f_{tb} = f_{xb} \frac{1.5 \left(\frac{h}{100} \right)^{0.7}}{1 + 1.5 \left(\frac{h}{100} \right)^{0.7}} \quad (2.1)$$

Donde h es el canto de la probeta ensayada a flexotracción expresado en mm.

La expresión anterior, a falta de normativa aprobada, se aplica a la obra de fábrica. Por otra parte, en varias ocasiones se utilizan métodos "intuitivos" que establecen el valor de la resistencia a tracción como un porcentaje (que oscila entre el 5 y 10) del valor de la resistencia a compresión de la pieza.

- Módulo de deformación longitudinal E_b

La deformabilidad de la fábrica como material compuesto se debe en gran parte a su componente menos rígido: el mortero. De todas formas es interesante conocer el módulo de elasticidad de las unidades o piezas debido a que la relación de rigideces entre piezas y mortero es un parámetro que determina el comportamiento de la obra de fábrica como material compuesto.

- Coeficiente de Poisson ν_b

Este parámetro deformacional influye en la deformabilidad relativa y aparece nominalmente en ciertos modelos analíticos del comportamiento de la obra de fábrica. En la literatura encontramos típicamente los valores de 0.15 a 0.20 para la piedra y de 0.10 a 0.15 para el ladrillo.

2.2.2 Los morteros

2.2.2.1 Funciones

El mortero es un material que presenta comportamiento perfectamente plástico en el momento de su colocación, endurecimiento a las pocas horas y que adquiere rigidez y resistencia a lo largo del tiempo. Su presencia en la fábrica obedece a la necesidad de satisfacer 3 funciones:

- Rellenar las juntas impidiendo el paso del agua
- Regularizar el asiento entre bloques o unidades y repartir uniformemente las cargas
- Colaborar, en su caso, a conducir las sollicitaciones horizontales hasta la cimentación

Los morteros están compuestos de áridos, un ligante más o menos hidráulico y agua. El mortero es el componente más débil de la obra de fábrica, el menos rígido, responsable de la mayor parte de la deformación instantánea y prácticamente toda la deformación diferida. Al mortero se le debe la deformación de retracción por secado que experimenta la fábrica.

2.2.2.2 Propiedades mecánicas

El mortero, dentro de la fábrica se encuentra sometido a un estado tensional triaxial de acuerdo a lo establecido en 2.3.1. Por ello es necesario que al estudiar sus propiedades mecánicas, esto se haga bajo un estado triaxial para poder entender su comportamiento en estado de servicio y en condiciones uniaxiales o de ausencia de coacción lateral.

- Peso específico γ_m

El peso específico de los morteros de cal varía entre 15 y 20 kN/m³ según UIC (1995).

- Resistencia a compresión f_m

La resistencia a compresión del mortero está siempre referida a probetas de pequeño tamaño, cúbicas o de esbeltez 2 y se entiende como resistencia del mortero no confinado, pero tal resistencia no es identificable con la resistencia del mortero en la fábrica sino que es un índice de calidad de éste que puede ser utilizado como parámetro en algunas fórmulas empíricas.

Para tener idea del orden de magnitud de su valor, la resistencia de morteros de cal varía entre 0.5 y 1.0 N/mm².

Existen recomendaciones de clasificación para los morteros donde su resistencia depende de la dosificación adoptada, ACI 530-99 (1999), EC-6 (1997), UIC (1995).

- Módulo de deformación longitudinal E_m

En UIC (1995) podemos encontrar valores orientativos para el módulo de elasticidad de los morteros, ver Tabla 2.1.

Tipo de mortero	E_m (N/mm ²)	E_m / f_m
De cal aérea	400 – 1,000	2,000
De cal hidráulica	1,000 – 2,000	2,000 – 1,000
De cemento y cal	2,000 – 6,000	1,000 – 750
De cemento	6,000 – 10,000	750 – 650

Tabla 2.1 Módulos de elasticidad para diferentes morteros, según UIC(1995).

- Coeficiente de Poisson ν

El coeficiente de Poisson del mortero en la obra de fábrica es muy dependiente del estado tensional. Suele determinarse su valor en ensayos uniaxiales. Como referencia suele tomarse un valor de ν de 0.2.

2.2.3 La interfase unidad-mortero

La obra de fábrica es un material heterogéneo compuesto de tres componentes: las unidades o piezas, el mortero y la interfase unidad-mortero. El enlace entre la unidad y el mortero es a menudo el enlace más débil en ensamblajes de obra de fábrica. La respuesta no lineal de las juntas, la cual está entonces controlada por la interfase unidad-mortero, es una de las características más importantes del comportamiento de la obra de fábrica. Dos fenómenos diferentes caracterizan el comportamiento de la interfase unidad-mortero, uno está asociado con la falla a tracción (modo I) y el otro está asociado con la falla a cortante (modo II).

2.2.3.1 Modo I de falla

Pluijm (1992) realizó ensayos de deformación controlada sobre pequeños especímenes de obra de fábrica de unidades macizas de arcilla y silicato cálcico, tanto el mecanismo utilizado para los ensayos, como los resultados se pueden ver en la figura 2.2. Estos ensayos resultaron en una curva exponencial para el reblandecimiento por tracción con una energía de fractura en modo I G_f^I en el rango de 0.005 a 0.02 (Nmm/mm²) para una resistencia a tracción de la interfase en el rango de 0.3 a 0.9 (N/mm²), de acuerdo a la combinación unidad-mortero. 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.

2.2.3.2 Modo II de falla

Un aspecto importante en la determinación de la respuesta a cortante es la capacidad del mecanismo de ensayo para generar un estado uniforme de tensiones en las juntas. Este objetivo es de difícil logro debido a que las restricciones de equilibrio introducen tensiones normales no uniformes en las juntas. El modo II que representa el fallo por tensiones cortantes para la interfase unidad-mortero y que tiene una gran influencia en el comportamiento de la obra de fábrica será descrito con mayor detalle en la sección 2.3.4.

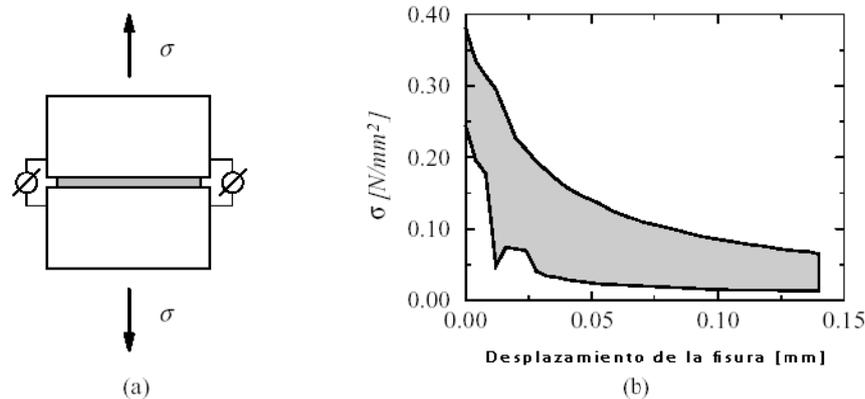


Figura 2.2 Comportamiento a tracción de la interfase o unión, según Pluijm (1992):
 (a) espécimen de ensayo; (b) resultados típicos experimentales para el diagrama de tensiones–desplazamiento de la fisura para obra de fábrica de ladrillos macizos de arcilla

2.3 LA OBRA DE FÁBRICA COMO MATERIAL COMPUESTO

2.3.1 Introducción

La casi totalidad de estructuras que utilizan como material la obra de fábrica, pilas, bóvedas, torres, muros, etc., se encuentran solicitadas por un estado de tensiones principalmente de compresión. Como consecuencia de este fenómeno, y siendo esto muy característico de las estructuras del estudio (muros de cortante), debemos revisar el comportamiento de la obra de fábrica bajo este tipo de tensiones, así como establecer su valor de resistencia a compresión. El comportamiento biaxial es presentado en relación a las direcciones de aplicación de la carga con respecto a las juntas horizontales (paralela y normal).

2.3.2 Comportamiento bajo cargas de compresión uniaxial.

Este caso de carga es uno de los que más atención ha recibido por los investigadores del área y se han realizado numerosos trabajos para establecer una relación entre la resistencia a compresión de la obra de fábrica como conjunto y la de sus materiales constituyentes. En todas las propuestas planteadas se ha aceptado que la diferencia entre las características de deformación de la unidad y el mortero, siendo mucho más rígida la primera, son la fuente

generadora del fallo. Como consecuencia de aplicar una carga de compresión normal a las juntas horizontales de la obra de fábrica se genera un estado de compresión triaxial en el mortero y de compresión vertical y tracciones en el plano horizontal para las unidades (ver figura 2.3). Con este criterio y asumiendo que el fallo de las unidades y del mortero presentaban un criterio Mohr-Coulomb, Hilsdorf (1969) propuso que la carga máxima está dada por:

$$P_{\max} = \sigma_c^b \frac{\sigma_T^b + K\sigma_T^m}{\sigma_T^b + K\sigma_T^m} \quad \text{con} \quad K = \alpha \frac{\sigma_T^m}{\sigma_C^m} \quad (2.2)$$

donde $\sigma_T^b < \sigma_C^b$ son las resistencias a tracción y compresión uniaxial de las unidades (de igual forma $\sigma_T^m < \sigma_C^m$ para el mortero). Dado que las unidades son generalmente mucho más resistentes que el mortero, se asume que σ_C^b es mayor que σ_C^m . Sin embargo las comparaciones contra resultados experimentales no fueron totalmente satisfactorias.

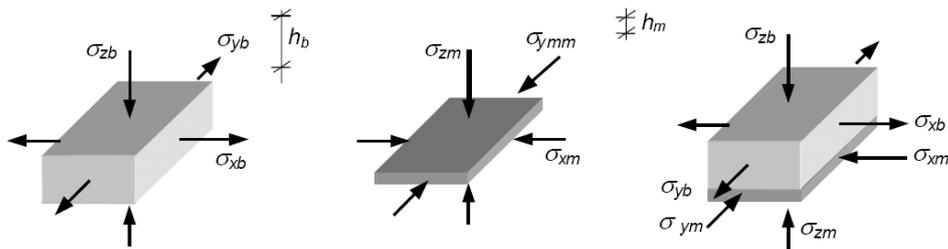


Figura 2.3 Estado de tensiones en la unidad y en el mortero que componen la obra de fábrica, cuando se encuentra sometida a compresión, (Martínez, 2003).

Posteriormente Khoo y Hendry (1973) buscaron mejorar este criterio, para lo cual realizaron una serie de ensayos de resistencia para unidades y mortero sometidos a un estado apropiado de tensiones (unidades compresión/tracción y mortero compresión triaxial). En éstos encontraron que la envolvente de rotura de las unidades era convexa hacia el origen (similar a la figura 2.4) y considerablemente diferente a la línea recta teórica de Mohr-Coulomb, asumida por Hilsdorf. Otra causa de la desviación de los datos del modelo propuesto por Hilsdorf contra los datos experimentales se encontraba en que estaba basado en un estado de tensiones interno que no satisface todas las condiciones de contorno. Adicionalmente, el modelo tampoco consideraba la incidencia de las juntas verticales. Con las envolventes de rotura para cada componente (unidad y mortero) establecidas, Khoo y Hendry, definen el punto de rotura de la fábrica en el plano $\sigma_z - \sigma_{xb}$ (de acuerdo a la figura 2.3) como la intersección de las envolventes de unidad y mortero tal como se observa en la figura 2.4.

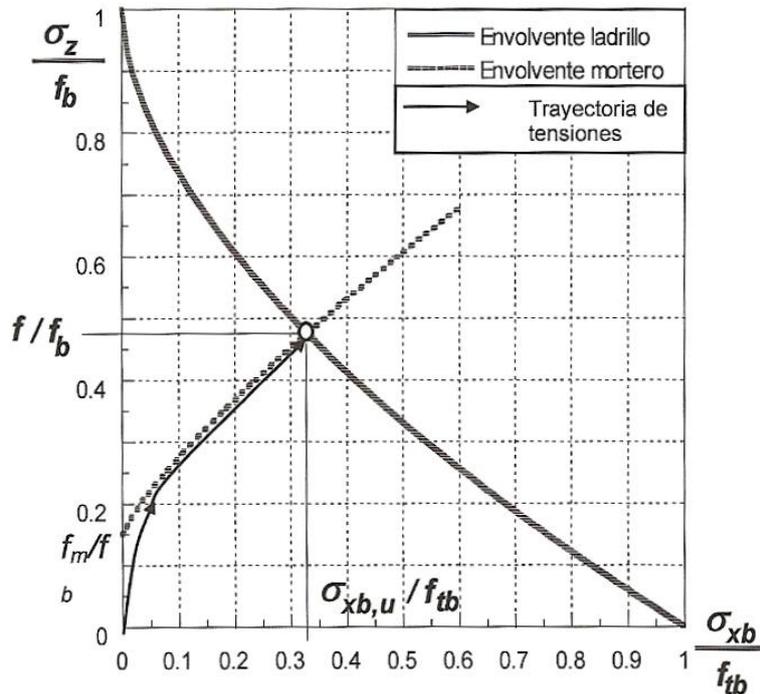


Figura 2.4 Punto de rotura de un prisma de fábrica en la intersección de las envolventes de los componentes, (Martínez, 2003).

Ohler (1986) desarrollo un trabajo en la misma línea del realizado por Khoo y Hendry, e incluyó algunas simplificaciones numéricas que lo condujeron a obtener una expresión para la resistencia de la fábrica (figura 2.5):

$$f = f_m + \frac{af_b - f_m}{1 + \frac{b\alpha}{m} \frac{f_b}{f_{tb}}} \tag{2.3}$$

donde f es la resistencia a compresión de la fábrica, f_b y f_m la de las piezas y mortero en ensayo triaxial, α la relación entre el alto de la pieza y el espesor de las juntas horizontales, a y b los parámetros de la envolvente trilineal de Ohler para la unidad (figura 2.5) y m la pendiente de la envolvente de rotura del mortero. Con esta fórmula sí se ha encontrado bastante aproximación con los datos experimentales obtenidos para fábrica de ladrillo.

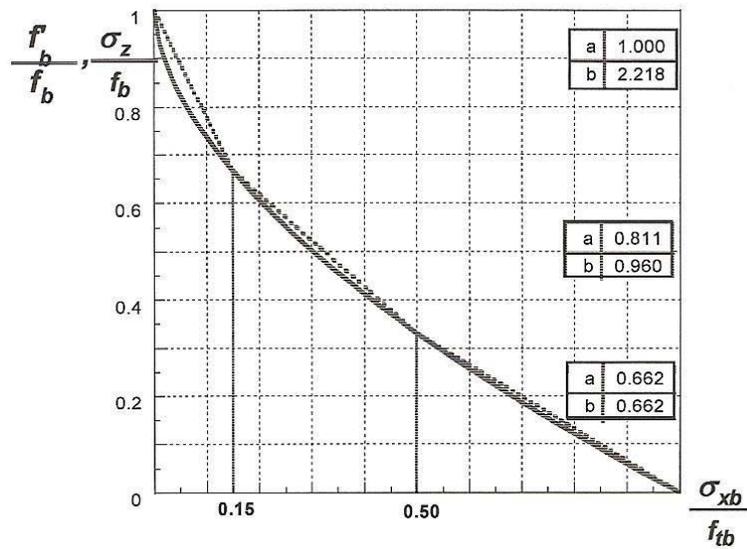


Figura 2.5 Envolvente de rotura de Ohler (1986) y ajuste trilineal. Un punto a la derecha de la curva representa rotura, (Martínez, 2003).

Como alternativa al campo del análisis límite el cual supone un comportamiento perfectamente plástico de ambos constituyentes, es posible aceptar otra aproximación totalmente diferente, adoptar un comportamiento perfectamente frágil para los dos componentes de la fábrica (la unidad y el mortero). Éste varía respecto de las hipótesis de Hilsdorf, para las tensiones laterales en las unidades σ^b que son derivados ahora desde un cálculo elástico. Encontramos aquí la propuesta de Tassios (Anthoine, 1992), quien asume un comportamiento elástico isotrópico para las unidades y el mortero, y para conocer la deformación lateral establece que en la interfase unidad-mortero las deformaciones de cada componente son iguales. Con el estado de tensiones conocido, la rotura se asume a ocurrir primero en las unidades tal como fue observado experimentalmente. Tassios eligió un criterio de rotura Mohr-Coulomb para las unidades y obtuvo la expresión para la carga máxima:

$$P \max = \frac{\sigma_C^b}{1 + \frac{\sigma_C^b}{\sigma_T^b} \left(\frac{\alpha(v_m E_b - v_b E_m)}{(1 - v_m) E_b + \alpha(1 - v_b) E_m} \right)} \quad (2.4)$$

donde σ, ν, E representan respectivamente las tensiones (tanto de compresión como de tracción, de acuerdo al subíndice C o T), el coeficiente de Poisson y el módulo de elasticidad; y los subíndices $_b$ y $_m$ representan al ladrillo (“brick”) y el mortero (“mortar”).

Se observa que la resistencia de la obra de fábrica incrementa aumentando la resistencia a compresión o a tracción de la unidad y disminuyendo la relación del espesor de la junta a la altura de la unidad.

El ensayo más aceptado hasta el momento, por la comunidad científica, para evaluar la resistencia a compresión uniaxial de la fábrica para carga normal a las juntas horizontales es el ensayo RILEM, descrito en Wesche y Ilantzis (1980), y que se ve en la figura 2.6 (a). De acuerdo con las observaciones realizadas por Mann y Betzler (1994), inicialmente aparecen fisuras verticales en las unidades a lo largo de la línea media del espécimen, continuando en una junta vertical. En un nivel superior de incremento de deformación aparecen fisuras adicionales, generalmente verticales y ubicadas en la cara menor de la probeta, las cuales llevan a la falla por descascarillamiento (“splitting”) del prisma. En la figura 2.6 (c) (tensión-deformación) se pueden ver algunos diagramas carga-desplazamiento obtenidos para paneles macizos de arcilla blanda con dimensiones 500x250x600 mm³. Se observa claramente que incrementos en la resistencia a compresión uniaxial (f_{mo}) conducen a un comportamiento más frágil. De acuerdo con Vermeltfoort (1997), el tamaño de la probeta y sus condiciones de contorno ejercen una clara influencia sobre la capacidad resistente y el mecanismo de fisuración de la obra de fábrica bajo cargas de compresión uniaxial. La resistencia a compresión en la dirección anteriormente descrita es generalmente presentada como la única propiedad material estructural importante de la fábrica pues es una propiedad de fácil determinación experimental y en la que se basan gran cantidad de criterios que describen el comportamiento de esta.

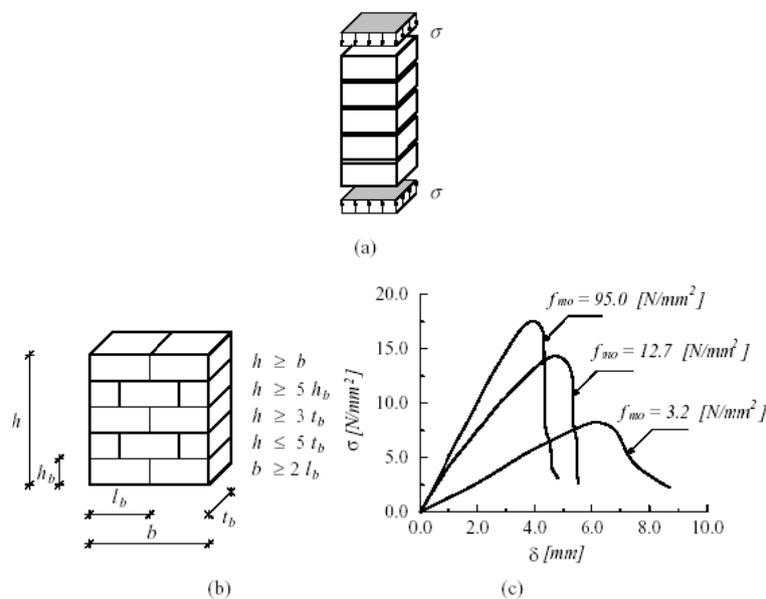


Figura 2.6 Comportamiento uniaxial de la obra de fábrica bajo carga de compresión normal a las juntas horizontales (a) pilastra de unidades y mortero (b) probeta para el ensayo RILEM (c) diagramas típicos experimentales tensión-deformación para diferentes valores de la resistencia del mortero (Binda et al, 1988)

En general, el comportamiento resistente a compresión uniaxial de muros de obra de fábrica con junta seca es un capítulo que ha gozado de una menor atención por parte de la comunidad científica y por ello existe mayor incertidumbre respecto a su comportamiento. Oliveira (2003) realizó un trabajo en este campo.

2.3.3 Comportamiento bajo cargas de tracción uniaxial

Cuando una probeta de obra de fábrica es sometida a tracción uniaxial perpendicular a las juntas horizontales, el fallo se produce generalmente en la unión entre la junta horizontal y el mortero, puesto que casi siempre esta interfase posee una baja resistencia a tracción, convirtiéndose de ésta forma en la resistencia a tracción de la obra de fábrica. Sin embargo en el caso de obra de fábrica con valores de la resistencia a tracción en esta junta muy altos, como por ejemplo para el caso de morteros de alta resistencia, y además con unidades que tengan una baja resistencia a tracción, como el caso de unidades perforadas, la falla por tracción puede ocurrir en la unidad antes que en la interfase unidad-mortero, siendo este valor el de la resistencia a tracción de la respectiva obra de fábrica. Podría citarse la aportación en este sentido de Gálvez et al. (2003).

Cuando un muro de cortante en obra de fábrica se encuentra sometido a un nivel de precompresión considerablemente alto, la resistencia a tracción de las unidades se convierte en una propiedad muy importante debido a que el fallo del muro se produce por la fisuración de las unidades como consecuencia de que el cortante y los esfuerzos de compresión aplicados generan unas tensiones de tracción principales que alcanzan más rápidamente a la resistencia a tracción de la unidad que al valor de la fricción. Por esto es importante realizar ensayos para evaluar la resistencia a tracción uniaxial de la obra de fábrica, para lo cual se han realizado diversas propuestas sin que se haya logrado establecer uno que goce de aceptación por parte de la comunidad científica, tal como para el caso de compresión uniaxial.

Backes (1985) llevo a cabo una campaña que consistía en ensayos a tracción uniaxial paralela a las juntas horizontales, con probetas de 4 hiladas (figura 2.7), obteniendo curvas carga-desplazamiento por control de desplazamiento (figura 2.8), inicialmente y por facilidad de construcción disponía el panel tal como se muestra en la figura 2.7 (a) y posteriormente se giraba 90° para lograr tracción paralela a las juntas horizontales. Observo dos tipos de fallos, dependiendo de la resistencia relativa entre unidades y mortero (figura 2.8). Una primera en diagonal escalonada a través de las juntas horizontales y verticales, y una segunda con fisuras prácticamente verticales a través de las unidades y juntas verticales.

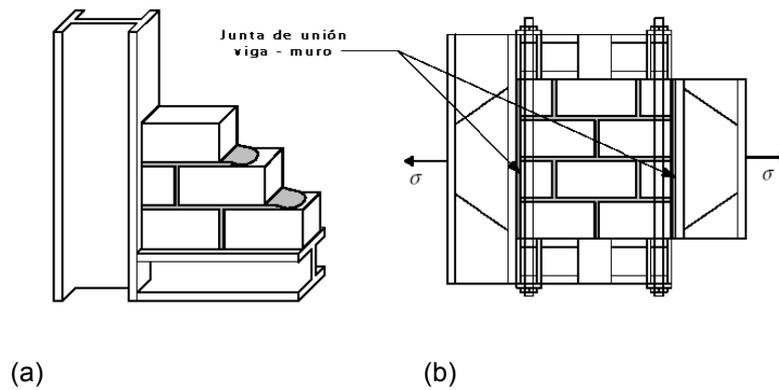


Figura 2.7 Ensayo para evaluar la resistencia a tracción de la obra de fábrica paralela a las juntas horizontales, (Backes, 1985): (a) fabricación del panel de ensayo; (b) panel de ensayo antes de la rotación de 90° y su posterior ensayo

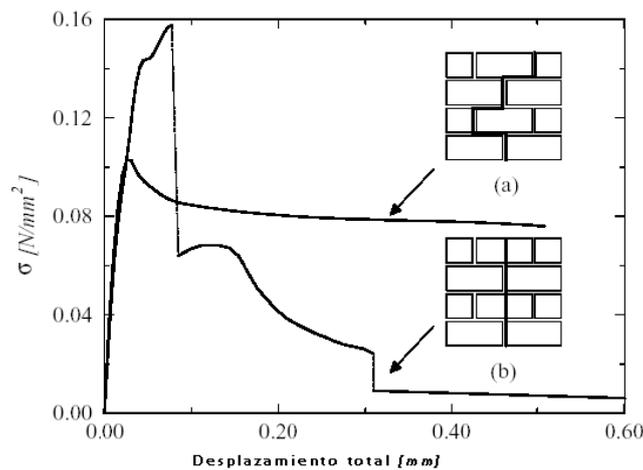


Figura 2.8 Diagramas experimentales típicos tensión-desplazamiento para tracción en la dirección paralela a las juntas horizontales, (Backes, 1985): (a) falla por diagonal escalonada a través de juntas horizontales y verticales; (b) falla vertical a través de juntas verticales y unidades

Jukes y Riddinton (1998) dividen en dos grupos los ensayos disponibles para determinar la resistencia a tracción de la interfase: ensayos de resistencia a tracción directa y ensayos de resistencia a flexión (ver figura 2.9). Tanto con la finalidad de estudiar el comportamiento en el plano, como para propósitos de modelamiento numérico, es preferido el ensayo de tracción directa.

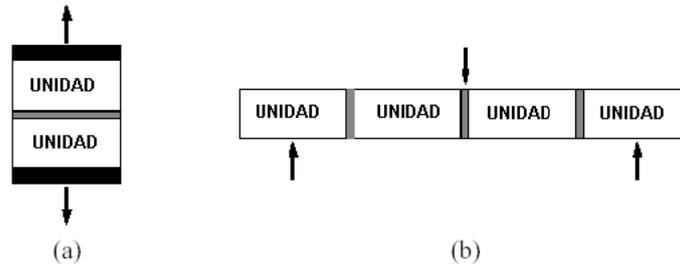


Figura 2.9 Propuestas para evaluar la resistencia de la interfase: (a) resistencia a tracción directa de la interfase; (b) resistencia a flexión de la interfase. Jukes y Riddinton (1998).

Pluijm (1992) realizó ensayos de tracción directa sobre probetas de obra de fábrica formadas por unidades sólidas de arcilla y silicato-cálcico, aplicando carga monotónica bajo control de desplazamientos. Como resultado obtuvo la figura 2.10 (a) y observó que las probetas fisuradas poseían un área de contacto más pequeña que el área de su sección transversal, ver figura 2.10 (b). Esta área neta de contacto se encontraba concentrada en el interior de la probeta, al parecer, como consecuencia del efecto de asentamiento del mortero en su fase plástica y su retracción. Otros investigadores también han contribuido con datos experimentales para caracterizar esta propiedad material de la obra de fábrica: Marzahn (1998) ensayó unidades a tracción uniaxial con la finalidad de evaluar la resistencia a cortante de muros de obra de fábrica con junta seca; Jefferson y Mills (1998) realizaron ensayos cíclicos de flexión sobre probetas de cilindros de hormigón con juntas de mortero.

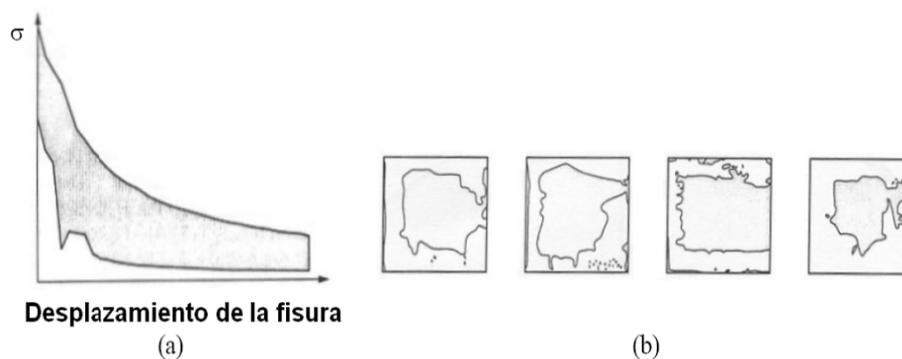


Figura 2.10 Ensayos de tracción directa: (a) diagrama experimental tensiones de tracción-desplazamiento de la fisura, representado en forma de envolvente; (b) áreas netas de unión a tracción. Pluijm (1992), (Oliveira, 2003).

2.3.4 Comportamiento bajo cargas de cortante

Las investigaciones realizadas por Mann y Müller (1982) han establecido que es el comportamiento a cortante la característica que gobierna el tipo de fallo en muros de obra de fábrica sometidos a esfuerzos biaxiales (como una combinación de compresión y corte), hallándose éste altamente influenciado por el nivel de esfuerzos de compresión normales a las juntas horizontales. Para caracterizar este fenómeno se han establecido varios tipos de ensayos, siendo su realización muy compleja por el requerimiento de mantener un estado uniforme de compresión en las juntas horizontales, evitando la presencia de esfuerzos de flexión significativas. Diferentes configuraciones han sido utilizadas, siendo las de uso más común los ensayos de corte directo o ensayo a un par “couplet” (dos unidades y una junta) y el ensayo a tripletes “triplets” (tres unidades y dos juntas), de acuerdo con la figura 2.11 (a) y (b) respectivamente.

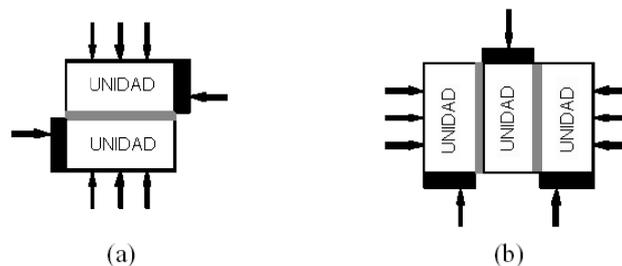


Figura 2.11 Ensayos establecidos por cargas de corte y compresión: (a) ensayo de un par; (b) ensayo de un triplete.

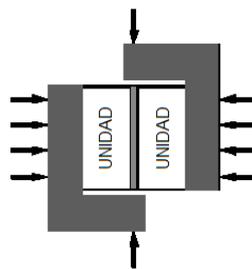


Figura 2.12 Ensayo propuesto por Pluijm (1993)

Una campaña experimental completa en este campo fue realizada por Pluijm (1993) para la cual desarrolló la configuración de la figura 2.12 que permite mantener constantes los esfuerzos de compresión. La probeta compuesta por dos unidades y una junta debe ser rígidamente unida a los elementos metálicos utilizados para la aplicación de la carga. En la campaña se utilizaron unidades macizas de arcilla y silicato cálcico, sometidas a carga monotónica. Los diagramas obtenidos por Pluijm se encuentran en la figura 2.13.

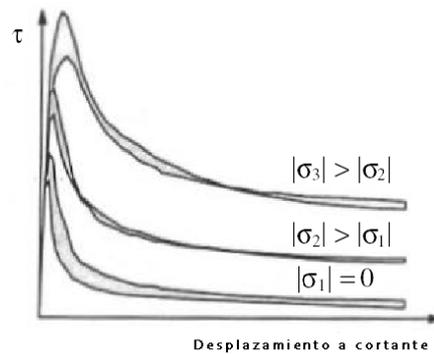


Figura 2.13 Diagramas experimentales tensiones-desplazamientos a cortante. Pluijm (1993)

El estudio descrito en prEN 1052-3 (1996); relativo a las diferentes configuraciones de ensayos a cortante, ha permitido determinar que el ensayo con la configuración de la figura 2.14 es muy apropiado para reducir los esfuerzos de flexión a valores mínimos, siempre que se sigan las recomendaciones dadas en Riddington (1994). Esta configuración es independiente de la forma y tamaño de la unidad y se puede llevar a cabo fácilmente.

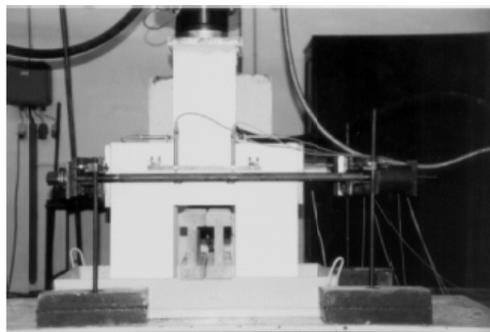


Figura 2.14 Ensayo establecido para determinar el coeficiente de fricción interna entre hiladas de ladrillos

2.3.5 Comportamiento bajo cargas de compresión biaxial

Este tipo de comportamiento ha recibido en los últimos años una especial atención por parte de la comunidad científica, motivada ésta por la insuficiencia de conocimiento para comprender la respuesta de las estructuras en obra de fábrica bajo acciones horizontales de sismo y viento, a pesar de la abundancia de este tipo de construcciones en el parque edificado. Además en las construcciones actuales podemos encontrarlos en edificaciones de altura sensible compuestas

por múltiples niveles, donde cumplen la función de transferir grandes fuerzas horizontales (sismo, viento, etc.). Radica también su importancia en el hecho de que cuando están presentes los muros construidos en obra de fábrica formando parte de estructuras, generalmente su función se desarrolla como muros de cortante, muros de cerramiento ó muros apoyados sobre vigas, generándose en ellos un estado interno de tensiones de zonas mixtas bajo compresión biaxial, tracción-compresión y en algunas escasas ocasiones tracción biaxial.

2.3.5.1 Mecanismos de rotura

2.3.5.1.1 Resultados experimentales

Diversos investigadores han llevado a cabo programas experimentales con el fin de determinar envolventes de rotura en estado de compresión biaxial para la obra de fábrica. Hegemier et al (1978) realizó una campaña experimental sobre muros de obra de fábrica con bloques de hormigón prefabricados rellenos de hormigón colocado in-situ (armada y no armada) a escala real. Encontró que la incidencia de la orientación de la junta horizontal en la respuesta era prácticamente inexistente, generándose un comportamiento isotrópico. La forma de la superficie de rotura fue semejante a la del hormigón (ver figura 2.15), pero se aclara por parte de los autores que para lograr este comportamiento isotrópico la selección de los materiales componentes de la obra de fábrica debe ser cuidadosa para garantizar la homogeneidad.

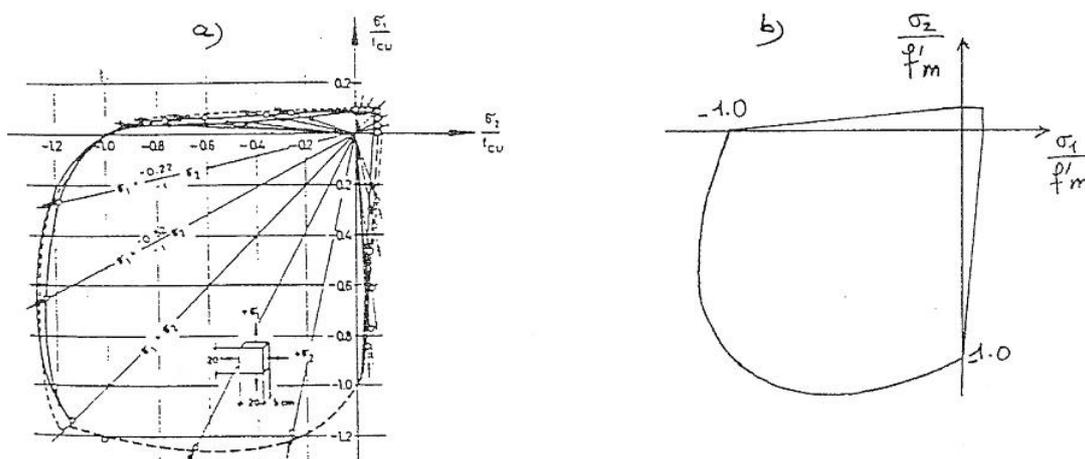


Figura 2.15 Criterio de rotura biaxial para: (a) hormigón y (b) obra de fábrica con relleno

Posteriormente, Samarasinghe y Hendry (1980) realizaron una campaña experimental sobre paneles de ladrillos a escala 1/6 y obtuvieron una superficie de falla en el plano de las tensiones en las dos direcciones principales y el ángulo de inclinación de la carga respecto de las juntas horizontales, respectivamente (σ_1 , σ_2 , θ) para el estado de tracción-compresión

(figura 2.15). En esta superficie se evidencia el comportamiento como material frágil de la obra de fábrica, principalmente para valores bajos de θ .

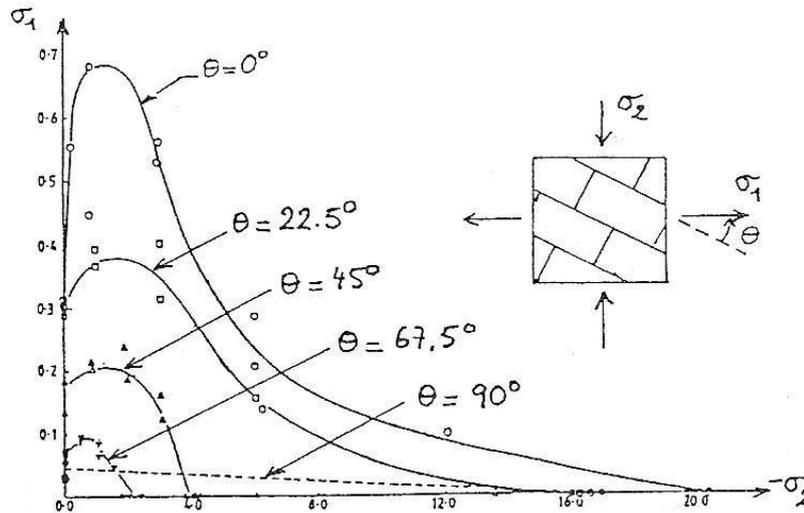


Figura 2.16 Criterio de rotura a tracción-compresión proyectado sobre el plano (σ_1 , σ_2).

Samarasinghe y Hendry (1980)

Page (1978) fue uno de los primeros investigadores en realizar un extenso y detallado programa experimental para caracterizar los diferentes mecanismos de rotura de la obra de fábrica en estado biaxial. Sus ensayos fueron realizados sobre un total de 180 paneles cuadrados de 360 mm de lado, formados por ladrillos a escala 1/2 y mortero con dosificaciones en volumen 1:1:6 (cemento: limo: arena), variando las relaciones entre los esfuerzos de compresión vertical σ_1 y los esfuerzos de compresión horizontal σ_2 para valores de infinito (compresión uniaxial con σ_1), 10, 4, 2 y 1, además conjuntamente realizó variaciones al ángulo θ entre la junta horizontal y la dirección de aplicación de la tensión σ_1 para valores de 0° , 22.5° , 45° , 67.5° y 90° . Un mínimo de 3 ensayos fueron realizados para cada combinación (σ_1 , σ_2 y θ). Igualmente, a partir de los resultados anteriores y utilizando la simetría de los paneles y la carga, obtuvo los valores para relaciones de esfuerzos principales de 0.5, 0.25, 0.1 y 0 (compresión uniaxial con σ_2). Con los resultados de los ensayos Page propuso una superficie de rotura en el plano en términos de dos tensiones principales y el ángulo de inclinación de la carga con respecto a la junta horizontal, la cual se puede observar en la figura 2.17.

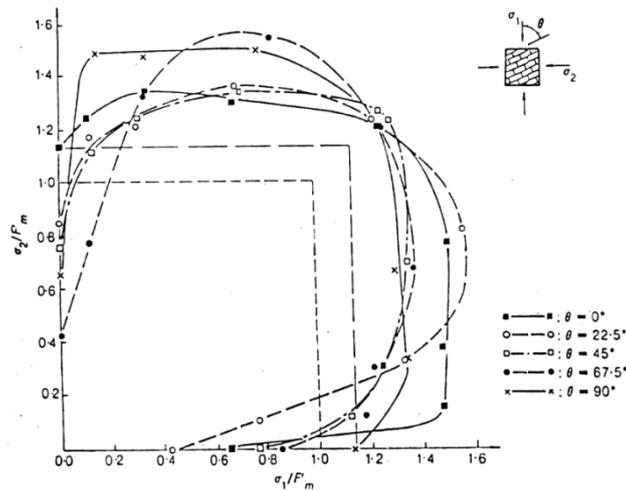


Figura 2.17 Superficie de rotura para obra de fábrica proyectada sobre el plano (σ_1 , σ_2). Page (1978)

También caracterizó el mecanismo de rotura para los diferentes estados de carga de la obra de fábrica (figura 2.18): para compresión uniaxial el fallo se presentó bien por deslizamiento o fisuración en las juntas horizontales o verticales, como combinación de éstas dos o involucrando también a las unidades; para el caso de tracción-compresión el fallo se presentó repentinamente por fisuración, ya sea de las juntas en forma individual, o en un mecanismo combinado involucrando unidades y juntas; para compresión biaxial se presentó un fallo por descascarillamiento “splitting” ubicado en la mitad del espesor del muro, el cual ocurrió súbitamente en una forma frágil y a menudo comenzando en uno de los ejes cargados y propagándose dentro del panel; este fallo se presentó en un plano paralelo a la superficie libre del muro y sin incidencia de la orientación de las tensiones principales.

Ganz y Thürlimann (1983) propusieron un criterio de rotura para obra de fábrica de ladrillo perforada. Los ladrillos estaban hechos de un material isótropo, pero debido a las perforaciones la obra presentaba anisotropía estructural. Se asumió un criterio de fallo de Coulomb para la resistencia a cortante de las juntas horizontales. La incidencia de las juntas verticales no fue considerada. Las juntas de mortero causaban una reducción en la resistencia a compresión.

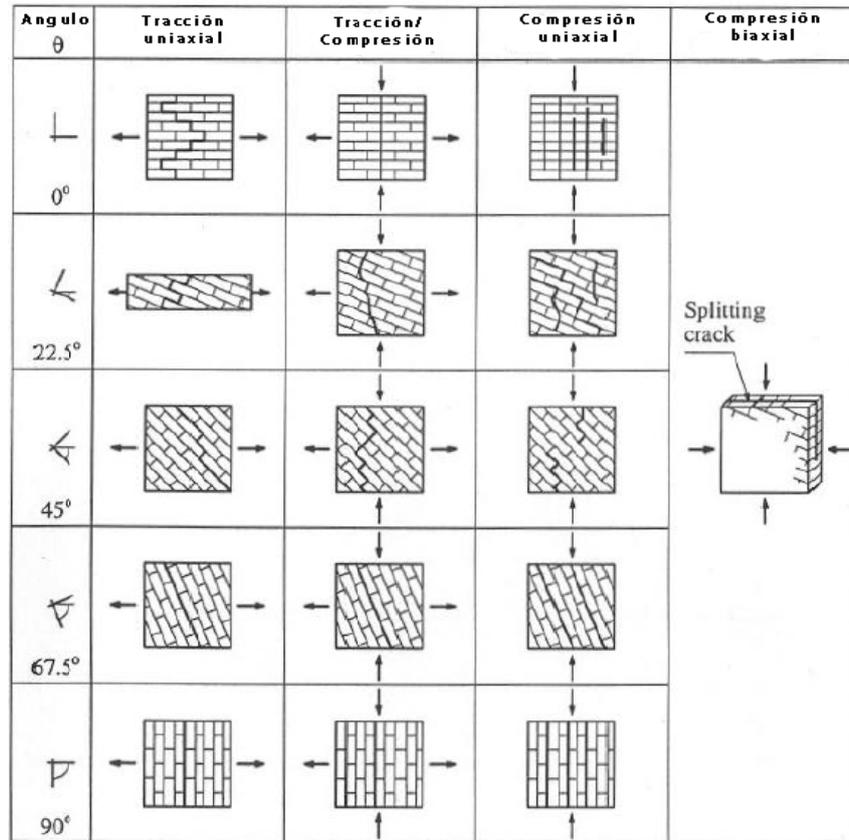


Figura 2.18 Modos diferentes de fallo en paneles de ladrillos sólidos de arcilla bajo carga biaxial

El criterio de rotura para la obra de fábrica está compuesto de cuatro dominios diferentes e incluía cuatro parámetros. Éste se encuentra definido por:

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y = 0 \quad , \text{ no tracción.}$$

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{mx})(\sigma_y + f_{my}) = 0, \text{ resistencia de elementos longitudinales y transversales (que conforman cada ladrillo hueco).}$$

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y + f_{my}) = 0, \text{ resistencia de elementos longitudinales.}$$

$$\tau_{xy}^2 - (c - \sigma_y \tan \phi)^2 = 0, \text{ deslizamiento de juntas horizontales.}$$

En la figura 2.19 se puede observar la superficie de rotura para los materiales utilizados en los ensayos.

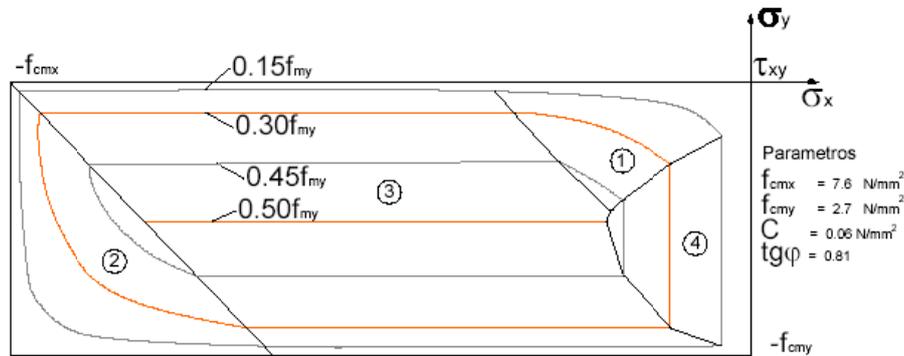


Figura 2.19 Superficie de rotura propuesta por Ganz y Thürlimann (1983), (Charry 2009).

2.3.5.1.2 Resultados numéricos

Mann y Müller (1982) desarrollaron una teoría para el análisis del fallo de muros de cortante que tiene en cuenta la incidencia de factores como la resistencia de la unidad, su forma, tipo de mortero, coeficientes de fricción y cohesión, sometidos a condiciones variables de carga y cortante aplicado. Para desarrollar su teoría analizan un elemento diferencial extraído del muro de cortante (figura 2.20), en el cual las tensiones en dirección vertical son σ_y y en todo el contorno las tensiones de cortante son $\tau = \tau_{xy} = \tau_{yx}$. Las tensiones de compresión horizontal σ_x fueron ignoradas. Su teoría predice bajo que combinación de tensiones σ_y y τ puede ocurrir la rotura. Asumió que las juntas verticales eran incapaces de transmitir tensiones de corte τ , dada la imposibilidad de garantizarse en ellas un relleno adecuado o como consecuencia de la retracción, produciéndose de ésta forma ausencia de fricción.

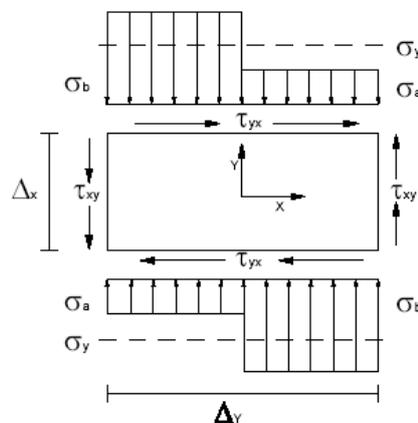


Figura 2.20 Tensiones sobre un elemento sometido a cortante - Mann y Müller (1982), (Charry 2009).

Por otra parte, las tensiones de corte τ presentes en las juntas horizontales producen en cada unidad de la obra de fábrica una torsión que solo puede ser equilibrada con un par de fuerzas verticales, generando que una mitad de la unidad este sometida a grandes tensiones σ_1 y la otra a tensiones más bajas σ_2 . Para demostrar estas hipótesis Mann y Müller crearon un modelo con juntas muy blandas denominado modelo con juntas de espuma de goma donde se evidenciaban las deformaciones por ellos planteadas (figura 2.21).

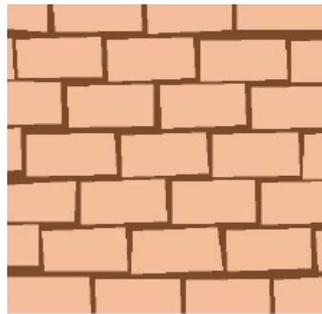


Figura 2.21 Modelo con juntas de espuma de goma - Mann y Müller (1982), (Charry 2009).

La envolvente de rotura propuesta (figura 2.22) se compone de varios criterios que dependen de la relación de σ_y y τ . La línea (c) de la figura 2.22, representa el fallo por fricción de la junta horizontal que se sucede en la mitad de la unidad sometida a menores tensiones, en la cual para su obtención se debe considerar una fricción y cohesión reducidas, para tener en cuenta el hecho de los diferentes estados de tensión en la unidad descrito anteriormente.

Los valores de cohesión y fricción reducidos se obtendrían según:

$$\text{La cohesión reducida } \bar{c}, \text{ así: } \bar{c} = \frac{c}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}} \quad (2.5.a)$$

$$\text{Y la fricción reducida } (\bar{\mu}), \bar{\mu} = \frac{\mu}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}} \quad (2.5.b)$$

La línea (d) de la envolvente de rotura (figura 2.22) establece el criterio para fisuración de las unidades.

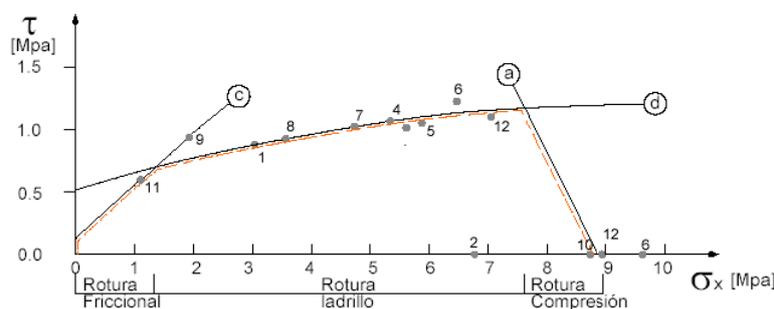


Figura 2.22 Envolvente de rotura para los ensayos de Darmstadt - Mann y Müller (1982), (Charry 2009).

La envolvente resultante fue comparada contra una serie de ensayos realizados por Mann y Müller en Darmstadt (Alemania) sobre 300 muros a escala 1/2. Los resultados que se pueden observar en la figura 2.22, corroboraron en un alto grado de fiabilidad la teoría propuesta. Todos los valores de τ , que se encuentren por debajo de la envolvente (línea punteada) de la figura 2.22 son aceptables y todos los valores superiores causan la rotura.

Más adelante Papa (1990) propone una envolvente para obra de fábrica bajo compresión biaxial. Esta fue derivada numéricamente por Papa como parte de un estudio mucho más amplio que buscaba realizar un análisis general del comportamiento de la obra de fábrica. Implemento un modelo numérico donde la obra de fábrica era tratada como un continuo periódico de tensión plana bidimensional. Las unidades fueron modeladas por elementos frágiles elásticos lineales y el mortero se representaba como un material elástico isotrópico susceptible de daño, además para la interfase unidad-mortero se asumió adherencia perfecta. Los datos de las propiedades materiales necesarios para el modelo fueron obtenidos experimentalmente a un micro-nivel realizando ensayos de tracción y compresión uniaxial sobre cada constituyente de la obra de fábrica. Al observar las envolventes de Papa (figura 2.23) se evidencia claramente su concordancia con las obtenidas experimentalmente por Page (figura 2.17).

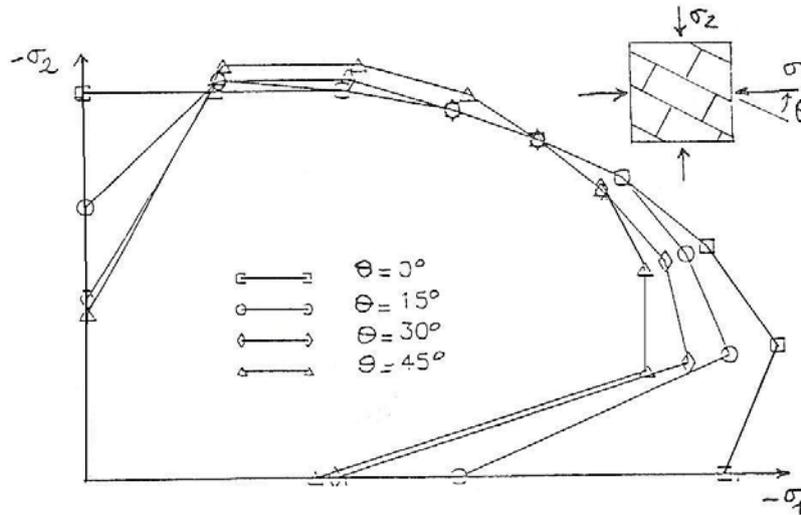


Figura 2.23 Criterio de rotura a compresión biaxial proyectado sobre el plano (σ_1, σ_2) . Papa (1990)

Jukes y Riddinton (1997) establecieron que para valores de tensiones de compresión normal a las juntas horizontales menores que 2 N/mm^2 , la resistencia a cortante de la junta presentaba un comportamiento de fricción tipo Coulomb, derivado como una combinación de la resistencia al cortante de la junta unidad-mortero (cohesión) c y la fricción entre la unidad y el mortero, expresada por:

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (2.6)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción de la junta. Para cuando se analice obra de fábrica con junta seca se debe recordar que el valor de la cohesión c es cero.

2.3.6 El fenómeno del reblandecimiento en la obra de fábrica

Es necesario tener en cuenta que para un adecuado análisis de la obra de fábrica es necesario que el modelo o la técnica a utilizar tenga en cuenta el fenómeno del reblandecimiento presente en este material (Lourenço, 2002). Este fenómeno consiste en una disminución gradual de las propiedades mecánicas bajo un incremento sostenido de la carga aplicada, bien sea para un elemento o para una estructura. Es una característica observada en materiales como suelos, ladrillos, morteros, cerámicas, rocas o concreto, en los cuales el fallo se presenta a través de un proceso de degradación creciente, manifestado por microfisuras internas que debido a la carga aplicada empiezan a crecer hasta convertirse en grandes fisuras que llevan al

colapso del elemento o estructura. Tal comportamiento mecánico es comúnmente atribuido a la heterogeneidad del material, debido a la presencia de diversas fases y defectos materiales como imperfecciones y vacíos. Aún antes de la carga el mortero contiene microfisuras debido al acortamiento durante el curado y a la presencia del agregado. Los ladrillos de arcilla contienen inclusiones y microfisuras debido al acortamiento durante el proceso de horneado. Las tensiones y fisuras iniciales, así como, las variaciones de la rigidez y resistencia interna causan un crecimiento progresivo de la fisuración cuando el material es sujeto a deformación progresiva. Inicialmente, las microfisuras son estables, es decir que ellas crecen únicamente cuando la carga es incrementada. Alrededor de la carga pico una aceleración en la formación de fisuras tiene lugar iniciando la formación de macrofisuras. Las macrofisuras son inestables, lo cual significa que la carga tiene que disminuir para evitar un crecimiento incontrolado. En un ensayo de deformación controlada el crecimiento de las macrofisuras produce reblandecimiento y localización de fisuras en una pequeña zona mientras el resto del espécimen es descargado. Para el fallo por tracción este fenómeno ha sido bien identificado por Hordijk (1991). El fallo a cortante también presenta un comportamiento de reblandecimiento, manifestado por la degradación de la cohesión en el modelo de fricción de Coulomb. Para fallo a compresión el reblandecimiento depende en gran medida de las condiciones de contorno y el tamaño de la probeta en los ensayos.

2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL ANÁLISIS DE LA OBRA DE FÁBRICA

Debido al gran interés despertado en los últimos años en la comunidad científica por lograr un mejor entendimiento del comportamiento mecánico de la obra de fábrica bajo diferentes estados de carga se han ido aplicando teorías o modelos provenientes muchas veces de otros campos, pero que debido a similitudes de comportamiento, se han podido utilizar en ésta área de una forma eficiente y satisfactoria.

2.4.1 Modelización como material cuasifrágil

2.4.1.1 Características básicas de un material cuasifrágil

Los materiales cuasifrágiles son aquellos materiales como el hormigón, hielo, materiales cerámicos, huesos, rocas, etc., que muy a pesar de tener una composición diferente, presentan un comportamiento mecánico similar bajo estados de carga. Este comportamiento se encuentra

muy influenciado por la heterogeneidad del material debida a la presencia de diferentes fases y defectos materiales, como microfisuras y vacíos. (Lourenço, 1996).

Esta heterogeneidad que presentan los materiales cuasifrágiles da lugar a un comportamiento mecánico diferente denominado "reblandecimiento", consistente en una disminución gradual de su resistencia mecánica bajo un aumento continuo de la deformación. Este fenómeno es la manifestación resistente de toda una serie de procesos internos.

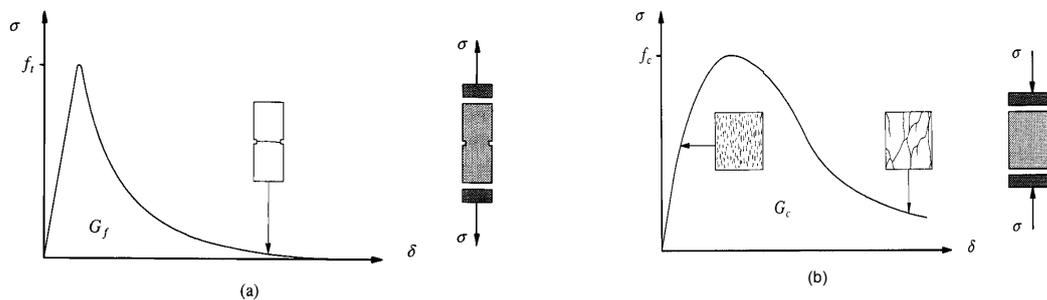


Figura 2.24 Comportamiento típico de los materiales cuasifrágiles bajo carga uniaxial.

(a) carga a tracción (b) carga a compresión

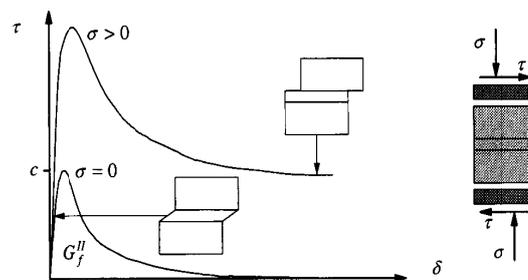


Figura 2.25 Comportamiento de la obra de fábrica bajo precompresión y corte

El fenómeno ha sido bien identificado en el caso de fallo a tracción, Hordijk (1991), ver figura 2.24 (a). Para el fallo a cortante, el proceso de reblandecimiento también se puede observar como una degradación de la cohesión en los modelos friccionales de Coulomb, ver figura 2.25. Este fallo por cortante representa uno de los tipos de mecanismos de fallo más típicos en la obra de fábrica, el cual consiste de deslizamiento de la interfase unidad-mortero bajo carga de cortante. Se puede asumir que el comportamiento inelástico en cortante puede ser descrito por

la energía de fractura en modo II G_f^{II} , definida por la integral del diagrama $\tau-\sigma$ en ausencia de carga normal de confinamiento. Cuando el fallo se produce a compresión, el reblandecimiento tiene gran dependencia de las condiciones de contorno y del tamaño de la muestra ensayada, Mier (1984) y Vonk (1992), ver figura 2.24 (b).

2.4.1.2 Modelamiento de la fisuración

El modelamiento constitutivo de los materiales cuasifrágiles se ha realizado, en términos generales, aplicando dos líneas teóricas básicas que son la mecánica de los medios continuos y la mecánica de la fractura. López (1999) presenta los conceptos básicos de estas dos formulaciones.

2.4.1.2.1 Mecánica de los medios continuos

Estos modelos se basan en la consideración de unas leyes constitutivas tensión-deformación definidas para todo punto del continuo en estudio. En este tipo de formulación, el concepto de deformaciones continuas se aplica también a la rama de reblandecimiento, independientemente de la aparición de macrofisuras y localizaciones. Así, el comportamiento observado en los ensayos se interpreta en términos de tensiones y deformaciones promedio en la probeta.

2.4.1.2.2 Mecánica de fractura

La mecánica de fractura estudia la evolución de una fisura o de un defecto preexistente, y su influencia en el comportamiento global del sólido.

La mecánica de fractura considera tres modelos básicos de fractura: el modo I o de abertura de la fisura en la dirección normal al plano de la misma; el modo II o deslizamiento de la fisura a lo largo de la dirección de propagación y el modo III o deslizamiento normal a la dirección de propagación, ver figura 2.26.

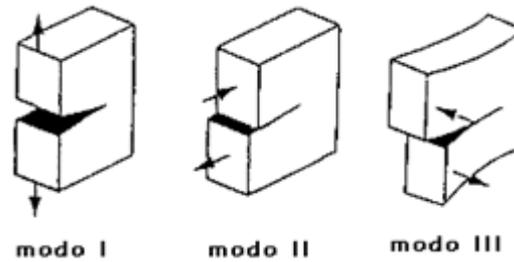


Figura 2.26 Modos básicos de fractura

Para una revisión pormenorizada de éste campo el lector puede remitirse, entre otros a:

- Karihaloo (1995) para el caso de la mecánica de fractura elástica lineal.
- Hillerborg et al (1976) para el caso del modelo de fisuración ficticia.
- Bazant y Cedolin (1979) para el caso del modelo de banda de fisuración.

2.4.1.2.3 Tratamiento de la fisuración en el método de los elementos finitos

El análisis del comportamiento de los materiales cuasifrágiles dentro del método de los elementos finitos ha sido desarrollado bajo dos enfoques. La fisuración distribuida (“smeared approach”) y la fisuración discreta (“discrete approach”).

2.4.1.2.3.1 Fisuración distribuida

La idea de la aproximación según una fisuración distribuida se adapta con naturalidad al concepto del MEF ya que, originalmente, este ha sido concebido para el cálculo en un medio continuo. Siguiendo esta idea se logra asociar el comportamiento de la fisura con los elementos finitos que la contienen, por medio de una ley material con relaciones no lineales tensión-deformación. Esta ley incorpora conceptos de la mecánica de la fractura, con el fin de obtener soluciones objetivas con el tamaño de la malla (Rots, 1988). Una dificultad de ésta aproximación es la limitación de los elementos de presentar deformaciones localizadas en un plano (banda cortante) sin perturbar los elementos contiguos. Este hecho hace necesario un refinamiento de la malla en las zonas críticas o utilizar elementos especiales “enriquecidos” a los que se les añaden funciones de forma adicionales para que puedan representar estos fenómenos localizados.

2.4.1.2.3.2 Fisuración discreta

La aproximación según la fisuración discreta permite modelar cada fisura separadamente, incorporando una discontinuidad en la malla. Inicialmente se utilizó la mecánica de fractura, la cual requería realizar la modificación de la malla paso a paso, entonces el criterio de propagación de la fisura dado por la mecánica de la fractura es independiente de la configuración inicial de la malla, la cual ha de tomar nuevas configuraciones incorporando la fisura como una discontinuidad (Arrea y Ingraffea, 1985). Otra opción es utilizar elementos junta, situados previamente donde se sabe que se formará la discontinuidad (Rots, 1991), o en caso de no conocer la trayectoria de la fisura, distribuidos de forma uniforme en la malla con el fin de representar todas las potenciales direcciones de fisuración (Stankowski, 1990). Este enfoque nos permite capturar de una manera más realista el comportamiento dilatante de los muros de obra de fábrica sometidos a compresión y corte, Zijl (2004).

2.4.2 Modelo de contacto con fricción

Un comportamiento no lineal particularmente difícil de analizar es el contacto entre dos o más cuerpos. Los problemas de contacto se presentan desde contacto sin fricción en pequeños desplazamientos hasta contacto con fricción en condiciones de grandes deformaciones inelásticas, Bathe (1996). Aunque la formulación de las condiciones de contacto es la misma en todos estos casos, la solución de los problemas no lineales puede en algunos análisis ser mucho más difícil que en otros casos. La no linealidad del problema analizado está ahora determinada no solamente por las no linealidades geométricas y materiales consideradas tradicionalmente sino que también en éste caso por las condiciones de contacto.

Inicialmente las formulaciones de análisis del contacto estaban muy relacionadas a geometrías lineales y a menudo involucraban contacto nodo a nodo. Una vez que significantes deformaciones no lineales de contacto fueron introducidas, los métodos tendieron a enlazar nodos a segmentos o nodos a superficies de contacto.

Existen dos métodos principales para la solución del contacto: el método de la penalización y el método de los multiplicadores de Lagrange.

2.4.2.1 Cinemática del contacto

Al estudiar el contacto entre dos cuerpos, la superficie de uno de ellos es convencionalmente tomada como una superficie de contacto “contact surface” y la superficie del otro cuerpo será la superficie objetivo del contacto “target surface”, Bathe (1996). Para contacto de una superficie rígida a una flexible, la superficie de contacto está asociada con el cuerpo deformable y la superficie objetivo deberá ser la superficie rígida, ver figura 2.27.

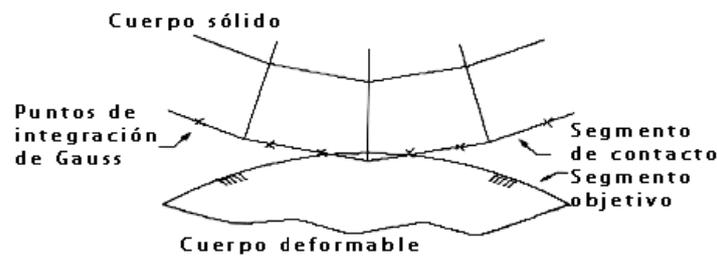


Figura 2.27 Superficies sólida y deformable en contacto

Para contacto entre cuerpos flexibles, las dos superficies, tanto la de contacto y la objetivo, estarán asociadas con cuerpos deformables. La superficie de contacto y la superficie objetivo forman lo que se denomina un par de contacto (“contact pair”).

Los elementos de contacto que se localizaran en las superficies donde se sabe se producirá la discontinuidad, tomaran la misma geometría de la cara del elemento al que están superpuestos.

La detección del contacto se realiza a través de la detección de los puntos de contacto que está localizada en cualquiera de los puntos nodales o puntos de Gauss, ver figura 2.27. Los elementos de contacto tienen restricción a penetración dentro de la superficie objetivo en sus puntos de integración. Sin embargo, la superficie objetivo puede, en principio, penetrar a través de la superficie de contacto. Cescotto y Charilier (1992) y Cescotto y Zhu (1994) recomiendan utilizar para los elementos de contacto puntos de integración de Gauss debido a que generalmente producen resultados más precisos que aquellos que utilizan sus propios nodos como puntos de integración.

La posición y el movimiento de un elemento de contacto relativo a su superficie objetivo asociada determina el estado del elemento de contacto. El algoritmo de contacto monitorea

cada elemento y asigna un estado de entre cuatro posibles: 0, abierto y lejos del contacto “open far-field contact”; 1, abierto pero cerca del contacto “open near-field contact”; 2, deslizando “sliding contact” y finalmente; 3, unido “sticking contact”.

2.4.2.2 Modelo de fricción

2.4.2.2.1 Ley de Coulomb

Para materiales tales como suelos y rocas, los efectos friccionales y dilatantes son significantes. Los modelos de flujo asociado no son apropiados para estos materiales. En su lugar, funciones de fluencia han sido desarrolladas para representar el comportamiento de materiales friccionales. En estos materiales, el comportamiento plástico depende de la presión, a diferencia de lo que sucede a la plasticidad de Von Mises. Además, para materiales friccionales, leyes de plasticidad asociada son a menudo inapropiadas, Belytschko et al (2000).

En el modelo básico de fricción de Coulomb, dos superficies en contacto pueden soportar tensiones de corte hasta una cierta magnitud a través de su interfase antes de que ellas inicien un deslizamiento relativo de una respecto de la otra. El estado es conocido como unión (“sticking”). El modelo de fricción de Coulomb será definido como:

$$\tau_{\text{lim}} = \mu P + b, \text{ y } |\tau| \leq \tau_{\text{lim}} \quad (2.7)$$

donde: τ_{lim} , son las tensiones de corte límite; τ , son las tensiones de corte equivalentes; P es la presión normal de contacto; y μ , es la cohesión del contacto.

Adicionalmente en los programas de cálculo que utilizan la técnica de los elementos finitos, caso del ANSYS, se permite opcionalmente definir un valor máximo de tensiones de corte equivalentes τ_{max} , de tal forma que sin importar la magnitud de la presión de contacto, el deslizamiento debe ocurrir si la magnitud de las tensiones de corte equivalentes alcanza este valor, ver figura 2.28.

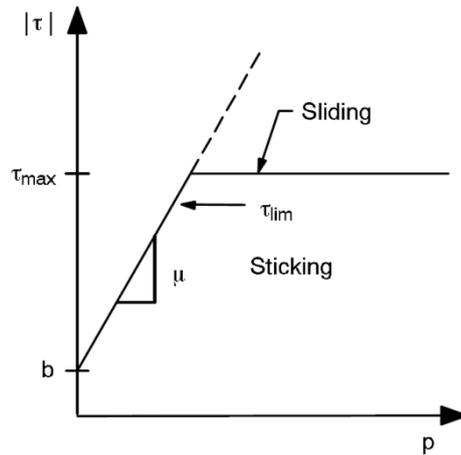


Figura 2.28 Modelo de fricción

2.4.2.2.2 Integración de la ley de fricción

La integración del modo friccional es similar a aquella de la teoría de plasticidad no asociada. En cada subpaso que ocurre deslizamiento por fricción, un predictor elástico es calculado en el espacio de las tracciones de contacto. El predictor es modificado con una función de retorno radial, generando una pequeña deformación elástica a lo largo de la respuesta deslizante, tal como ha sido desarrollado por Giannakopoulos (1989).

2.4.2.2.3 Simetrización algorítmica

Los problemas de contacto que involucran fricción generan matrices de rigidez no simétricas. Utilizar un “solver” no simétrico resulta computacionalmente más costoso que un “solver” simétrico para cada iteración. Por esta razón y para el caso del software ANSYS, utilizado en las primeras etapas del estudio, un algoritmo de simetrización desarrollado por Laursen y Simo (1993) es utilizado, porque la mayoría de problemas de contacto friccional pueden ser resueltos utilizando “solvers” para sistemas simétricos. Si los esfuerzos de fricción tienen una influencia sustancial sobre el campo total de desplazamientos y la magnitud de los esfuerzos de fricción es altamente dependiente de la solución, cualquier aproximación simétrica para la matriz de rigidez puede generar una baja velocidad de convergencia. En tales casos, el uso de una matriz de rigidez no simétrica resulta computacionalmente más eficiente.

2.4.2.3 Algoritmo del contacto

Para elementos de contacto superficie a superficie, como es nuestro caso, se utiliza bien sea el método Lagrangiano aumentado (Simo y Laursen (1992)) o el método de penalización. El método Lagrangiano aumentado es una serie iterativa de penalizaciones actualizadas para encontrar los valores exactos de los multiplicadores de Lagrange (por ejemplo, tracciones de contacto). Comparado con el método de la penalización, el método Lagrangiano aumentado usualmente conduce a un mejor condicionamiento y es menos sensible a la magnitud del coeficiente de penalización del contacto.

Para una lectura extensiva y bastante desarrollada de los métodos anteriores (Lagrangiano y de la penalización) el lector puede referirse a Belytschko et al (2000), Crisfield (1997) y Bathe (1996).

2.4.3 Modelo de junta para análisis de la fisuración en materiales cuasifrágiles

El modelo descrito a continuación representa parte de una ley constitutiva propuesta por Carol y Prat (1990), la cual ha sido concebida inicialmente como parte de un modelo de tipo de fisuración distribuida. El modelo está basado en la teoría de la elastoplasticidad e incorpora los conceptos de la mecánica de la fractura. El comportamiento está formulado en términos de las componentes normal y tangencial de las tensiones en el plano de la junta, $\sigma = [\sigma_N, \sigma_T]^T$ y de sus correspondientes desplazamientos relativos $\mathbf{u} = [u_N, u_T]^T$.

La fisuración comienza cuando las componentes de la tensión en el plano de una junta llegan a la superficie hiperbólica de fractura, representada en el espacio de tensiones $\sigma_N - \sigma_T$ como una función $F(\sigma_N, \sigma_T)=0$:

$$F = \sigma_T^2 - (c - \sigma_N \tan \phi)^2 + (c - \chi \tan \phi)^2 = 0 \quad (2.8)$$

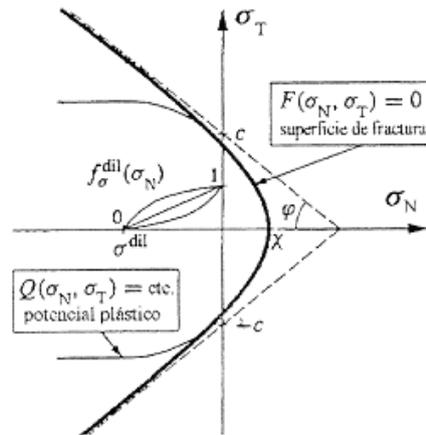


Figura 2.29 Modelo de junta: superficie de fractura y de potencial plástico.

El parámetro χ representa el vértice de la hipérbola y c y $\tan \Phi$ los parámetros de la asíntota, tal como puede verse en la figura 2.29. Desde un punto de vista mecánico, χ es la resistencia a tracción, c representa la cohesión aparente y Φ el ángulo de fricción interna.

2.5 ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA OBRA DE FÁBRICA

Existe diversidad de técnicas que siendo originados en otros campos (como por ejemplo el uso de elementos interfase en la mecánica de rocas), han sido adecuadas e implementados para su aplicación al análisis de estructuras compuestas por obra de fábrica. La utilización de una técnica u otra para el problema en cuestión radica entre otros factores en la precisión buscada, los datos disponibles para los parámetros del modelo, la capacidad computacional y los resultados buscados (Lourenço 2002). Sin embargo, debido al alto grado de comportamiento no lineal de la obra de fábrica, que ha sido claramente demostrado por las diversas campañas experimentales realizadas, es necesario hacer uso de modelos de éste tipo, para poder entender y describir más apropiadamente los fenómenos presentes. No obstante un análisis lineal es sin lugar a dudas una buena y necesaria primera inmersión en el problema que nos demanda poco tiempo y esfuerzo computacional, pero que permite formarnos una idea básica del comportamiento de la estructura y de los sitios de concentración de tensiones u otros fenómenos que después serán modelados y resueltos con mayor precisión valiéndonos del análisis no lineal.

El análisis límite o análisis plástico, también ha sido aplicado al análisis de la obra de fábrica, Heyman (1969), Livesley (1978), Gilbert y Melbourne (1994) y más recientemente Orduña y Lourenço (2003), quienes han propuesto un método general para el análisis límite de estructuras bidimensionales formadas por bloques rígidos interactuando a través de juntas.

Una de las técnicas de análisis que más aceptación y utilización ha recibido por parte de la comunidad científica en los últimos años, para su aplicación al estudio de la obra de fábrica, es el método de los elementos finitos, el cual presenta dos enfoques conocidos como micro o macromodelos, Page (1978), Chiostri y Vignoli (1989), Ali y Page (1988), Ignatakis et al. (1989), Rots (1991), Lofti y Shing (1994) y Lourenço (1996), entre otros.

En general, desde el punto de vista del comportamiento estructural, se puede decir que para el análisis de la obra de fábrica se dispone de tres aproximaciones: análisis lineal elástico, análisis no lineal y análisis plástico (figura 2.30).

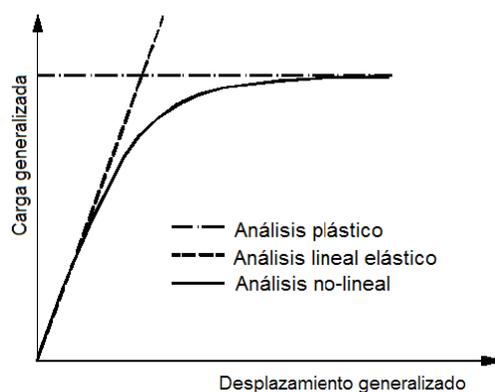


Figura 2.30 Diagramas generales carga-desplazamiento de un análisis estructural

2.5.1 La técnica de los elementos finitos

2.5.1.1 Introducción

La técnica de los elementos finitos ha recibido amplia aceptación para el modelamiento del comportamiento estructural de la obra de fábrica. Debido a esto su implementación ha tenido avances significativos y hoy en día se pueden observar enfoques y estrategias claramente definidas y diferenciadas que dependen básicamente del objetivo del estudio a realizar, así como de los datos disponibles para el modelo. En primer lugar se encuentra el micromodelamiento, donde se busca modelar detalladamente cada uno de los componentes de la obra de fábrica (unidades, juntas e interfase) como un componente del modelo numérico.

Es fácil imaginar que por lo ambicioso de este enfoque, se presenta la ineludible limitación de su aplicación a lo siempre limitado, aunque en constante expansión, de la capacidad de procesamiento de los ordenadores. Como consecuencia de esto último, se ha dedicado esfuerzo a encontrar una técnica un poco menos detallada pero que permite realizar un significativo estudio del comportamiento estructural de la obra de fábrica, eso sí obligando a realizar algunas simplificaciones que reduzcan el gran esfuerzo computacional necesario, esta se ha denominado micromodelamiento simplificado. El segundo enfoque del modelamiento numérico de la obra de fábrica mediante elementos finitos lo constituye el macromodelamiento, técnica enfocada a un nivel de menor detalle y complejidad pero que a cambio permite estudiar estructuras de mayores dimensiones.

2.5.1.2 Micromodelamiento

De acuerdo con el comportamiento observado a través de las campañas experimentales realizadas en el tiempo, donde se ha evidenciado la localización del daño en la obra de fábrica, el poder modelar ésta a un nivel de exhaustivo detalle se ha convertido en una gran preocupación y constante búsqueda por parte de la comunidad científica. Entender a nivel elemental el fenómeno de debilidad impuesto por las juntas en la obra de fábrica, lo que deriva en que estas sean la mayor fuente de no linealidad de la misma, se presenta como algo fundamental y muy necesario para el estudio del comportamiento de la obra de fábrica bajo estado biaxial de cargas en muros compuestos por obra de fábrica. Igualmente es necesario involucrar los diversos mecanismos de rotura observados experimentalmente y que caracterizan el comportamiento de la obra de fábrica (figura 2.31), (a) fisuración en las juntas, (b) deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales o verticales (presente en valores bajos de tensiones normales), (c) fisuración de las unidades en tracción directa, (d) fisuración por tracción diagonal de las unidades en altos valores de tensiones normales que generan fricción en las juntas y (e) aplastamiento que se presenta como rompimiento de las unidades en tracción generada por la dilatación del mortero. Teniendo en cuenta el hecho de que los fenómenos dados por (a) y (b) son mecanismos de juntas, (c) es un mecanismo presente en las unidades, y (d) y (e) son mecanismos combinados que involucran tanto a unidades como a juntas, es necesario poder involucrar en el modelo todos los componentes de la obra de fábrica a un nivel de detalle lo suficientemente apropiado para poder observar estos fenómenos y entender su desarrollo.

El micromodelamiento numérico se concibe como una técnica que da respuesta a estas necesidades y que permite gracias a su capacidad poder modelar la obra de fábrica ante cargas biaxiales a un nivel de amplio detalle para así poder comprender la incidencia en la respuesta y el comportamiento de cada uno de sus constituyentes más primarios (unidades,

juntas y la interfase unidad-mortero). Sin embargo, a pesar de lo avanzado de los métodos numéricos y de los modelos constitutivos para modelar la obra de fábrica, existe la barrera de la siempre limitada (aunque en constante crecimiento) capacidad de cálculo necesaria para su resolución mediante ordenadores, así como de poder encontrar el equilibrio entre tiempo dedicado a la solución del problema versus variación en la precisión de la respuesta y su incidencia para el entendimiento

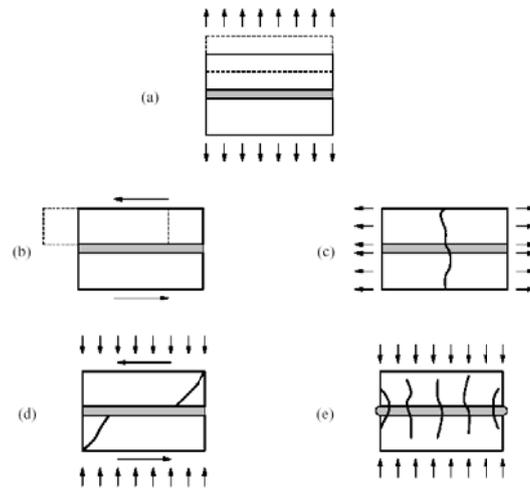


Figura 2.31 Mecanismos de rotura en la obra de fábrica: (a) fisuración por tracción en la junta; (b) deslizamiento en la junta; (c) fisuración de la unidad por tracción directa; (d) fisuración de la unidad por tracción diagonal y (e) aplastamiento de la obra de fábrica

del fenómeno biaxial de la obra de fábrica. Por el mencionado alto costo computacional, ésta técnica se utiliza para el análisis de pequeños elementos estructurales (pilas, muros de cortante) que son de especial interés para un determinado análisis. Otro factor a considerar es que para el micromodelamiento se deben realizar ensayos que caractericen las diferentes propiedades mecánicas de la obra de fábrica a nivel de sus elementos constituyentes (unidad, junta e interfase unidad-mortero) e igualmente sobre pequeños especímenes o probetas de obra de fábrica, los cuales lamentablemente en la mayoría de los casos no son representativos y presentan una gran dispersión. Por todo lo anterior el micromodelamiento se ha dividido en dos estrategias el micromodelamiento detallado y el simplificado, como se observa en la figura 2.32 (a) y (b) respectivamente.

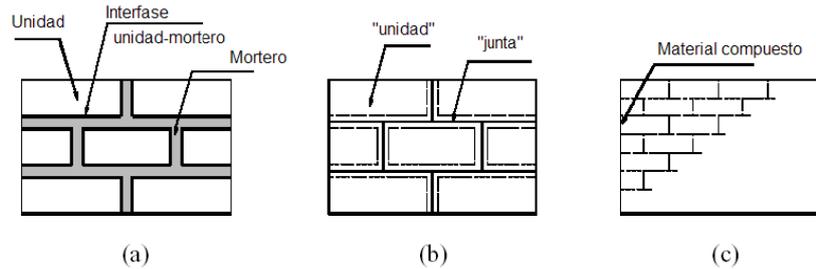


Figura 2.32 Modelos numéricos de obra de fábrica para las diferentes estrategias: (a) micromodelamiento detallado; (b) micromodelamiento simplificado y (c) macromodelamiento (Lourenço, 1996)

A grandes rasgos, con el micromodelamiento detallado se busca poder incorporar en el modelo numérico cada uno de los elementos constituyentes de la obra de fábrica con sus diferentes propiedades y comportamientos (figura 2.32 a); mediante el micromodelamiento simplificado se pretende disminuir la complejidad del modelo numérico, pero conservando una adecuada capacidad para representar el fenómeno estudiado, “expandiendo” las unidades para que ocupen el volumen del mortero y reducir de esta forma el problema a unidades e interfase o junta, disminuyendo notoriamente el tamaño de la malla (figura 2.32 b).

2.5.1.2.1 Algunos micromodelos propuestos

La mayoría de micromodelos que han sido propuestos asumen para las unidades un comportamiento lineal elástico, lo cual parece algo razonable, y concentran toda la no linealidad del problema en las juntas, necesitando de esta forma considerar modelos constitutivos mucho más avanzados para modelar el comportamiento de las juntas y así poder considerar el comportamiento postpico de la obra de fábrica. Para modelar estas juntas se ha recurrido al uso de la formulación de elementos interfase, los cuales originalmente se desarrollaron en los campos del concreto por Ngo y Scordelis (1967) y la mecánica de rocas por Goodman et al (1968), conceptos que posteriormente fueron aplicados a la obra de fábrica por Page (1978).

A continuación se describen algunos de los micromodelos que por su importancia en el avance de ésta técnica merecen especial mención. En primer lugar mencionaremos el trabajo de Page (1978) por ser el pionero en la aplicación de ésta técnica al fenómeno biaxial de la obra de fábrica y en segundo lugar, pero no menos importante, el trabajo de Lourenço (1996) quien en los últimos años ha sido uno de los investigadores que más ha trabajado y logrado avances significativos en este campo.

2.5.1.2.1.1 Micromodelo de Page (1978)

Page (1978) propone un micromodelo para carga biaxial en el plano donde la obra de fábrica es considerada como un continuo elástico de elementos ladrillo, con un arreglo regular de elementos junta (enlaces) embebidos dentro de éstos. Los elementos junta de mortero tienen baja capacidad a tracción, alta capacidad a compresión, y capacidad a cortante en función de la resistencia de la unión y compresión superimpuesta. Así, las características no lineales de la obra de fábrica modelada resultan de la deformación no lineal característica de las juntas bajo compresión y cortante, y fallo local y deslizamiento que ocurre en las juntas. El criterio de falla adoptado para éstas se representa en la figura 2.33.

Este micromodelo podemos clasificarlo como simplificado. El fallo ocurre en las juntas si el criterio resistente de cortante o tracción es violado. Su micromodelo tuvo como objetivo la determinación de las distribuciones de tensiones internas, más no la predicción precisa de la carga de falla.

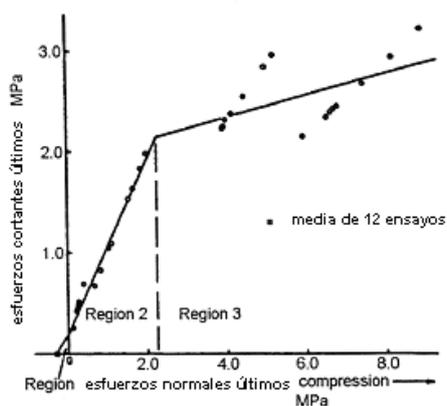


Figura 2.33 Envolvente de rotura asumida para la junta en el plano tensiones normales – tensiones de corte

Las propiedades residuales asignadas dependen del estado de tensiones presente. Si el criterio de la Región 1 (figura 2.33) es violado, se asume fallo por tracción en la interfase. Si el fallo ocurre bajo una combinación de tensiones de compresión y corte (Regiones 2 y 3 de la figura 2.33), se asume fallo por cortante en la interfase. Más allá del fallo, propiedades residuales fueron asignadas únicamente a aquellos elementos junta que han fallado bajo tensiones normales de compresión: la rigidez normal permanece invariable y la rigidez a cortante fue reducida de acuerdo a la magnitud de las tensiones de compresión presentes en la rotura.

La validación del modelo se realizó con datos provenientes de una serie de ensayos de flexión en el plano bajo carga vertical para una viga profunda de obra de fábrica. Se comparó la predicción teórica contra la evidencia experimental. Las distribuciones de tensiones han sido reproducidas con un razonable grado de precisión, aún para un nivel alto de cargas cuando redistribuciones sustanciales de tensiones han ocurrido. La carga de fallo no pudo predecirse, puesto que el modelo no incluía un criterio de rotura para los ladrillos y de acuerdo a la evidencia experimental la carga de colapso involucraba tanto a los ladrillos como a las juntas.

2.5.1.2.1.2 Micromodelo de Lourenço (1996)

Lourenço (1996) propone un micromodelo de interfase compuesta, el cual incluye una rotura a tracción para el modo I de falla, una envolvente friccional de Coulomb para el modo II de fallo y un modelo de capas para el fallo a compresión de acuerdo a la figura 2.34. Este es desarrollado en conceptos modernos de plasticidad. Adicionalmente, elementos interfase son considerados para modelar fisuras potenciales en las unidades. La consideración de que todo el fenómeno inelástico sucede en los elementos interfase lleva a un tipo robusto de modelamiento, capaz de seguir completamente la ruta de carga de una estructura hasta la degradación total de la rigidez. Lourenço propone su modelo como una contribución al escaso tratamiento dado por la investigación a la utilización de elementos interfase para el modelamiento de obra de fábrica.

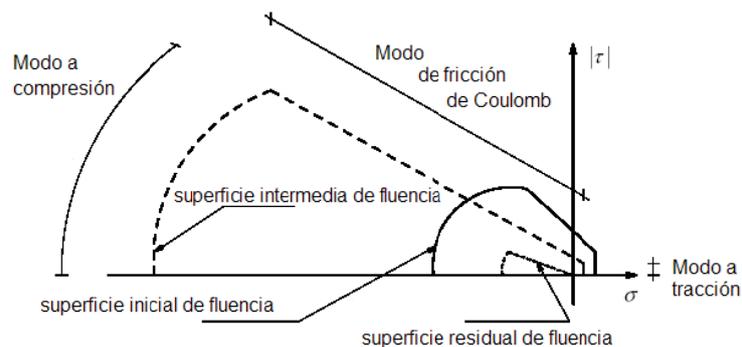


Figura 2.34 Modelo propuesto para interfases, Lourenço (1996)

Para validar su micromodelo Lourenço utilizó los datos experimentales de ensayos sobre muros de cortante realizados en Holanda por Raijmakers y Vermeltoort (1992), Vermeltoort y Raijmakers (1993) y CUR (1994). Se inclinó por estos ensayos, debido a que la mayoría de

parámetros necesarios para caracterizar el modelo material estaban disponibles de micro-experimentos.

2.5.1.3 Macromodelamiento

Dada la necesidad de estudiar estructuras de gran escala se ha desarrollado esta técnica que considera la obra de fábrica como un compuesto anisótropo homogéneo, utilizando tensiones y deformaciones medias para describir el comportamiento de ésta (ver figura 2.32 (c)). Esta técnica no establece distinción entre los componentes de la obra de fábrica (unidades, juntas e interfase) y es aplicable en estructuras de dimensiones lo suficientemente grandes para mantener un estado uniforme de tensiones, convirtiéndose en más atractiva por el menor refinamiento necesario en las mallas de elementos finitos así como por el menor tiempo de cálculo y capacidad de procesamiento de los ordenadores para su solución.

2.5.2 Análisis plástico

El análisis plástico o análisis límite, se puede también aplicar al campo de la obra de fábrica y permite determinar la máxima carga o carga de rotura que puede ser resistida por una estructura. El análisis plástico presenta dos enfoques para su aplicación, el del límite inferior (estático) y el del límite superior (cinemático). Los dos tienen por objetivo determinar el multiplicador de una distribución de carga preestablecida sobre la estructura que conduce a la rotura. Para resolver el problema utilizando el método estático se hace uso de las ecuaciones de equilibrio que al resolverlas nos dan el multiplicador buscado, el cual será el valor del límite inferior para la carga límite a soportar por la estructura. Para aplicar el método cinemático, es necesario transformar la estructura en un mecanismo introduciéndole rótulas plásticas o líneas de fluencia. Posteriormente, utilizando el principio de los desplazamientos virtuales, cada mecanismo se asocia con un multiplicador de carga, siendo este multiplicador el límite superior para la carga límite a soportar por la estructura. Como ejemplo de su aplicación al análisis de estructuras de obra de fábrica podemos mencionar el análisis mediante líneas de presiones para el método estático y el método de las rótulas plásticas aplicadas a arcos, como ejemplo del método cinemático, ver figura 2.35.

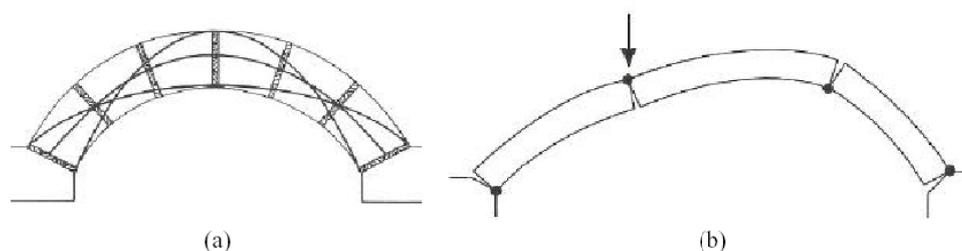


Figura 2.35 Análisis plástico de estructuras en obra de fábrica: (a) líneas de presión alternativas en un arco – método estático (Heyman, 1998); (b) mecanismo de falla de 4 rótulas en un arco – método cinemático (Melbourne y Gilbert, 2001). Oliveria (2003)

Algunos investigadores han utilizado el análisis límite como técnica de análisis para la obra de fábrica, entre ellos, Heyman (1969), Livesley (1978), Gilbert y Melbourne (1994) y más recientemente Orduña y Lourenço (2003).

2.5.2.1 Análisis límite con bloques rígidos

Constituye este enfoque una alternativa más para el análisis de muros de obra de fábrica bajo carga biaxial en el plano. Impulsada ampliamente esta técnica por Heyman (1969) para el caso del análisis sobre arcos y otros elementos de obra de fábrica, la cual estaba basada en las hipótesis de resistencia a compresión infinita, inexistencia de fallo por deslizamiento, inexistencia de tracción y pequeñas deformaciones. A partir de ésta, posteriores desarrollos buscaron su aplicación al análisis de la obra de fábrica. Livesley (1978) hace los primeros intentos para aplicar el análisis límite a estructuras en obra de fábrica compuestas por arcos de bloques rígidos y más adelante Gilbert y Melbourne (1994) utilizan los teoremas cinemáticos también en el campo del análisis de puentes arco en obra de fábrica aplicando el método cinemático. Ferris y Tin-Loi (2001) utilizan la programación matemática con restricciones de equilibrio, perteneciente al campo de la programación lineal, para formular y resolver un esquema numérico simple que permita solucionar los problemas de análisis límite aplicados a estructuras de gran escala compuestas por bloques.

La aplicación del análisis límite se antoja atractivo debido a que nos permite predecir el valor de la carga de rotura, así como los mecanismos desarrollados, sin necesitar gran cantidad de parámetros. Así mismo los modelos numéricos para estructuras complejas son de mucha menor exigencia computacional que otros métodos basados, por ejemplo en elementos finitos. Su debilidad radica en la imposibilidad de hacer un trazado de la ruta de carga de la estructura.

Recientemente Orduña y Lourenço (2003) han propuesto un método general para el análisis límite de estructuras bidimensionales formadas por bloques rígidos interactuando a través de juntas.

2.6 MÉTODOS Y CRITERIOS SIMPLES PARA EL ANÁLISIS DE MUROS EN OBRA DE FÁBRICA

Las técnicas de análisis presentadas en el numeral anterior, en muchas ocasiones presentan inconvenientes como, necesidad de conocimientos muy avanzados en el campo no lineal, elevado costo computacional, necesidad de gran cantidad de ensayos para caracterizar los numerosos parámetros necesarios para los modelos. Esto hace que su aplicación sea muy engorrosa y por tanto de aplicabilidad real limitada. Por este motivo diversos investigadores han estudiado otras técnicas de análisis que les han permitido proponer algunos métodos y/o criterios simples para el análisis de la obra de fábrica, los cuales han sido validados tanto con datos experimentales como con modelos provenientes de las técnicas complejas de análisis.

Ganz y Thürlimann (1983), propusieron un modelo que simplifica los campos de compresión a que se encuentra sometido un muro de cortante, en un conjunto de bielas paralelas que forman un mecanismo resistente. Posteriormente Guiffè et al (1994), utilizando el método del elemento discreto (originario del campo de la mecánica de rocas) propone su aplicación al diseño de muros en obra de fábrica. De Buhan y De Felice (1997), plantean un modelo continuo simplificando el comportamiento de la obra de fábrica como un material continuo y expresando la carga última resistida por un muro en función de parámetros fácilmente caracterizables (ángulo de fricción y cohesión de las juntas, geometría de las unidades). De Tommasi et al (2003) presentan un modelo sencillo para evaluar fachadas en obra de fábrica, en el cual incorporan tirantes para ajustar la desviación que sufren los campos de compresión en esos elementos estructurales. Roca (2006) presenta una propuesta, que basada en los modelos de bielas y tirantes, pretende ser una herramienta para el análisis de muros de obra de fábrica bajo cargas verticales parciales o uniformes.

De igual forma existen una serie de criterios normativos para su aplicación a la obra de fábrica EHE (1999), EC-6 (1997), CTE-DB-SE F (2007).

A continuación se presenta una breve descripción de algunos de los modelos mencionados anteriormente, por presentar relación como antecedentes o de manera directa con el estudio aquí realizado.

2.6.1 Modelo de Ganz y Thürlimann (1983)

Ganz y Thürlimann (1983) proponen un criterio simple para predecir la carga última de muros de cortante utilizando los teoremas del límite inferior y superior de la teoría de la plasticidad. Se asume que el material presenta características tensión-deformación plásticas perfectamente rígidas.

Considerando la naturaleza compuesta de la obra de fábrica, los autores buscan que la respuesta del conjunto permita incorporar los mecanismos de rotura, que a nivel individual, presentan sus materiales constituyentes. No se tiene en cuenta la aportación de las juntas verticales en la respuesta resistente del muro. La reducción, que en la capacidad global del muro, genera la presencia de las juntas de mortero horizontales, se considera en los criterios propuestos condicionando la resistencia a compresión a la resistencia de la obra de fábrica, antes que alcanzar la resistencia a compresión de la unidad.

Como resultado de los criterios anteriores, el modelo propone que la mayor fuerza de corte que puede ser soportada por un muro de ladrillos no armado es:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} f_{my} l t \tan\left(\frac{\gamma}{2}\right) \quad (2.9)$$

$$\gamma = 2\beta = \arctan\left(\frac{l}{h}\right) \quad (2.10)$$

La correspondiente fuerza normal tiene que ser por lo menos

$$N \leq -f_{my} l t \cos^2\left(\frac{\gamma}{2}\right) \quad (2.11)$$

Donde, f_{my} es la resistencia a compresión vertical de la obra de fábrica, l, t son el ancho y el espesor del muro y h la altura del mismo.

2.6.2 Análisis mediante modelos de bielas y tirantes

Los modelos de bielas y tirantes han sido originariamente utilizados para modelar la condición última del hormigón reforzado, véase Schlaich et al. (1987). Para ello se utilizan bielas para representar los campos de las tensiones de compresión y los tirantes representan las barras de refuerzo.

Roca (2006) propone un método simplificado para el análisis de muros de obra de fábrica basado en modelos de bielas y tirantes. Este método se desarrolla detalladamente en el capítulo siguiente debido a que es parte fundamental del presente trabajo de investigación.

2.6.3 Criterios normativos

Los diferentes códigos suelen establecer la resistencia ante estados biaxiales de tensiones mediante combinaciones de tensiones tangenciales y normales en las juntas, tensión de corte y tensión normal simultáneos. Así, el Eurocódigo EC-6 (1997) utiliza sólo la resistencia característica a tensión cortante (f_{vk}) en la dirección paralela a las juntas y permite su obtención experimental mediante la realización de ensayos sobre paneles (macroelementos) o analíticamente mediante la expresión:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_v \quad (2.12)$$

$$f_{vk} \leq 0,065f_b, \text{ pero no menor que } f_{vk0} \quad (2.13)$$

$$f_{vk}^* = \text{valor límite dado en EC-6}$$

donde f_{vk0} es la resistencia a cortante en ausencia de tensiones normales ($\sigma_v = 0$), σ_v es la mínima compresión vertical actuando sobre el muro; f_b es la resistencia a compresión vertical de las piezas. Es importante mencionar que para la obtención de f_{vk}^* solo se considera la sección comprimida del muro. En EC-6 se presentan algunos valores característicos de f_{vk0} y también los valores límite para f_{vk} . Como puede observarse en la ecuación (2.12) el criterio presentado en la Norma Europea (EC-6) se basa en el principio de Mohr Coulomb.

En el ámbito nacional se tiene la normativa española CTE-DB-SE F (2007), que ha reemplazado a la antigua NBE FL-90 (1990) "Muros resistentes de fábrica de ladrillo", y que

está basada en el EC-6. En norma propone en su apartado 4.6 unas expresiones para obtener la resistencia a corte de los muros en obra de fábrica con mortero ordinario, dependiendo de la clase de juntas así:

- Mortero ordinario y juntas llenas $f_{vk} = f_{vk0} + 0,36\sigma_k \leq 0,065f_b$ (2.14)

- Mortero ordinario y llagas a hueso $f_{vk} = f_{vk0} + 0,45\sigma_k \leq 0,045f_b$ (2.15)

- Mortero ordinario y tendel hueco $f_{vk} = f_{vk0} \frac{g}{t} + 0,36\sigma_{kd} \leq 0,050f_b$ (2.16)

f_{vk0} es la resistencia a corte puro, con tensión de compresión nula.

σ_k si hay compresión, la tensión característica normal media perpendicular a la tabla, debida a la compresión debida a las cargas permanentes sobre el nivel considerado.

f_b es la resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica, con la tensión actuando perpendicular a la tabla.

$\frac{g}{t}$ en fábrica de tendeles huecos, la relación de ancho total de las dos bandas de mortero, cada una de ancho no menor de 30 mm, en los bordes exteriores de la pieza, maciza, a ancho total de muro.

Los valores obtenidos con estas expresiones no pueden superar unos límites de resistencias características que vienen establecidos en la norma.

2.7 DATOS EXPERIMENTALES PARA VALIDACIÓN

2.7.1 Introducción

Se presentan una serie de campañas experimentales realizadas para el estudio del comportamiento mecánico de la obra de fábrica, las cuales están disponibles en la literatura o han sido realizadas directamente en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC. Varias de ellas, lo cual se indicará a lo largo del documento, han sido utilizadas ya sea para las fases de calibración y validación del modelo numérico o para comparación del método sencillo de análisis propuesto tanto en el caso carga uniforme como para el de carga concentrada.

Aquí se presentará una breve descripción de cada campaña con los datos más relevantes dejándose a discreción del lector acudir a las fuentes referenciadas para ampliar en detalle la información sobre las mismas.

2.7.2 Ensayos sobre paneles con juntas de mortero

Sobre ésta tipología de ensayo se ha mostrado más interés y de ella se encuentran disponibles mayor número de campañas experimentales en relación con la información existente para el caso de paneles con junta seca.

2.7.2.1 Campaña experimental de Page (1981)

Page (1981) realizó una campaña experimental sobre paneles cuadrados de obra de fábrica, que tenía por objetivo establecer la incidencia del ángulo de orientación de las cargas aplicadas con respecto a la junta horizontal, en el comportamiento biaxial de la obra de fábrica y poder así proponer una superficie de rotura en términos de las tensiones principales σ_1 , σ_2 y el ángulo carga – junta horizontal θ .

La campaña experimental fue realizada sobre paneles cuadrados de ladrillo con longitud de lado de 360 mm, a escala 1/2 y sometidos a esfuerzos biaxiales. El mortero para la unión entre los ladrillos tenía una relación en volumen 1:1:6 (cemento: limo: arena). Las propiedades de los ladrillos, el mortero y la obra de fábrica resultantes fueron obtenidas por ensayos de acuerdo a la norma AS1640 del código australiano SAA para obra de fábrica en ladrillo. Los efectos de escala, según trabajos previamente elaborados por Page (1978) como parte de su Tesis Doctoral, son rechazables.

Se caracterizó el comportamiento de la interfase unidad-mortero con ensayos que permitieron conocer las resistencias a corte y tracción de la interfase.

Se observaron dos diferentes modos de fallo, dependiendo de la relación de tensiones principales. En la figura 2.36 se presentan los resultados obtenidos en cada grupo de ensayos para cada combinación de σ_1 , σ_2 y θ .

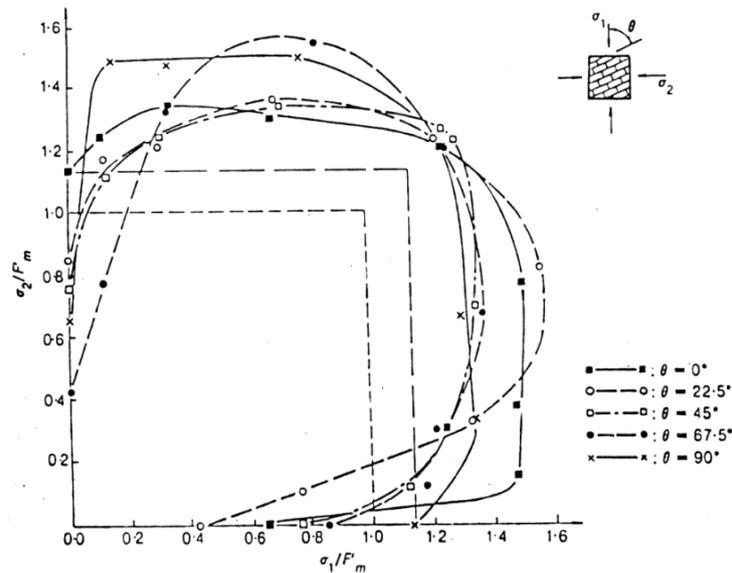


Figura 2.36 Superficie de rotura para obra de fábrica de ladrillo proyectada en el plano σ_1 - σ_2

2.7.2.2 Campaña experimental de Ganz y Thürlimann (1984)

Estos autores realizaron una campaña experimental sobre paneles de obra de fábrica a escala real, sometidos a condiciones de carga biaxial uniforme. Los paneles de obra de fábrica (figura 2.37) son de $3,600 \times 2,000 \times 150 \text{ mm}^3$ y dos alas de $150 \times 2,000 \times 600 \text{ mm}^3$. Los paneles se encuentran confinados mediante dos losas ubicadas en sus fronteras superior e inferior. Inicialmente y con el fin de obtener un estado de precompresión vertical que es muy común en la obra de fábrica, se aplica una carga vertical p uniformemente distribuida sobre toda la longitud del muro con una resultante P . A continuación, para generar la fuerza horizontal F , es aplicado un desplazamiento horizontal d sobre la losa superior. Los paneles están formados por ladrillos huecos de arcilla, representados por la letra W. Solo vamos a considerar en el estudio los muros W1, W2 y W4 debido a que el W3 presenta refuerzo en las juntas horizontales, sin embargo aquí se presentan los resultados obtenidos en todos los muros que fueron evaluados (figura 2.38). Ganz y Thürlimann (1982) realizaron una serie de ensayos para caracterizar las propiedades del material compuesto utilizado en esta campaña. Se asume, como es característico de la obra de fábrica por la debilidad impuesta en ella por la presencia de las juntas, un valor bajo para la resistencia a tracción en la dirección normal a las juntas horizontales ($f_{ty} = 0.05 \text{ N/mm}^2$). Las alas del panel tienen de ancho una unidad de ladrillo y el fallo en la dirección x (equivalente a la dirección fuera del plano del panel) está determinado por la resistencia a tracción y compresión del ladrillo de arcilla. Las propiedades inelásticas de estas alas son $f_{lx} = 0.68 \text{ N/mm}^2$ y $f_{my} = 9.5 \text{ N/mm}^2$.

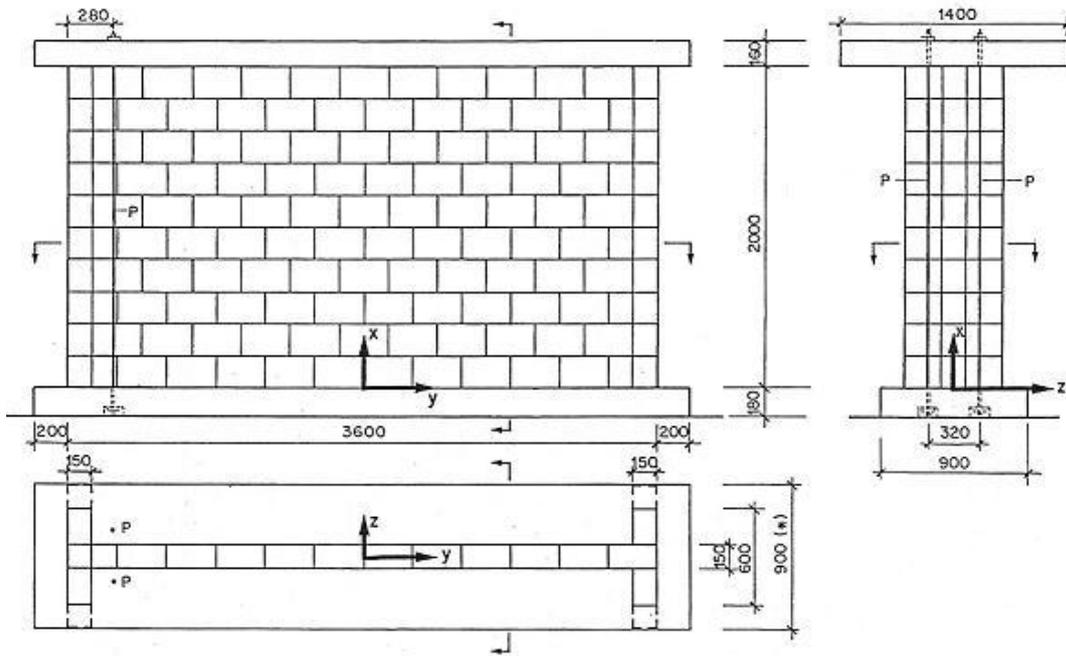


Figura 2.37 Geometría para los muros de cortante, [mm].

Los muros W1 y W4, que se encuentran sometidos a una baja presión de confinamiento, presentan un comportamiento marcadamente dúctil, mientras que para el muro W2, que está sometido a altas presiones de confinamiento, se observa una pequeña meseta seguida por una falla frágil, ver figura 2.38.

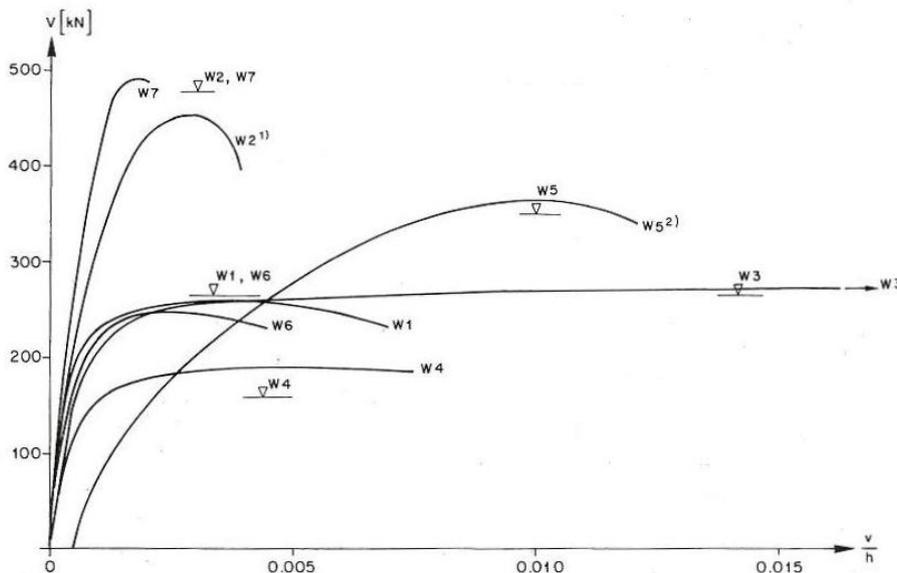


Figura 2.38 Curvas carga-desplazamiento horizontal para los muros de cortante.

2.7.2.3 Muros de cortante ensayados en TU Eindhoven

Llevada a cabo dentro del alcance del proyecto CUR (1994), realizado por Raijmakers y Vermeltoort (1992) y Vermeltoort y Raijmakers (1993) y descritos por Lourenço (1996). Se realizaron ensayos sobre muros de cortante en obra de fábrica. Para ello se consideraron dos tipos de muros, diferenciados por poseer o no abertura central.

Los muros tenían una relación ancho/alto de 1.0 con dimensiones de 990 x 1000 [mm²]. Estaban formados por 18 hiladas de ladrillos, de las cuales 2 eran inactivas, puesto que estaban embebidas en vigas metálicas, como puede verse en la figura 2.39, donde d , es la dirección del desplazamiento aplicado. Las unidades de ladrillo son macizas de arcilla y cortadas con alambre, tenían dimensiones 210 x 52 x 100 [mm³] y mortero de espesor 10 [mm], el cual fue elaborado con una relación volumétrica cemento:limo:arena de 1:2:9. Los muros fueron sometidos a diferentes niveles de precompresión variando la carga vertical distribuida p aplicada sobre la parte superior del mismo. A continuación se aplicaba una carga horizontal incrementada monotónicamente bajo control de desplazamiento d de forma confinada (manteniendo los extremos superior e inferior horizontales e impidiendo cualquier movimiento vertical), según la configuración mostrada en la figura 2.39.

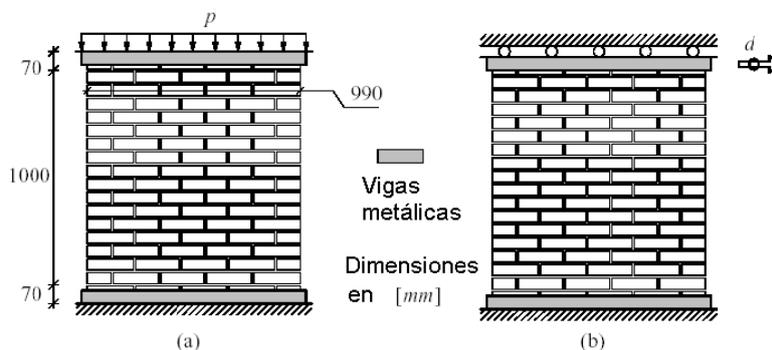


Figura 2.39 Cargas para los muros de cortante TU Eindhoven: (a) fase 1 – carga vertical; (b) fase 2 – carga horizontal bajo control de desplazamiento

2.7.2.3.1 Muros de cortante sin abertura.

Esta serie de ensayos estuvo compuesta por 10 paneles macizos y sin abertura, referenciados por los autores como J1D, J2D, J3D, J4D, J5D, J6D, J7D, J8D, J9D y J10D. Los datos de los muros J1D y J2D no están disponibles por errores presentados durante el ensayo en el procedimiento de adquisición de los mismos.

Para el estudio aquí realizado se utilizarán los datos de los muros J4D, J5D, J6D y J7D, por ser representativos de estados bajos, medios y altos de carga de compresión vertical, respectivamente.

La carga vertical p aplicada sobre los paneles fue: muros J4D y J5D se aplicó $0.30 [N/mm^2] \equiv 30 [kN]$, para J6D la carga p fue de $1.21 [N/mm^2] \equiv 120 [kN]$ y para J7D la carga p fue de $2.12 [N/mm^2] \equiv 210 [kN]$.

Los diagramas carga-desplazamiento para los muros J4D, J5D, J6D y J7D se pueden ver en la figura 2.40. Se encuentra que todos los muros presentan un comportamiento algo dúctil, lo cual podría reforzar la idea de que la obra de fábrica confinada puede soportar significativa deformación post-pico con reducida pérdida de resistencia.

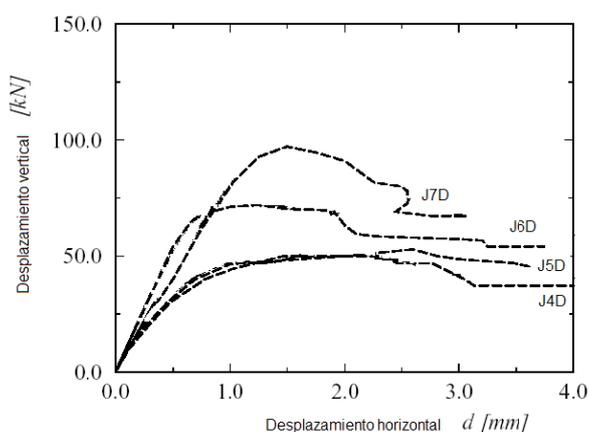


Figura 2.40 Muros JD. Diagramas carga desplazamiento horizontal

2.7.2.3.2 Muros de cortante con abertura

Para evaluar el comportamiento de esta tipología de muros, los autores realizaron ensayos sobre paneles de cortante con abertura. Para identificar los muros pertenecientes a esta serie de ensayos se referenciaron como J1G, J2G y J3G. No hubo variación en el estado de precompresión vertical, sino que se sometieron a la misma carga vertical p de $0.30 [N/mm^2] \equiv 30 [kN]$, además las propiedades materiales son semejantes a las de los muros J4D y J5D (sin abertura). Los diagramas carga-desplazamiento obtenidos se presentan en la figura 2.41.

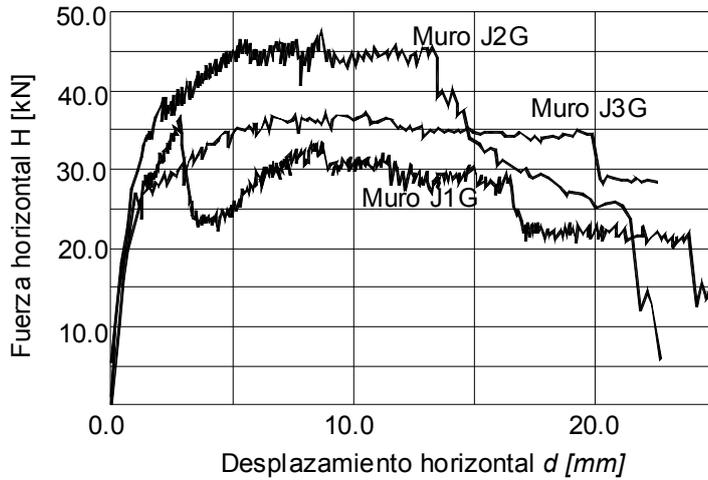


Figura 2.41 Muros JG. Diagramas carga-desplazamiento

2.7.2.4 Campaña experimental de Martínez (2003)

Esta incluye ensayos de muros de obra de fábrica sometidos a cargas combinadas de compresión centrada o excéntrica y corte. Los muretes estaban conformados por 13 hiladas de 3 piezas huecas cada una. La altura era de 800 mm y el ancho de 745 mm. La instrumentación y disposición del ensayo pueden verse en la figura 2.42. Los resultados se presentan en la Tabla 2.2.

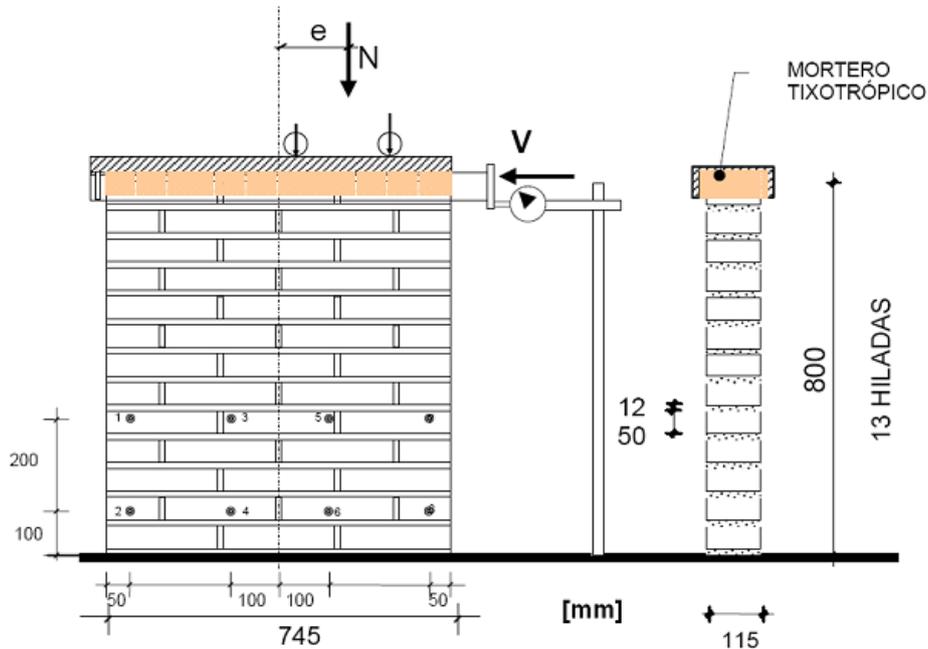


Figura 2.42 Geometría e instrumentación para el ensayo de los muretes a compresión excéntrica y corte, (Martínez, 2003).

Muro	e_{sup} [mm]	N [kN]	V[kN]
NMV4	0	324	128
NMV5	0	323	131
NMV8	0	332	122
NMV6	160	489	127
NMV7	160	509	150
NMV1	200	326	146
NMV2	200	323	141
NMV3	200	310	120

Tabla 2.2 Cargas de rotura para los ensayos, (Martínez, 2003).

2.7.2.5 Campaña experimental desarrollada en la UPC

Charry (2009), como parte de su tesis doctoral, realizó un extenso trabajo experimental en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC sobre paneles de obra de fábrica a escala real y reducida, variando las condiciones de contorno en el extremo superior de los muros: giro libre o impedido.

Las diferentes campañas realizadas como parte de este trabajo experimental, todas bajo carga biaxial, aparecen referenciadas por el autor como:

- Campaña experimental I: se evaluaron 10 muros 1:1 con giro superior libre
- Campaña experimental II: comprendió 17 muros 1:4 con giro superior impedido
- Campaña experimental III: realizada sobre 15 muros 1:4 con giro superior libre
- Campaña experimental IV: realizada sobre 10 muros 1:4 con giro superior libre (dimensiones variables).
- Campaña experimental V: realizada sobre 5 muros 1:4 con giro superior libre y junta seca.

La figura 2.43 muestra la geometría de los muros y el mecanismo de aplicación de la carga.

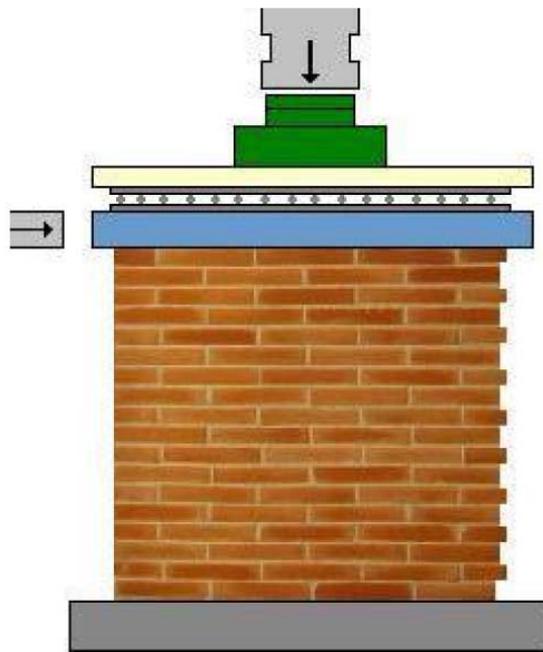


Figura 2.43 Geometría de los muros y esquema de la distribución de carga aplicada, (Charry, 2009).

En el desarrollo de esta investigación se utilizaron los resultados obtenidos en las campañas I (tabla 2.3) y III (tabla 2.5), para el caso de carga uniforme y los de la campaña II (tabla 2.4), para el caso de carga concentrada.

Los muros para las campañas a escala reala eran de 1200x1000 mm y estaban formados por 16 hiladas de ladrillos macizos con dimensiones 290x50x140 mm y juntas tanto verticales como horizontales de espesor aproximado 10 mm. Para el caso de muros a escala reducida, se utilizaron 17 paneles con dimensiones 300x255x35 mm.

V [kN]	H [kN]
150	80
250	110
250	114
400	134
400	143
500	185
509	191
650	207
800	243
997	186

Tabla 2.3 Campaña experimental I, cargas de rotura.

V [kN]	H [kN]
3	2.64
6	4.48
9.4	5.44
15.6	9.88
25	16.21
31.3	17.73
31.3	18.07
40.6	18.63
50	20.99
50	21.66
62.5	27.13
75	36.56
90	32.61
95	30.07
105	24.5
115	7.52
121.3	0

Tabla 2.4 Campaña experimental II, cargas de rotura.

V [kN]	H [kN]
9	5
12	6
15	8
20	10
25	12
28	14
31	15
35	16
40	17
45	18
50	19
56	20
62	21
95	22

Tabla 2.5 Campaña experimental III, cargas de rotura.

2.7.3 Ensayos sobre paneles con junta seca

Tal como se ha mencionado anteriormente, existe poca información experimental relativa a este tipo de configuración de paneles. Sin embargo la presencia en construcciones históricas

de este tipo de junta es muy amplio, puesto que algunas se construyeron directamente obedeciendo a esta tipología y para las que se construyeron con junta de mortero, los procesos de degradación a través del tiempo en el material ligante o el deficiente llenado de juntas en la construcción hace que su comportamiento sea prácticamente como muros con junta seca, pues la aportación al mecanismo resistente de lo que queda de ellos es prácticamente inexistente.

2.7.3.1 Campaña experimental de Oliveira (2003)

El autor, como parte del desarrollo de tu tesis doctoral realizó una campaña experimental sobre siete muros de bloques de piedra con junta seca (sin material ligante) que fueron ensayados bajo la acción combinada de cargas de compresión y corte. Esta campaña experimental fue realizada en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC. La aplicación de la carga fue monotónica (Oliveira, 2003 y Lourenço et al, 2005).

Los muros a ensayar presentaban la geometría de la figura 2.44. Todos fueron mecánicamente cortados y mostraban una superficie lisa.

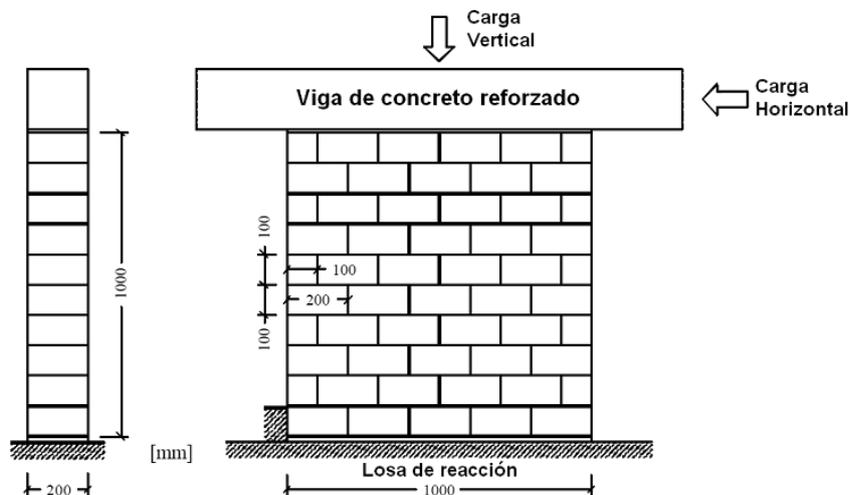


Figura 2.44 Geometría de los muros de junta seca y esquema de la distribución de carga aplicada, (Oliveira 2003).

Para identificar los diferentes muros, se aplicó una representación basada en la carga vertical aplicada en fase inicial (tabla 2.6). También se puede encontrar allí los valores de las tensiones de compresión generadas por la aplicación de cada una de las respectivas cargas verticales aplicadas así como la máxima carga horizontal resistida. En valores altos de carga vertical (200 y 250 KN) se evidenció el riesgo del pandeo lateral, el cual incluso se presentó en un ensayo de la campaña no registrado por Oliveira en los resultados.

Muro	Carga vertical [kN]	Tensiones de compresión [MPa]	Máxima carga horizontal [kN]
SW.30.1	30	0.15	22
SW.30.2	30	0.15	23
SW.100.1	100	0.50	42
SW.100.2	100	0.50	49
SW.200.1	200	1.00	72
SW.200.2	200	1.00	69
SW.250.1	250	1.25	102

Tabla 2.6 Muros ensayados. Cargas vertical aplicada y horizontal resistida.

Los diagramas de carga horizontal contra desplazamiento horizontal para todos los siete muros que hacían parte de la campaña experimental son mostrados en la figura 2.44. Estos muestran diferentes clases de comportamiento. En su fase inicial de carga, los muros presentan gran rigidez, se observó un comportamiento elástico casi hasta un 30% de la respectiva carga pico. A continuación, se presenta una continua degradación de la rigidez bajo incrementos de desplazamiento horizontal. La segunda parte de los diagramas está caracterizada por una oscilación de la carga horizontal en todos los diagramas mostrados. Movimientos repentinos de los bloques de piedra originaron esas oscilaciones, debido a la ausencia de un material ligante entre ellos. Para posteriores incrementos de desplazamiento sucesivos, ocurrió un incremento de carga hasta que una próxima disminución de carga tuvo lugar. Este proceso fue repetido varias veces durante el ensayo.

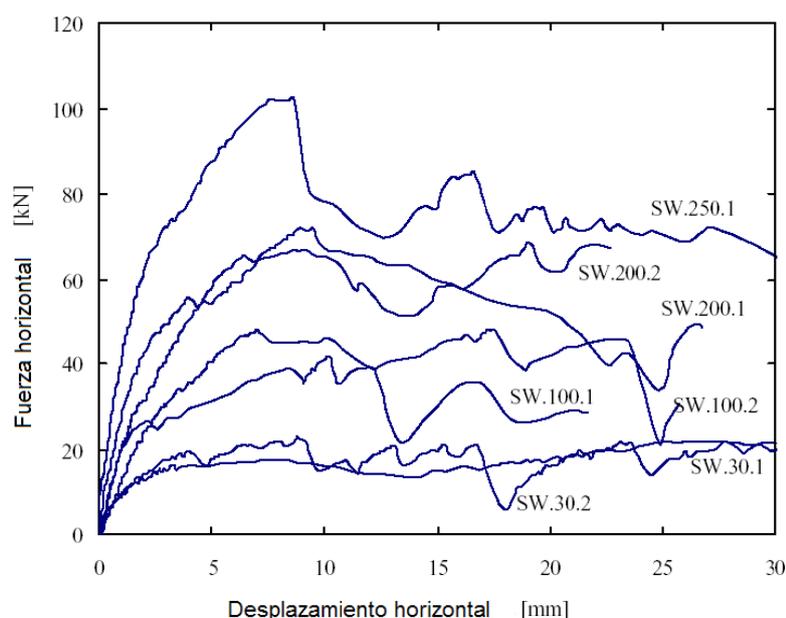


Figura 2.45 Diagramas carga – desplazamiento horizontal para los muros ensayados

Capítulo 3

MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES PARA EL ANÁLISIS DE MUROS DE OBRA DE FÁBRICA BAJO CARGAS EN EL PLANO

3.1 INTRODUCCIÓN

En éste capítulo se presentan una serie de modelos propuestos, basados en el método de las bielas y tirantes, los cuales permiten de una forma rápida estimar la respuesta última de muros en obra de fábrica bajo cargas verticales de compresión (uniformes o concentradas) y horizontales de corte.

Los modelos de bielas y tirantes han sido originariamente utilizados para modelar la condición última del hormigón reforzado, ver Schlaich et al. (1987). Para ello se utilizan bielas que representan los campos de las tensiones de compresión y tirantes para representar las barras de refuerzo.

Roca (2006) propone un método simplificado para el análisis de muros en obra de fábrica basado en modelos de bielas y tirantes, que pretende ser una herramienta útil para el cálculo de las tipologías de muros descritas en este capítulo.

Tomando como propuesta inicial las hipótesis de modelos planteadas por Roca (2006), se desarrolló el trabajo de investigación aquí presentado, orientado a estudiar su validez mediante la utilización de técnicas numéricas avanzadas como el micromodelamiento numérico. El desarrollo de la investigación y los diferentes resultados obtenidos se presentan en los capítulos siguientes del documento.

3.2 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS MODELOS DE EQUILIBRIO

3.2.1 Principios fundamentales

Los modelos propuestos están basados en las siguientes consideraciones:

- Los modelos deben ser tan sencillos como sea posible, para así proveer enfoques prácticos y eficientes.
- Las bielas utilizadas en un modelo describen campos de compresión cubriendo un cierto volumen, ver figura 3.1 (a) y (b).
- Las cargas parciales o concentradas aplicadas sobre el muro, así como las reacciones concentradas que se generan, causarán que los campos de compresión experimenten un efecto de cuello de botella, descrito mediante un mecanismo combinado, formado por un mínimo de dos bielas que se abren con un tirante balanceador, figura 3.1 (c).
- La pendiente máxima de una biela con respecto a la vertical está limitada por la respuesta friccional de las juntas. Si se utiliza el criterio de Mohr-Coulomb, estará dada por:

$$\tan \alpha = \tan \phi + \frac{c}{\sigma_n} \quad (3.1)$$

donde c es la cohesión y σ_n es la compresión vertical media.

- El ángulo de los tirantes con respecto a la horizontal está limitado por la resistencia a tracción en la dirección normal a las juntas horizontales. Sin embargo, teniendo en cuenta la baja resistencia a tracción de la interfase unidad-mortero, característico en
-

los muros de obra de fábrica, es de esperar que los tirantes se encuentren definidos generalmente en la dirección horizontal.

- La máxima fuerza de tracción T que puede ser resistida por un tirante está dada por las dos condiciones siguientes:

$$\begin{aligned} T &\leq V_i \tan \alpha \\ T &\leq A_b \sigma_{bt} \end{aligned} \tag{3.2}$$

donde V_i puede ser tomado como la mínima de las fuerzas verticales resistidas por las dos bielas enlazadas al tirante, A_b es el área seccional de las hiladas (filas horizontales de unidades o bloques de piedra) que contribuyen a resistir la fuerza de tracción (normalmente considerada como la mitad de la altura del muro debido a la presencia de las juntas verticales) y σ_{bt} incremento medio de las tensiones de tracción que pueden ser resistidas por las unidades en la dirección horizontal.

- Existen dos tipos diferentes de nodos (o conexiones entre elementos lineales). La primera (CCT) es la conexión entre dos bielas y un tirante, en el cual una fuerza interna de tracción (T) es anclada con una desviación de un campo de tensiones de compresión (figura 3.1). La siguiente condición asegura la capacidad de las bielas para anclar la fuerza de tracción de un tirante horizontal:

$$T \leq V_i (\tan \beta_1 - \tan \beta_2) \leq V_i \tan \alpha \tag{3.3}$$

donde $\tan \beta_1, \tan \beta_2$ son las pendientes de las bielas y V_i es la fuerza vertical soportada por éstas. El segundo tipo de nodo corresponde a la región donde una o más fuerzas de compresión convergen con una reacción (CCS, CCCS ver figura 3.1). Este nodo está representado por una región finita cuya dimensión mínima (a) se encuentra determinada por la resistencia a compresión de la fábrica en la parte inferior o base del muro (f_c), de acuerdo a

$$a \geq \frac{V}{t f_c} \tag{3.4}$$

donde t es el espesor o grueso del muro y V es la carga vertical total recibida en el nodo.

- Los mecanismos resistentes propuestos deben ser consistentes con la evidencia experimental y la micromodelización numérica, en términos de distribución de tensiones, fisuración y otros aspectos medibles u observables.

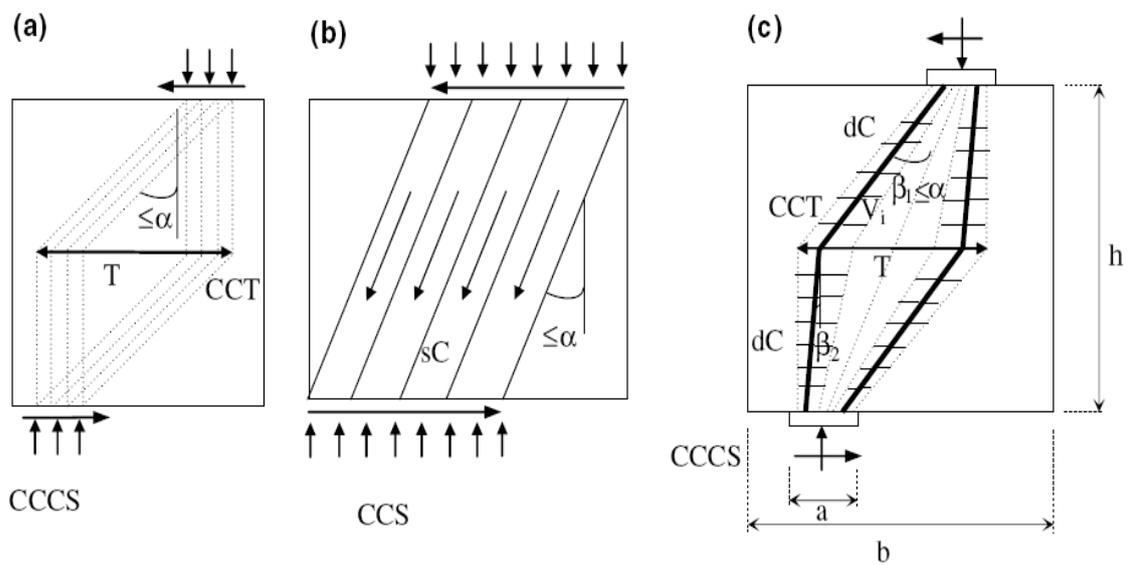


Figura 3.1 Características de los modelos: (a) desviación de los campos de tensiones de compresión por fuerzas de tracción horizontal (T); (b) bielas paralelas (sC) y nodos (CCS); (c) bielas discretas (dC) representando un efecto de cuello de botella de los campos de tensiones de compresión, combinados con un tirante (T), y nodos CCT y $CCCS$, Roca (2006)

3.3 MODELOS PROPUESTOS PARA MUROS MACIZOS BAJO CARGAS EN EL PLANO

3.3.1 Muros sencillos bajo carga vertical uniforme

En la figura 3.2 se presentan diferentes propuestas de modelos sencillos basados en el método de las bielas y tirantes para su aplicación en la evaluación de la carga última resistida por muros macizos bajo cargas en el plano. En esta figura, las líneas continuas gruesas representan las bielas, las líneas continuas delgadas representan los tirantes y las líneas discontinuas indican los campos de tensiones asociados a las bielas.

El modelo (a) de la figura 3.2, en adelante modelo B-T en abanico, reconoce el hecho de que la pendiente de las rutas de carga desarrolladas a lo ancho del muro deben variar gradualmente para compatibilizar con la geometría del mismo.

El modelo (b), en adelante modelo B-T en abanico modificado es consecuencia de la limitación que debe cumplir la pendiente de las bielas en función de las características del muro. Este modelo al ser aplicado a muros estrechos o muy comprimidos, donde se cumpla que:

$$m \geq b - h \tan \alpha \quad , \quad m = \frac{V}{tf_c} \quad (3.5)$$

produce valores de carga última semejantes al modelo B-T en abanico. El modelo (c) es una variación simple del modelo (b), más consistente con algunos tipos de fallo observados experimentalmente que muestran la importancia de considerar en la respuesta del muro la rotura por fisuración de unidades bajo ciertas condiciones de carga. El modelo (d) incluye un tirante a través de una mayor extensión del ancho del muro.

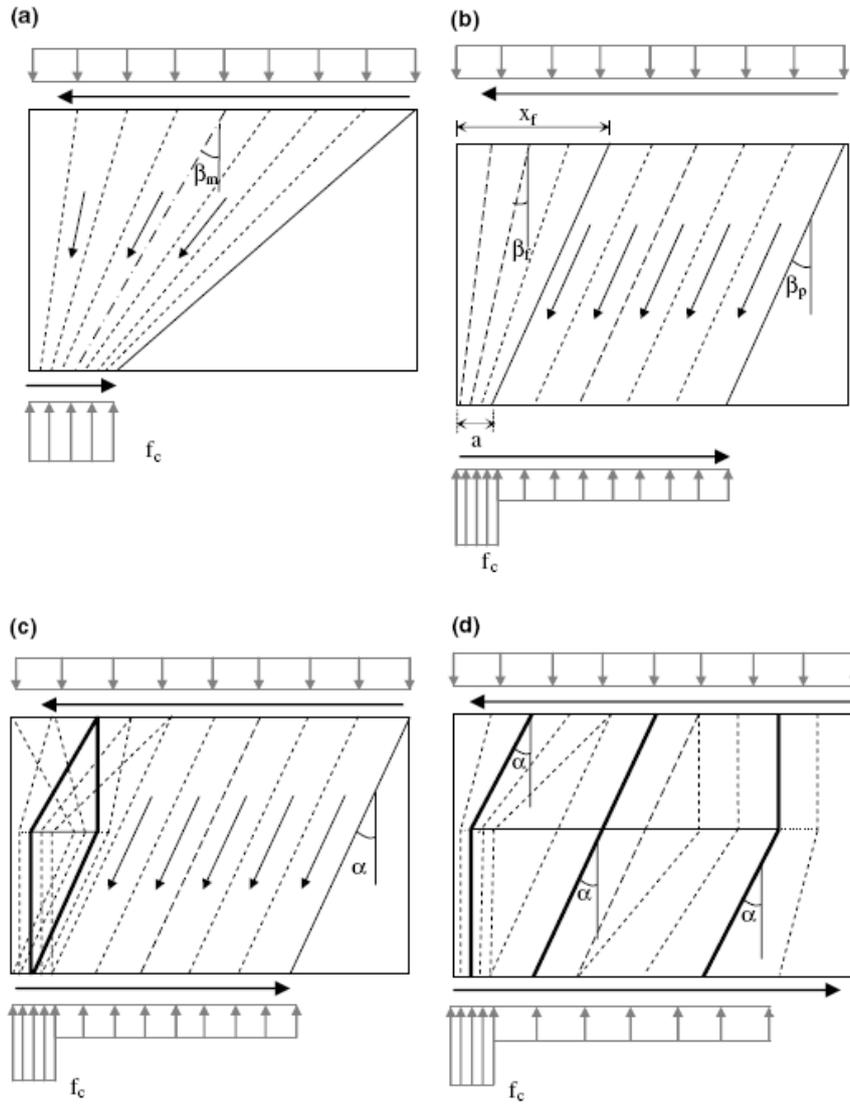


Figura 3.2 Modelos propuestos para muros bajo carga vertical uniforme, Roca (2006)

Utilizando el modelo (b) la carga horizontal última es estimada como:

$$H = V_f \tan \beta_f + V_p \tan \beta_p = \frac{Vx_f}{b} \tan \beta_f + \frac{V(b-x_f)}{b} \tan \beta_p \quad (3.6)$$

en la cual:

$$x_f = a + h \tan \beta_p, \quad (3.7)$$

$$\tan \beta_f = \frac{\tan \beta_p}{2}, \quad (3.8)$$

donde V_f, V_p son las cargas verticales resistidas por el sector del muro donde se desarrolla el mecanismo en abanico y las bielas paralelas, respectivamente, $\tan \beta_f$ y $\tan \beta_p$ representan las pendientes medias de las bielas en los sectores anteriormente mencionados, x_f es la longitud del muro donde actúa la carga vertical sobre el modelo en abanico (figura 3.2 b), y b y h son el ancho y el alto del muro respectivamente.

Para la condición de carga última:

$$a = \frac{V_f}{t f_c} = \frac{V x_f}{b t f_c} = v x_f \quad (3.9)$$

y

$$\tan \beta_p = \tan \alpha, \quad \tan \beta_f = \frac{\tan \alpha}{2}, \quad (3.10)$$

donde

$$v = \frac{m}{b} = \frac{V}{t b f_c} \quad (3.11)$$

reemplazando (3.9) y (3.10) en (3.7) se obtiene:

$$x_f = h \tan \alpha \left(\frac{1}{1-v} \right) \quad (3.12)$$

Finalmente, utilizando (3.10) y (3.12) para desarrollar (3.6) se obtiene una expresión directa para la carga última horizontal resistida por el muro:

$$H = V \tan \alpha \left[1 - \frac{h}{2b} \tan \alpha \left(\frac{1}{1-v} \right) \right] \quad (3.13)$$

La expresión (3.12) es válida únicamente para cuando $m \leq b - h \tan \alpha$. En caso de no cumplirse lo anterior, solo es posible que en el muro se desarrolle un mecanismo resistente

formado por bielas distribuidas en abanico y se hace necesario aplicar el modelo (a), donde la fuerza horizontal máxima se logra para la pendiente media de las bielas, $\tan \beta_m$ (figura 3.2 a).

$$H = V \tan \beta_m = V \frac{b - m}{2h} \quad (3.14)$$

3.3.2 Muros sencillos bajo cargas parciales o concentradas

Para el análisis de muros, bajo cargas parciales o concentradas se han planteado varios modelos simplificados basados en el método de las bielas y tirantes. Estos presentan diferente nivel de simplicidad, partiendo de uno básico cuya capacidad en la predicción de la respuesta última de los muros ha sido evaluada utilizando como herramienta de análisis un micromodelo numérico de elementos finitos (previamente calibrado y validado). La evaluación ha sido realizada mediante un estudio paramétrico, resultado del cual se pudo establecer la incidencia ejercida en la respuesta del muro por diversos factores analizados. Además fue posible encontrar que para algunos de estos parámetros la propuesta inicial (modelo B-T básico) no permitía representar satisfactoriamente su incidencia en la respuesta del muro.

3.3.2.1 Modelo B-T básico

Roca (2006) propone varios modelos con diferente grado de refinamiento, para el caso de muros sometidos a la acción combinada de cargas verticales parciales o concentradas y carga horizontal (figura 3.3.). En todos los modelos propuestos se presenta el efecto de cuello de botella que experimentan los campos de compresión. Estos modelos buscan convertirse en una herramienta simplificada para evaluar la respuesta última de paredes bajo carga concentrada o parcial.

De las propuestas presentadas en la figura 3.3, los mecanismos resistentes de los modelos (b) y (c) son preferidos debido a su simplicidad; entre estos, el modelo (c) parece ser más realista debido a que establece una estimación superior de la carga última y es más consistente con las evidencias experimentales y numéricas disponibles que muestran la tendencia a concentrar, en estado último, la reacción vertical del muro en el extremo opuesto al de aplicación de la fuerza horizontal.

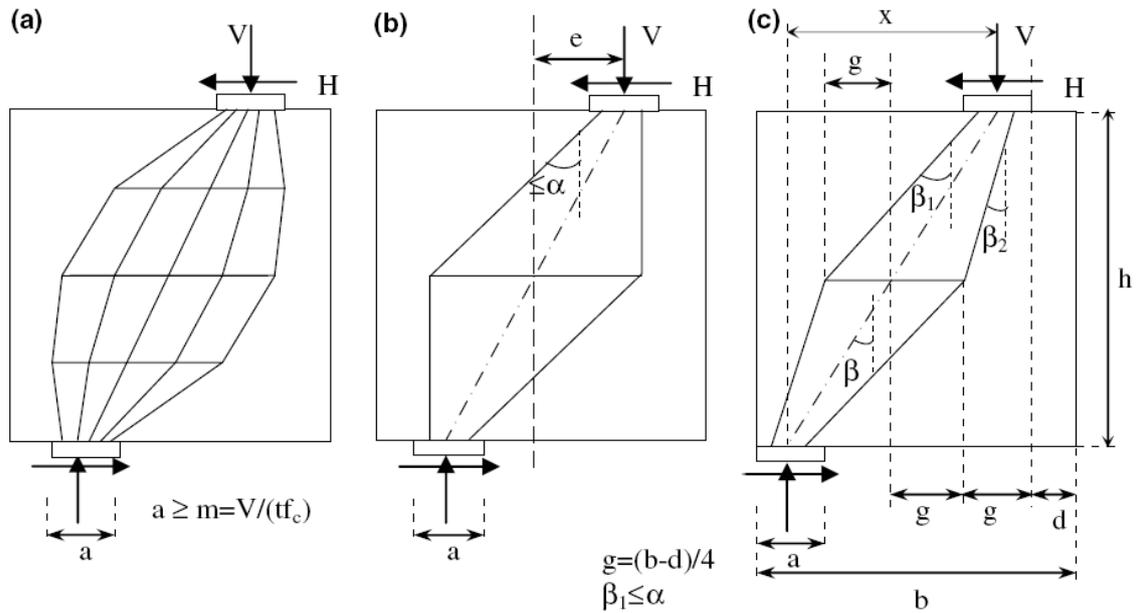


Figura 3.3 Modelos propuestos para muros bajo cargas verticales parciales o concentradas, Roca (2006)

El desarrollo del mecanismo resistente propuesto en el modelo (c) de la figura 3.3 permite obtener una expresión para el cálculo de la fuerza horizontal última H resistida por el muro (anexo I):

$$H = \frac{V}{2} \tan \beta_1 + \frac{V}{2} \tan \beta_2 = \frac{V}{2} \left(\frac{3x}{2h} \right) + \frac{V}{2} \left(\frac{x}{2h} \right) = V \frac{x}{h} \quad (3.15)$$

donde V es la carga vertical total aplicada, h es la altura del muro; $\tan \beta_1$ y $\tan \beta_2$ son las pendientes de las bielas y x es la distancia máxima entre el eje de la carga vertical aplicada y la reacción (figura 3.3 c).

La distancia x se determina dependiendo bien sea a partir de la condición de tensión de compresión máxima en el extremo inferior opuesto al de aplicación de la fuerza horizontal o de considerar la existencia de cortante máximo en las interfases.

Para el primer caso, condición de compresión máxima:

$$x = \frac{b-m}{2} + e = b-d-m, \quad m = \frac{V}{tf_c} \quad (3.16)$$

donde b y t son el ancho y espesor del muro, d es la dimensión determinada por la excentricidad e de la carga vertical ($d = b/2 - e - m/2$), definida en la figura 3.3 y m es el ancho de la superficie mínima de contacto requerida para transferir la carga vertical en régimen plástico.

Utilizando la ecuación (3.16) para desarrollar (3.15) se obtiene la expresión para evaluar la carga máxima horizontal:

$$H_1 = V \frac{b-d-m}{h} \quad (3.17)$$

Por otra parte, para la segunda condición, es decir cuando se presenta cortante máximo en las interfases:

$$\tan \beta_1 = \frac{3x}{2h} = \tan \alpha, \quad x = \frac{2h}{3} \tan \alpha, \quad \text{y} \quad \tan \beta_2 = \frac{1}{3} \tan \alpha, \quad (3.18)$$

Nuevamente, se utiliza la ecuación general establecida para el modelo (3.15) y se desarrolla utilizando (3.18), para obtener la expresión directa de la carga horizontal última:

$$H_2 = \frac{2}{3} V \tan \alpha \quad (3.19)$$

Esta expresión es válida únicamente cuando la pared analizada cumple la condición geométrica asumida en I.1 (anexo I). En el capítulo 5 se demostrará que esta aproximación funciona satisfactoriamente, especialmente para el caso de muros estrechos, donde las bielas tienden a abrirse formando el mecanismo resistente planteado. Para muros anchos, es posible que las bielas tiendan a concentrarse, formando un cilindro, por la posibilidad que la geometría del muro les otorga para desarrollar la pendiente máxima, en este caso la biela tendría una única pendiente que tendería hacia $\tan \alpha$.

La validez de ésta consideración también ha sido demostrada por Lobato (2009) quien ha podido encontrar que (3.19) presenta un encaje satisfactorio para el caso de carga y tipología de muros aquí analizados.

Finalmente la respuesta del muro estará dada por la condición establecida en (3.20), teniendo en cuenta que el valor H_1 representa el fallo ocurrido por fluencia del material en compresión y H_2 corresponde al caso donde el fallo se inicia por deslizamiento de las unidades a través de las interfases de contacto horizontales.

$$H = \min \{H_1, H_2\} \quad (3.20)$$

3.3.2.2 Modelo B-T modificado A

El análisis de los resultados obtenidos en la evaluación del comportamiento del modelo B-T básico propuesto para muros bajo cargas parciales o concentradas, utilizando como herramienta el micromodelo numérico (capítulo 5), permitió establecer que en determinadas situaciones, éste modelo no predecía adecuadamente la carga última de los muros evaluados, especialmente para el caso de muros anchos.

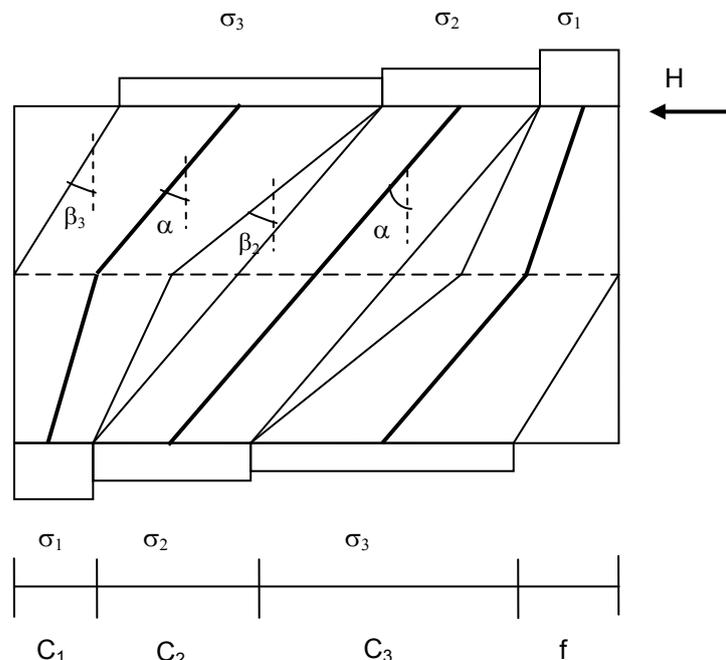


Figura 3.4 Modelo B-T modificado A para muros anchos superiormente confinados.

Por lo anterior se presenta una nueva propuesta denominada modelo B-T modificado A (figura 3.4), que plantea una configuración de mecanismo resistente más consistente con los resultados numéricos obtenidos, para el caso de muros confinados superiormente y donde se pudo observar una capacidad del muro para distribuir la reacción vertical, en una extensión mayor que la consideración inicial de concentración en el extremo inferior opuesto al de aplicación de la fuerza horizontal.

La forma de la reacción se estudio por elementos finitos según se describe más adelante en el capítulo 5. Se observó que las tensiones de contacto que aparecen en una viga o forjado superior se distribuyen de forma no muy parcial ni uniforme. Estas distribuciones se pueden describir satisfactoriamente como se propone en el modelo propuesto en este numeral (figura 3.4).

El modelo de la figura 3.4 presenta tres zonas sometidas a diferentes estados de niveles de tensiones de compresión. La más extrema y de menos extensión, referenciada como C_1 representa la zona donde se concentra la mayor parte de la carga vertical y por consiguiente sometida a un alto nivel de tensiones de compresión. Por condición necesaria para el equilibrio del modelo, la zona referenciada como C_3 deberá presentar un estado menor de compresiones por su notable mayor extensión. Entre estas dos zonas se encuentra una de transición conocida como C_2 y finalmente existe otra zona f que no participa en la acción resistente del muro.

La ecuación general para la carga vertical en el muro está dada por:

$$V = \sigma_1 C_1 + \sigma_2 C_2 + \sigma_3 C_3 \quad (3.21)$$

Aplicando la condición necesaria para el equilibrio $\sigma_1 C_1 = \sigma_3 C_3$ y realizando el desarrollo apropiado del modelo (anejo II) se obtiene:

$$H = V \tan \alpha - \frac{2}{3} \sigma_1 C_1 \tan \alpha \quad (3.22)$$

Asumiendo $\sigma_1 = f_c$ y considerando que $C_1 = \frac{\lambda V}{f_c}$ donde λ representa el porcentaje de carga vertical que se distribuye sobre C_1 y si $\beta = 2\lambda$,

$$H = (1 - \frac{1}{3} \beta) V \tan \alpha \quad (3.23)$$

De (3.23) se pueden obtener dos situaciones que parecen indicar, según lo evidenciado en el estudio (capítulo 5), los límites entre los que se mueve la respuesta de los muros. Estas dependen de las condiciones geométricas del mismo y la $\tan\alpha$. Por una parte se tiene el caso para cuando $\beta = 1$, que se corresponde con paredes estrechas o cargas puntuales, aquí la carga horizontal estaría dada por

$$H = \frac{2}{3}V \tan \alpha \quad (3.24)$$

El otro límite se tiene cuando $\beta = 0$, situación que se corresponde con paredes muy anchas y superficies de carga importantes. Aquí la carga horizontal se define como:

$$H = V \tan \alpha \quad (3.25)$$

El valor de β se puede determinar mediante cálculos numéricos que permitan valorar la distribución de la reacción o bien se podría interpolar a partir de los resultados numéricos.

3.3.2.3 Modelo B-T modificado B

Para el mismo caso de paredes confinadas superiormente, se presenta una nueva propuesta de modelo (figura 3.5) que pretende ser una versión simplificada del B-T modificado A.

En el modelo presentado en la figura 3.5, al igual que para el caso del numeral anterior, se asume que la carga vertical resistida por el muro se encuentra distribuida en tres zonas. La diferencia radica en que para este nuevo modelo no se consideran tres estados diferentes de tensiones de compresión sino que se reducen a dos. Esto se hace con fines de simplificación y en concordancia con la evidencia numérica que muestra la validez de esta consideración. Uno de los estados de tensión se asume para la zona más solicitada, representada por C_1 y sometida a σ_1 y el otro para las zonas delimitadas como C_2 y C_3 en las cuales se asume la existencia de un mismo estado tensional σ_2 .

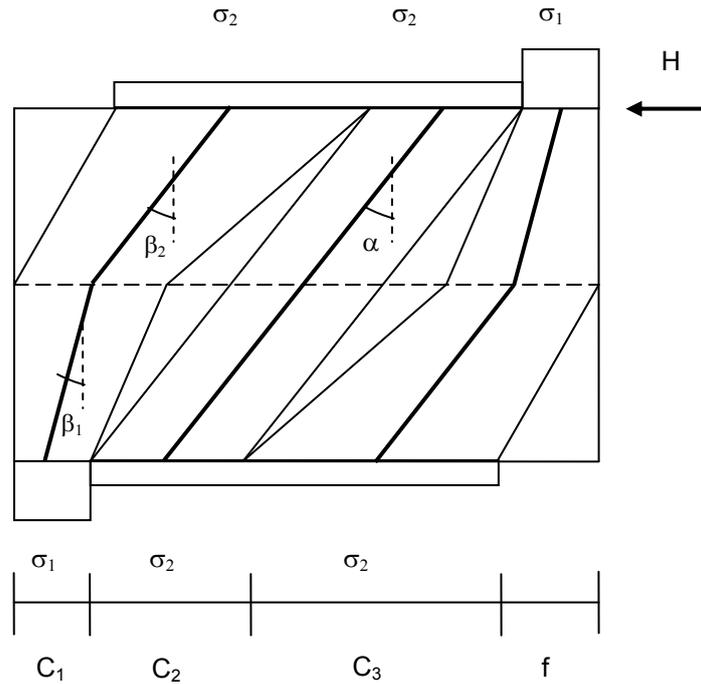


Figura 3.5 Modelo B-T modificado B para muros anchos superiormente confinados.

La ecuación general para la carga vertical en el muro:

$$V = \sigma_1 C_1 + \sigma_2 C_2 + \sigma_3 C_3 \quad (3.26)$$

La ecuación (3.26) se desarrolla aplicando la nueva consideración ($\sigma_2 = \sigma_3$) y además la condición necesaria para el equilibrio del mecanismo resistente ($\sigma_1 C_1 = \sigma_2 C_3$), lo que permite obtener una expresión para la carga última (anexo III):

$$H = \left(1 - \frac{2C_3}{3(C_2 + 2C_3)}\right) V \tan \alpha \quad (3.27)$$

Si en (3.27) se aplica el caso límite encontrado en los modelos numéricos para cuando se asigna un alto valor de cohesión, y que se corresponde con la expresión de carga última del modelo B-T básico para la condición de cortante máximo en las interfases (3.19), se obtiene:

$$\left(1 - \frac{2C_3}{3(C_2 + 2C_3)}\right) V \tan \alpha = \frac{2}{3} V \tan \alpha, \text{ y desarrollando esta igualdad, se llega a } C_2 + 2C_3 = 2C_3 .$$

Para que la anterior expresión matemática se cumpla es necesario que $C_2 = 0$, lo que en consecuencia permite confirmar que con valores altos de cohesión el muro en la práctica tiende a comportarse como estrecho (en lo referente a modelo resistente a aplicar para la evaluación de la carga última) a consecuencia de la mayor abertura de la biela permitida por la alta cohesión.

3.3.3 Fallo por fisuración en las unidades del muro

Los modelos de bielas y tirantes propuestos en esta investigación solo permiten la predicción directa de la carga máxima horizontal, para los tipos de muros en obra de fábrica especificados y cuando la rotura de los mismos se produce bien sea por deslizamiento a través de las juntas de interfase (fallo por cortante) o por aplastamiento de la obra de fábrica (fallo por compresión).

Sin embargo, y tal como se describe en el numeral 2.3, debido al complejo estado de tensiones que presentan las unidades en la obra de fábrica, estas se encuentran sometidas a tensiones verticales de compresión (σ_n) y tensiones de corte (τ) causadas por los campos diagonales de compresión y a tensiones de tracción horizontal (σ_{bt}), generadas por la necesidad de que las unidades resistan las acciones del tirante, para mantener en estado de equilibrio el mecanismo resistente del muro.

Buscando introducir un criterio de rotura por fisuración en las unidades se toma como base el criterio de Rankine (asumiendo que las tensiones principales máximas se encuentran limitadas por la resistencia a tracción de las unidades f_{bt}), esto genera la ecuación (3.28) con la cual es posible determinar la máxima tracción horizontal resistible σ_{bt} .

$$f_{bt} = \frac{1}{2}(\sigma_{bt} - \sigma_n + \sqrt{(\sigma_{bt} + \sigma_n)^2 + 4\tau^2}) \quad (3.28)$$

Para conocer la carga máxima horizontal resistida por el muro bajo análisis, se realiza la evaluación del mismo aplicando el modelo de bielas y tirantes que corresponda al tipo de muro evaluado y paralelamente se aplica la ecuación (3.28), de los anteriores la carga máxima horizontal será el menor valor obtenido.

Al utilizar la expresión (3.28) en el desarrollo de esta investigación se han tenido en cuenta las consideraciones siguientes:

- La altura de cálculo utilizada para determinar la sección resistente de las tensiones de tracción, se ha tomado como la mitad de la altura del muro, debido a que la presencia de las juntas verticales trae como consecuencia que la sección disponible para resistir las fuerzas de tracción se reduzca a la mitad. Es decir:

$$\sigma_{bt} = \frac{T}{A_b} \quad \text{con} \quad A_b = \frac{h}{2}t \quad (3.29)$$

- Siguiendo el criterio de Turnsek y Cacovic (1971), se asume la tensión de corte como:

$$\tau = \frac{1.5H}{A} \quad (3.30)$$

3.3.4 Muros con aberturas

Para el análisis de muros o fachadas más complejas, con aberturas u otras alteraciones geométricas, es posible considerar mecanismos similares. La figura 3.6 presenta un ejemplo de un mecanismo describiendo las fuerzas internas experimentadas por un muro con una abertura central. El mecanismo de la figura 3.6 (a) corresponde a muros muy cohesivos; si los tirantes no pueden ser desarrollados (bien sea por la incapacidad del muro para resistir tracciones o debido al fallo del tirante), mecanismos residuales más débiles, similares a los descritos en las figuras 3.6 (b) y (c), pueden ser considerados.

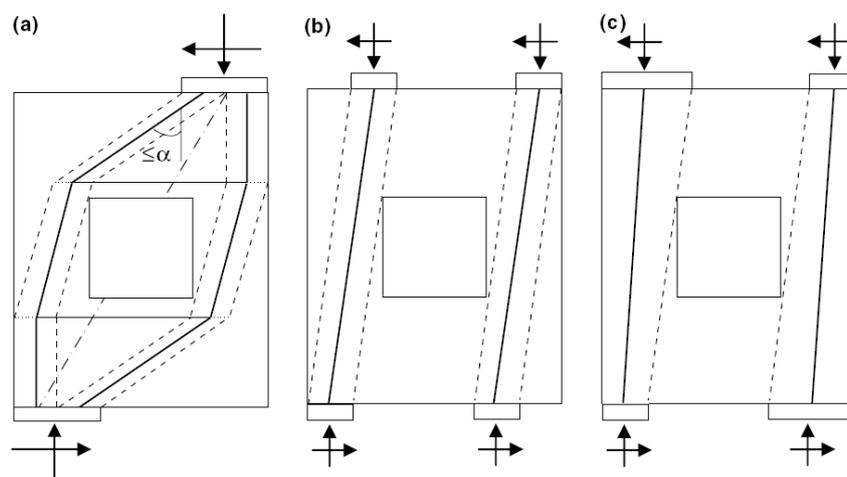


Figura 3.6 Mecanismo primario (a) y posibles mecanismos residuales (b), (c) para un muro con abertura, Roca (2006)

3.3.5 Modelos residuales

Cuando el muro agota su capacidad para resistir las fuerzas de tracción, como consecuencia del fallo por fisuración de las unidades que impide el desarrollo del tirante, es necesario recurrir a modelos residuales para evaluar el comportamiento del mismo.

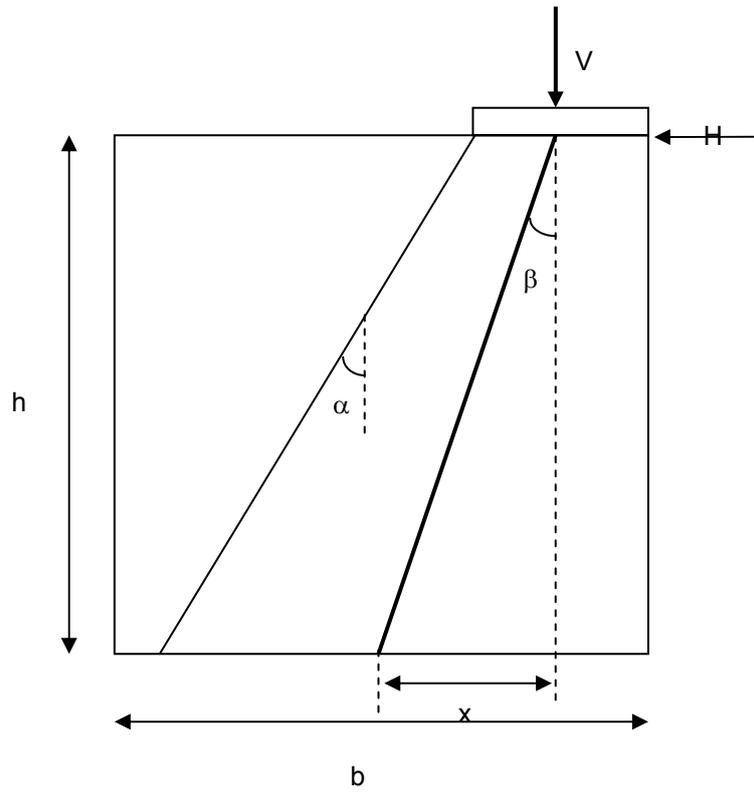
Para la tipología de muros objeto de estudio en la investigación aquí presentada (macizos y sin aberturas) se pueden considerar varias alternativas de modelos residuales a utilizar (figura 3.7).

El modelo residual (a) de la figura 3.7 se aplica al caso de muros superiormente confinados donde su ancho permite desarrollar la pendiente máxima de las bielas de compresión ($\tan \alpha$). Para cuando lo anterior no se cumple, se utiliza el modelo residual (b).

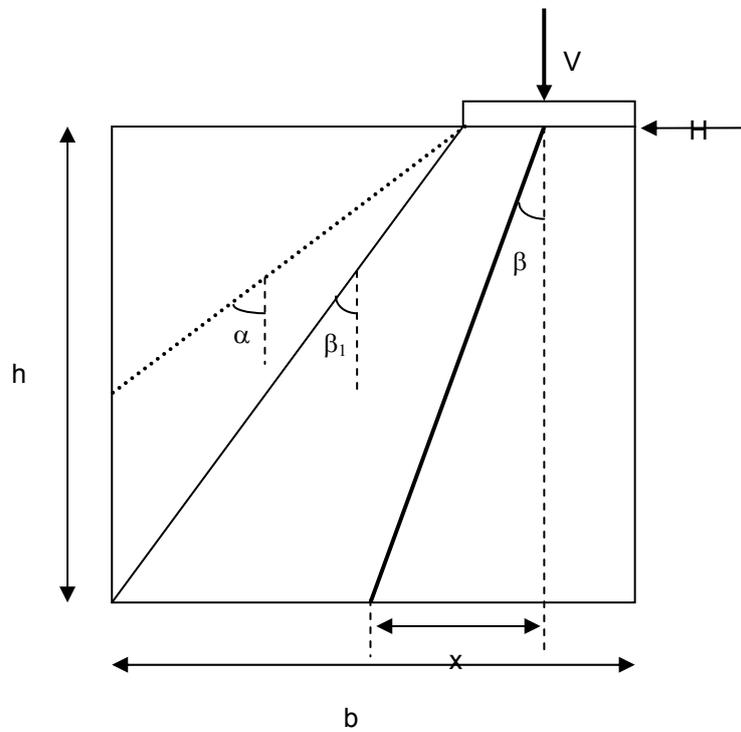
Cuando sea necesaria la utilización de los modelos residuales planteados en la figura 3.7, la carga máxima horizontal resistida por el muro estará dada por (anexo IV):

$$H = V \frac{\tan \alpha}{2} \quad \text{si } b \geq m + h \tan \alpha, \text{ y} \quad (3.31)$$

$$H = V \frac{(b - m)}{2h} \quad \text{cuando } b < m + h \tan \alpha \quad (3.32)$$



(a)



(b)

Figura 3.7 Modelos residuales muros macizos superiormente confinados

La figura 3.8 presenta una de las propuestas de Lobato (2009) que representa un posible modelo residual para el caso de un muro con una abertura, en el cual se ha roto el tirante del paño izquierdo haciendo necesaria la aplicación de éste tipo de modelo para su evaluación.

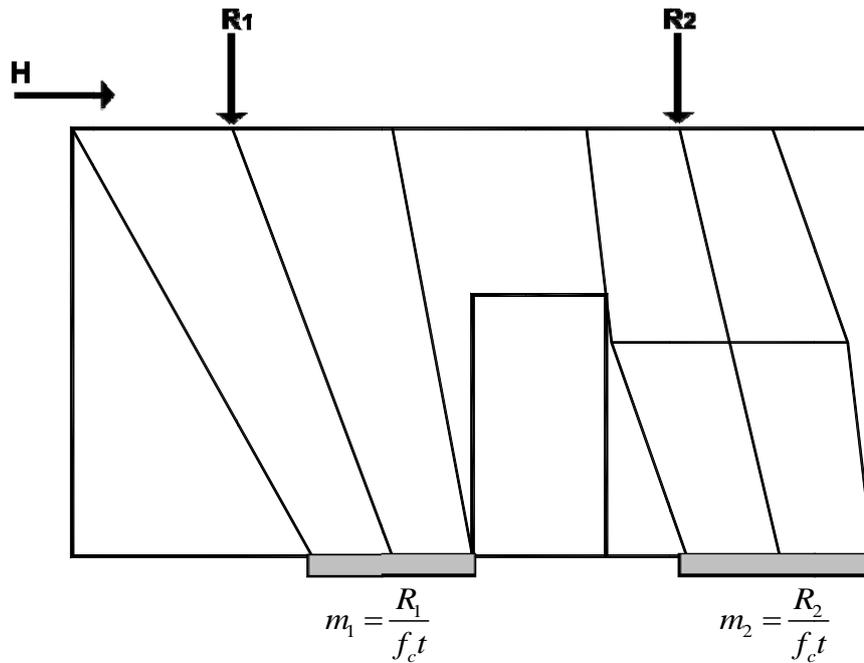


Figura 3.8 Muro que contiene en su panel izquierdo un posible modelo residual. Lobato (2009)

Capítulo 4

VERIFICACIÓN MODELO DE BIELAS Y TIRANTES PARA EL CASO DE MUROS BAJO CARGA VERTICAL UNIFORME

4.1 INTRODUCCION

El desarrollo de este capítulo tiene por objetivo presentar los resultados obtenidos (incluido el análisis de los mismos) en la evaluación del modelo de bielas y tirantes propuesto en el numeral 3.3.1 para el análisis de la carga última de muros sometidos a carga vertical uniforme.

4.2 COMPARACIÓN DIRECTA MODELO B-T BASICO CON DATOS EXPERIMENTALES

En primer lugar se realizó la comparación de los resultados de carga última obtenidos con la aplicación del Modelo B-T propuesto para la condición de carga aquí estudiada y los datos disponibles de una serie de ensayos realizados en el laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC como parte de la tesis doctoral desarrollada por Charry (2009), que aparecen descritos en 2.7.2.5. Dentro de las series de ensayos realizados, para los fines aquí buscados se tomaron los correspondientes a los casos donde el giro superior del muro estaba libre, lo que como consecuencia lograba una distribución uniforme de la aplicación de la carga vertical sobre el mismo. Estas campañas fueron referenciadas por el autor como Campaña I y Campaña III.

4.2.1 Campaña I

Se ensayaron 10 muros simples bajo carga biaxial a escala 1:1. En la figura 4.1 se presenta la comparación de los datos de carga última experimental y del modelo B-T.

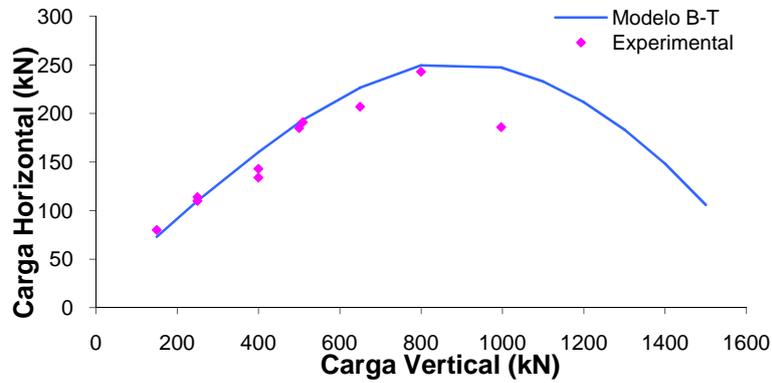


Figura 4.1 Comparativa cargas últimas Campaña I.

Se encuentra que el Modelo B-T propuesto, a pesar de que en algunos casos sobreestima el valor de carga última, en términos generales, presenta un buen desempeño para la evaluación de los muros estudiados.

4.2.2 Campaña III

Comprendió el ensayo de 15 muros simples bajo carga biaxial a escala 1:4. En la figura 4.2 se presenta la comparación de los datos de carga última experimental y del modelo B-T.

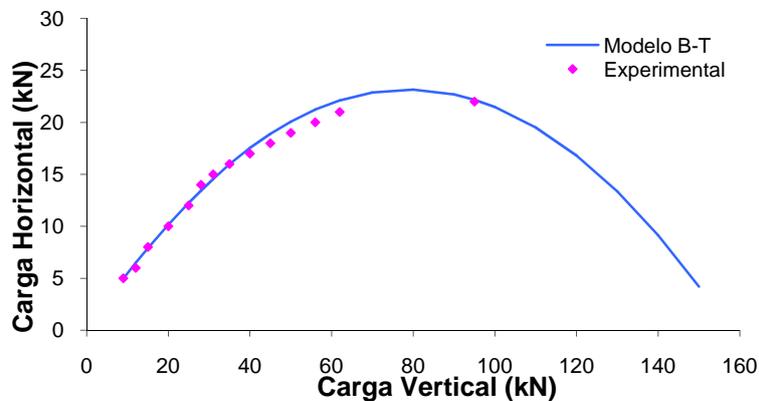


Figura 4.2 Comparativa cargas últimas Campaña III.

Para este caso se encuentra una muy buena concordancia de los valores obtenidos con la aplicación del modelo B-T y los datos disponibles de la campaña experimental.

4.3 MODELO NUMÉRICO UTILIZADO

Como siguiente etapa del estudio se procedió a establecer la herramienta a utilizar para realizar una validación más rigurosa del modelo de bielas y tirantes propuesto para esta condición de carga. Para ello se utiliza un modelo numérico de elementos finitos, el cual, para ser puesto a punto, es calibrado con ayuda de los datos experimentales obtenidos por Oliveira (2003) en su campaña experimental sobre muros macizos de junta seca sometidos a carga vertical uniforme y que se encuentra descrita de una manera muy detallada en el numeral 2.7.3.1. La elección de esta campaña, que ha sido desarrollada en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC, obedece no solo a la simplificación que presenta para su modelamiento por pertenecer a la configuración en junta seca, sino también por ser a su vez representativa del fenómeno a estudiar.

4.3.1 Tipos de elementos

En el modelo numérico se asume toda la no linealidad del problema en las juntas de contacto entre bloques con la finalidad de reducir el esfuerzo computacional. Para el modelado de los bloques de piedra se utilizan elementos elásticos de tensión plana, representando cada bloque con 4 divisiones horizontales y 2 verticales que generan 8 elementos. Esto es válido considerando que solo se pretende verificar si el modelo numérico establecido nos permite una representación adecuada del fenómeno bajo estudio.

4.3.2 Parámetros y criterios de fallo

Se busca evaluar la carga de rotura, así como los mecanismos de fallo observados experimentalmente. Por ahora se incluyen únicamente mecanismos de rotura a nivel de junta (modelo de contacto con fricción) con lo cual trasladamos toda la no linealidad del problema a las interfases. No se incluyen mecanismos de rotura a nivel de unidad. En cuanto a parámetros

elásticos del modelo, para el módulo de Young de los elementos de los bloques de piedra, de acuerdo con los datos de la caracterización mecánica suministrados por Oliveira (2003), se toma un valor de 15500 N/mm^2 y para el módulo de Poisson un valor de 0,2.

Para modelar las discontinuidades generadas por las juntas de interfase entre unidades de bloques de piedra, fuentes generadoras del comportamiento no lineal del modelo numérico, se utilizan elementos lineales de interfase con espesor nulo aplicándoseles el modelo de contacto con fricción tipo Coulomb descrito en el numeral 2.4.2.2.1. El programa de análisis utiliza puntos de integración de Gauss debido a que generalmente producen resultados más precisos que aquellos que utilizan sus propios nodos como puntos de integración, tal como lo sugieren Cescotto y Charlier (1992) y Cescotto y Zhu (1994). Los parámetros de rigidez en estas juntas se toman siguiendo el criterio analítico utilizado por Oliveira (2003) y se presentan en la Tabla 4.3, donde se observa que éstos dependen de la carga vertical de precompresión aplicada. K_n representa la rigidez normal de las juntas y K_s la rigidez tangencial.

La malla de elementos finitos del modelo numérico se presenta en la figura 4.3. La carga horizontal es aplicada en el modelo utilizando control de desplazamiento. Para la solución de los sistemas no lineales se utilizan alternativamente técnicas avanzadas de solución ("line-search" y "arc-length").

Carga vertical [kN]	K_n [N/mm ³]	K_s [N/mm ³]
30	5,87	2,45
100	8,08	3,37
200	11,4	4,73
250	13,0	5,43

Tabla 4.1 Rigideces para las juntas Oliveira (2003).

En el caso de los parámetros inelásticos, por tratarse de juntas secas, tanto la resistencia a tracción como la cohesión se toman iguales a cero. Para el comportamiento a cortante de las juntas, representadas por elementos lineales con espesor nulo y modelo de contacto con fricción, se les asigna el valor de 0,62 para $\tan\phi$, de acuerdo a lo registrado experimentalmente por Oliveira (2003).

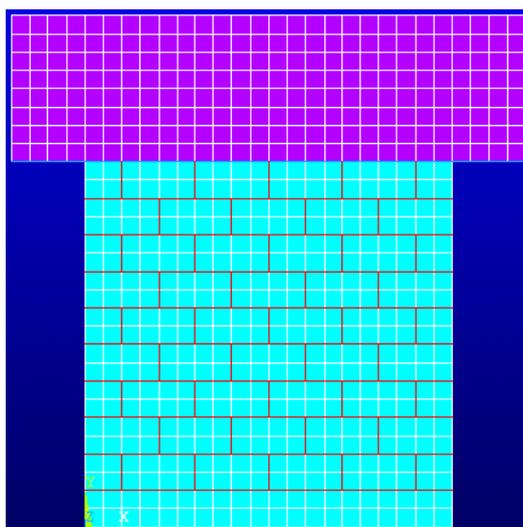


Figura 4.3 Malla de elementos finitos.

4.3.3 Validación modelo numérico

Se evaluó el comportamiento del modelo numérico en cuanto a mecanismos de rotura, curvas carga-desplazamiento horizontal y carga última. Para ello se utilizaron los cuatro casos de carga vertical realizados experimentalmente (30, 100, 200 y 250 kN).

4.3.3.1 Aplicación de carga

El proceso de aplicación de carga en el modelo numérico, se realiza siguiendo dos fases diferenciadas y continuas. En una primera fase se carga verticalmente el modelo, para lograr el estado de compresión vertical, según el caso de la campaña experimental a representar (30, 100, 200 y 250 kN). A continuación, y manteniendo constante el estado de compresión vertical logrado en la etapa anterior, se procede a la aplicación de la carga horizontal sobre el nodo ubicado en el extremo superior derecho de la viga de carga.

4.3.3.2 Mecanismos de rotura

La figura 4.4, que tiene un factor de amplificación de 7 para los desplazamientos del modelo numérico, presenta la comparación de los resultados experimental y numérico, para el caso de carga vertical de 100 kN, como representativo de un estado de bajas compresiones en la

campana. Se puede apreciar cómo el modelo permite predecir muy satisfactoriamente el mecanismo de rotura obtenido experimental para el muro evaluado. En el comportamiento del modelo numérico se evidencia claramente la aparición de una separación en diagonal escalonada por deslizamiento de las unidades sobre las juntas de contacto y giro sobre el sector comprimido del muro, que en este caso obedece al extremo izquierdo inferior del mismo, para una aplicación de carga horizontal en el mismo sentido que el utilizado experimentalmente, figura 2.63.

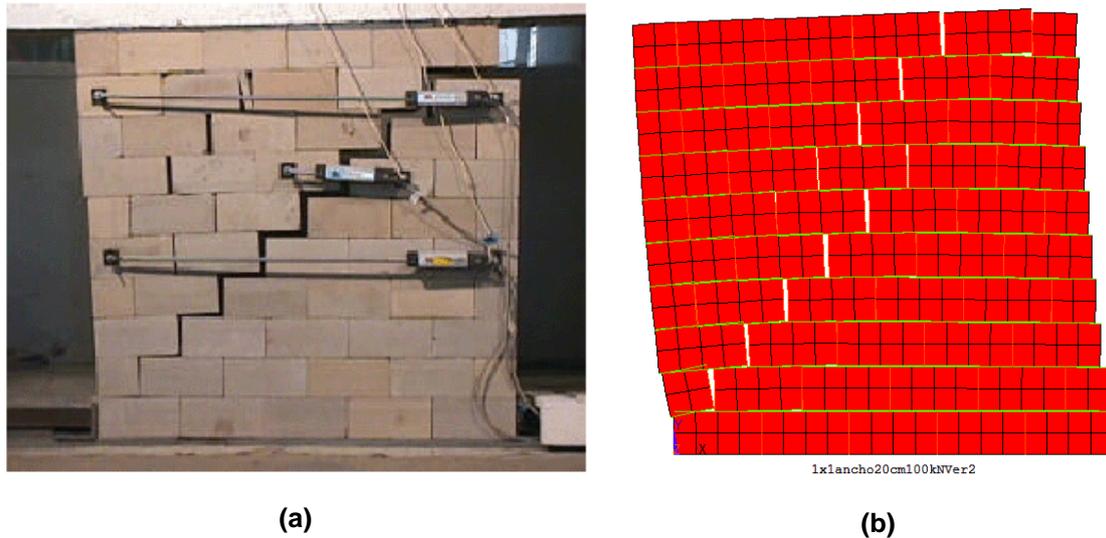


Figura 4.4 Deformadas muro 100kN. (a) experimental y (b) numérica.

Para estados de altas compresiones verticales (muros con 200 y 250 kN), según la evidencia experimental, se presenta fisuración de los bloques de piedra ubicados en las zonas de compresiones máximas, figura 4.5.a. Buscando representar este fenómeno, se incluyen en el modelo numérico, juntas de rotura en la parte central de los bloques ubicados en el extremo de compresiones máximas. Esto permite mejorar la predicción del valor de carga máxima y de mecanismo de rotura obtenido con el micromodelo, figura 4.5.b. Se observa la inestabilidad local presentada en la zona izquierda del modelo numérico o zona de máximas compresiones, lo cual conduce a la falla del muro. Los desplazamientos en la figura 4.5.b presentan un factor de amplificación de 5, con la finalidad de percibir visualmente con mayor claridad el mecanismo de falla del modelo.

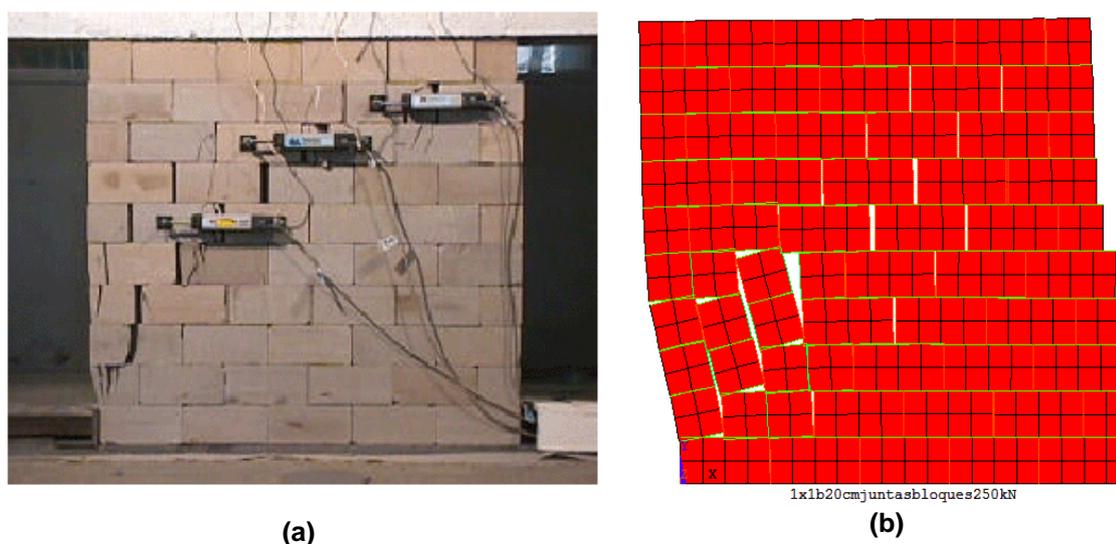


Figura 4.5 Deformadas muro 250 kN. (a) experimental y (b) numérica.

4.3.3.3 Curvas carga-desplazamiento horizontal

Para evaluar la capacidad del modelo numérico para predecir las curvas carga-desplazamiento horizontal, se comparan los valores obtenidos numéricamente con la evidencia experimental. También se comparan con los obtenidos por Oliveira (2003) utilizando el micromodelo numérico de Lourenço (1996), del cual evaluó su desempeño con los datos disponibles de la campaña realizada en su investigación. Las comparaciones para todos los muros ensayados se presentan en las figuras 4.6, 4.7, 4.8 y 4.9, donde H representa la carga horizontal aplicada en kN y dx representa el desplazamiento horizontal leído en el nodo de aplicación de la carga y medido en milímetros.

A pesar de que el modelo numérico utilizado hasta ahora solo involucra criterios de rotura a nivel de junta (simplificación válida si se tiene en cuenta que es ahí donde precisamente se presenta la mayor no linealidad del fenómeno bajo estudio), las curvas carga-desplazamiento horizontal obtenidas presentan un adecuado comportamiento, al compararlas con las fuentes experimentales y numéricas disponibles. Sin embargo, las campañas experimentales realizadas sobre muros de obra de fábrica sometidos a cargas de compresión vertical y de corte horizontal, muestran que la rotura involucra generalmente tanto a juntas de contacto como a unidades. Este comportamiento es característico principalmente para estados de altos niveles de tensiones de precompresión vertical (figura 4.5).

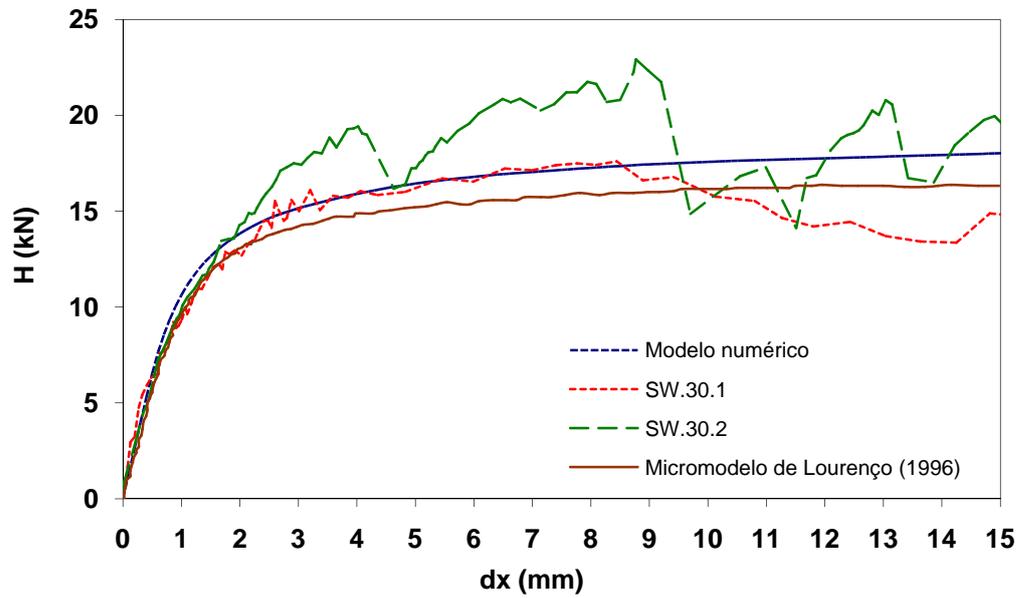


Figura 4.6 Muro con 30 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

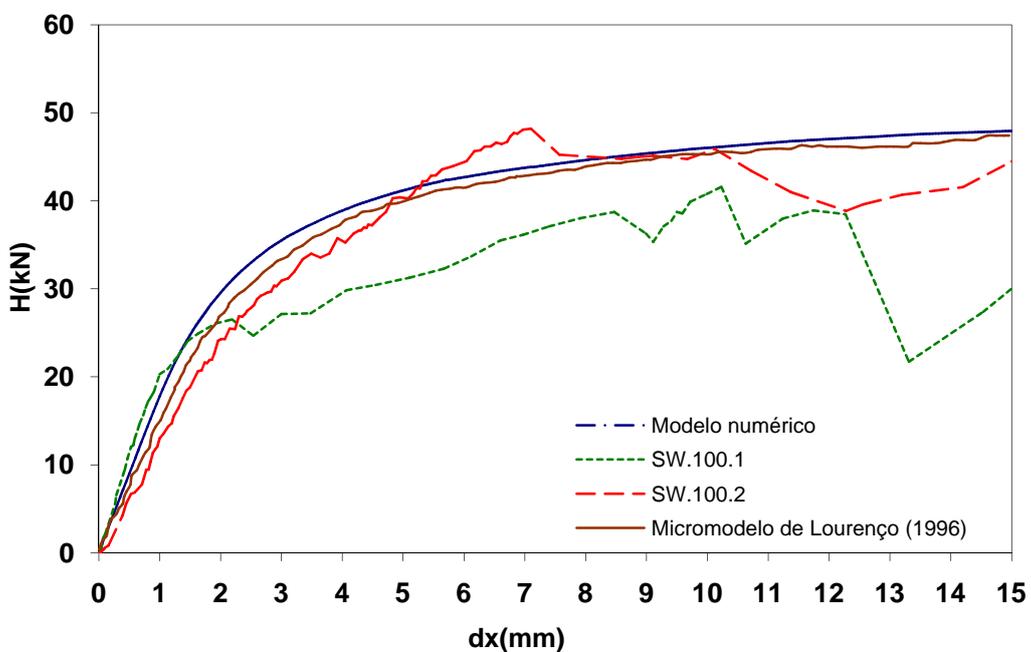


Figura 4.7 Muro con 100 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

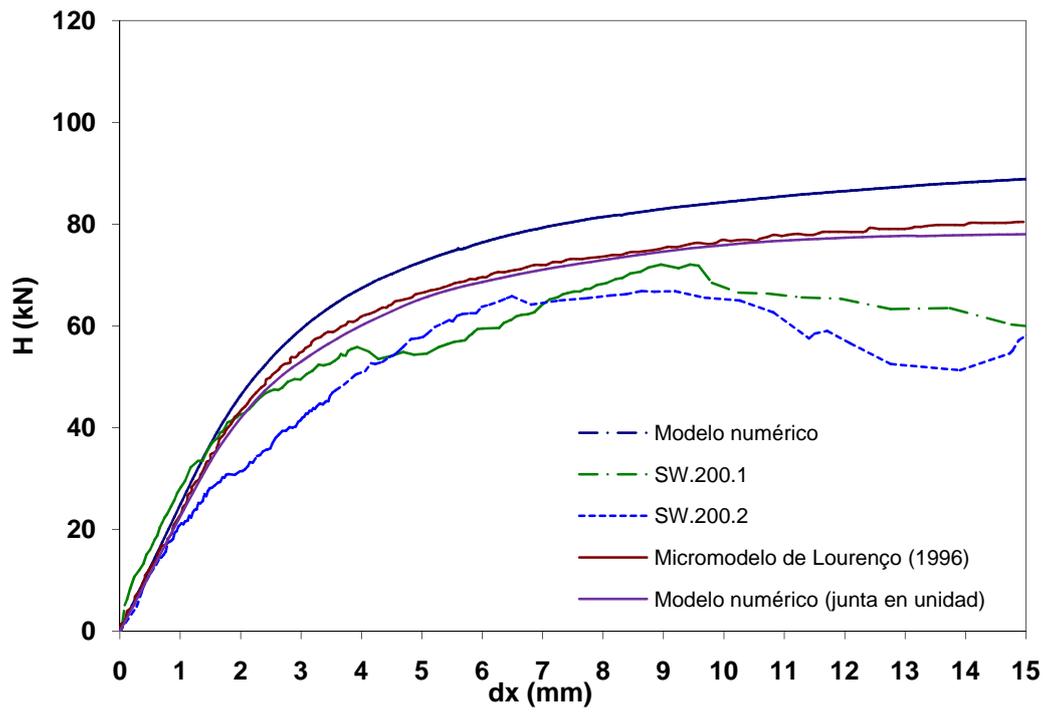


Figura 4.8 Muro con 200 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

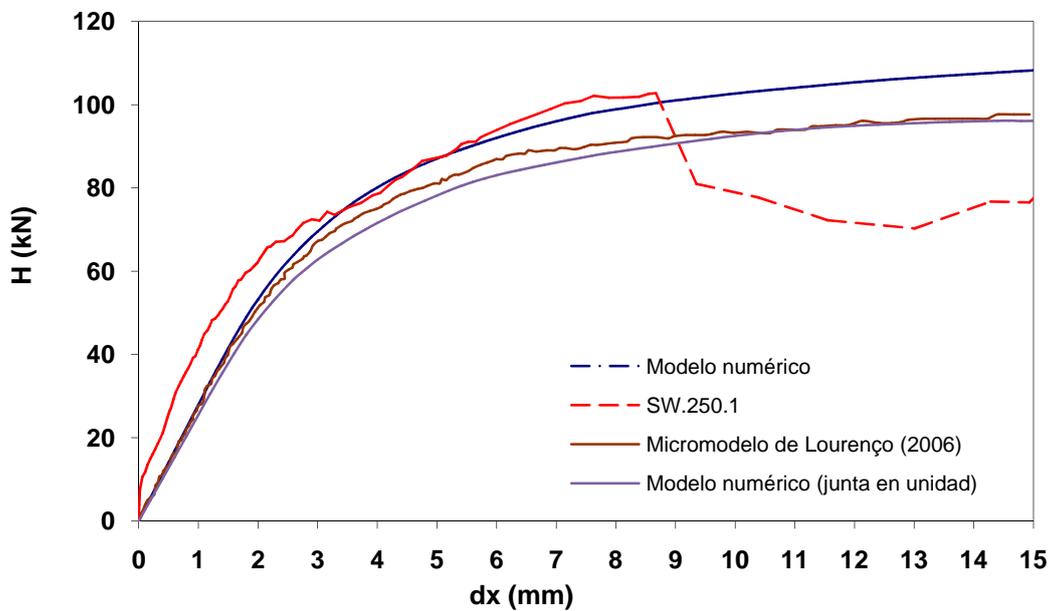


Figura 4.9 Muro con 250 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

Para los casos de 200 y 250 kN de carga vertical, aparece una curva adicional denominada modelo numérico (junta en unidad), resultante de incluir en el modelo numérico una junta vertical en la parte central de las unidades que representan los bloques de piedra. Con esto se buscaba representar el fallo por fisuración en los bloques de piedra ubicados en la zona con mayor concentración de tensiones de compresión vertical (sector inferior izquierdo del muro, figura 4.5 b).

Las curvas carga-desplazamiento obtenidas con el modelo numérico muestran una diferencia con las del micromodelo numérico de Lourenço (1996). Esto es debido a que se consideran diferentes modelos de análisis, en nuestro caso (y recordando que es un modelo numérico simplificado) solo se aplica contacto con fricción en las interfases, mientras que Lourenço (1996) aplica el cap model (modelo más complejo que incorpora diferentes criterios de rotura de la obra de fábrica). Para el caso de 200 y 250 kN, al incorporar las juntas verticales, se obtiene un mejor comportamiento del modelo numérico.

4.3.3.4 Carga última

Para efectuar las comparaciones de la carga última obtenidas al aplicar el modelo numérico se dispone, al igual que para las curvas carga-desplazamiento horizontal, de los datos de la campaña experimental y de los resultados de la aplicación del micromodelo numérico de Lourenço (1996) realizada por Oliveira (2003). También se compara con los resultados obtenidos de aplicar los modelos basados en bielas y tirantes propuestos. Los valores de carga última obtenidos en los diferentes casos se presentan en la Tabla 4.2 y su comparación gráfica en la figura 4.10. Los casos de carga que corresponden a aquellos donde se ensayaron dos muros (30, 100 y 200 kN) se presenta el valor medio de los dos datos experimentales obtenidos.

Para los muros con 200 y 250 kN de carga vertical, se presentan dos valores de carga última con el modelo numérico, en estos casos el valor de la derecha (menor valor), se ha obtenido con el modelo numérico que incorpora la junta vertical en las unidades.

Pv (KN)	Experimental [kN]	Lourenço (1996) [kN]	Modelo numérico [kN]		Modelo B-T [kN]
30	22,4	16,3	20,86		14,02
100	45	47,5	49,28		43,88
200	70,3	81,4	88,9	78,03	86,36
250	102,7	98	108	96,39	107,53

Tabla 4.2 Cargas horizontales últimas

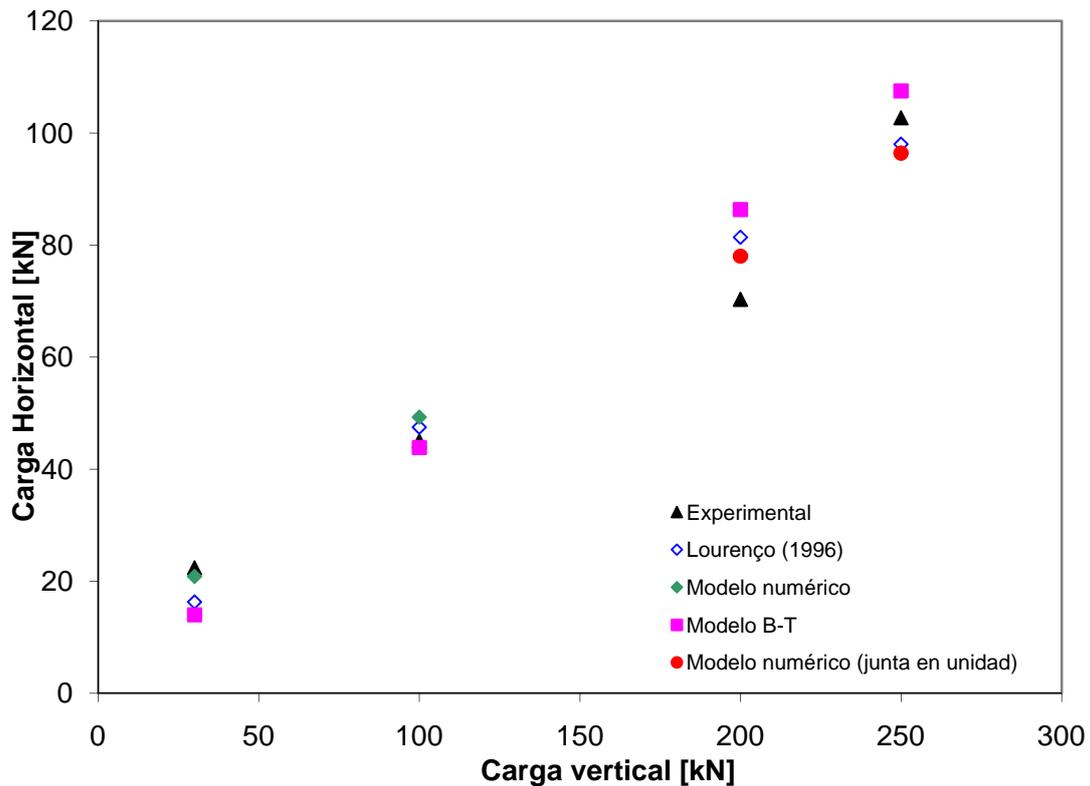


Figura 4.10 Cargas últimas experimental vs numérica

Los resultados de la Tabla 4.2 muestran además la buena capacidad del modelo numérico para predecir la carga de rotura encontrada experimentalmente.

Para valores bajos de compresión vertical (30 y 100 kN), el fallo se produce por deslizamiento de los bloques sobre sus juntas de contacto, por esto la buena concordancia en el valor de la carga última para estos dos casos con el modelo de contacto con fricción utilizado. En estado de altas compresiones verticales (200 y 250 kN), donde el fallo involucra además de las juntas de interfase a las unidades ubicadas en las zonas de compresiones máximas, figura 4.5.a, se hizo necesario introducir en el modelo numérico la mejora mencionada anteriormente, de ubicar juntas verticales en la parte central de las unidades para representar el comportamiento evidenciado experimentalmente. Esta pequeña mejora permitió representar la inestabilidad local presentada en la zona izquierda del modelo numérico que corresponde a las máximas compresiones, lo cual conduce al colapso del muro (figura 4.5 b).

4.3.4 Conclusión

El modelo numérico presenta un buen desempeño y adecuado comportamiento, por lo cual se consideró apropiado para ser utilizado en las etapas siguientes que conformaron la presente investigación.

4.4 ESTUDIO DE LA INCIDENCIA DE LOS PARÁMETROS

Una vez determinada la buena capacidad del modelo numérico adoptado para la predicción de la respuesta última de los muros en obra de fábrica, se llevó a cabo un estudio paramétrico para evaluar la incidencia de diversos factores en la carga horizontal última: la relación ancho/alto (b/h) del muro, la relación ancho/alto (b_u/h_u) de las unidades, el tamaño de la unidad, el valor de la cohesión y ángulo de rozamiento en las juntas de contacto entre bloques de piedra. Para ello se utilizó la geometría del caso estudiado hasta el momento y correspondiente a muros con juntas secas ensayado por Oliveira (2003).

Considerando lo sistemático de los modelos numéricos a utilizar en un estudio paramétrico y la gran cantidad de los mismos, se realizó una rutina en visual fortran que agilizó el proceso de creación de los archivos de datos para los diferentes factores bajo estudio.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para el análisis realizado a cada uno de los parámetros establecidos.

4.4.1 Incidencia de la relación ancho/alto (b/h) del muro:

Las variables b y h representan el ancho y el alto del muro respectivamente. El valor de las tensiones verticales sobre el muro se mantuvo constante. Los modelos numéricos se componían de unidades elásticas que representaban los bloques de piedra, siendo constantes sus dimensiones con ancho 20 cm y alto 10 cm, discretizados con 4 divisiones horizontales y 2 verticales. El número de filas horizontales permaneció constante en 10, siguiendo la estrategia utilizada en el numeral anterior (figura 4.3).

σ [N/mm ²]	Ph[kN]					
	b/h=0.6		b/h=1		b/h=2	
	Modelo numérico	Modelo B-T	Modelo numérico	Modelo B-T	Modelo numérico	Modelo B-T
0.15	9.06	5.77	20.86	14.02	40.94	34.57
0.5	19.43	18.28	49.28	43.88	122.68	107.82
1	35.77	36.01	78.03	86.36	236.58	212.30
1.25	43.36	44.80	96.39	107.53	293.54	264.47

Tabla 4.3 Comparativas cargas horizontales últimas para diferentes b/h

Los datos de la tabla 4.3 permiten establecer que los modelos B-T propuestos incluyen de una manera adecuada la variación en la respuesta para muros con diferentes valores en su relación b/h. Esto se puede afirmar, teniendo en cuenta el satisfactorio grado de concordancia entre los valores de carga última horizontal obtenidos con el Modelo B-T y los del Modelo numérico.

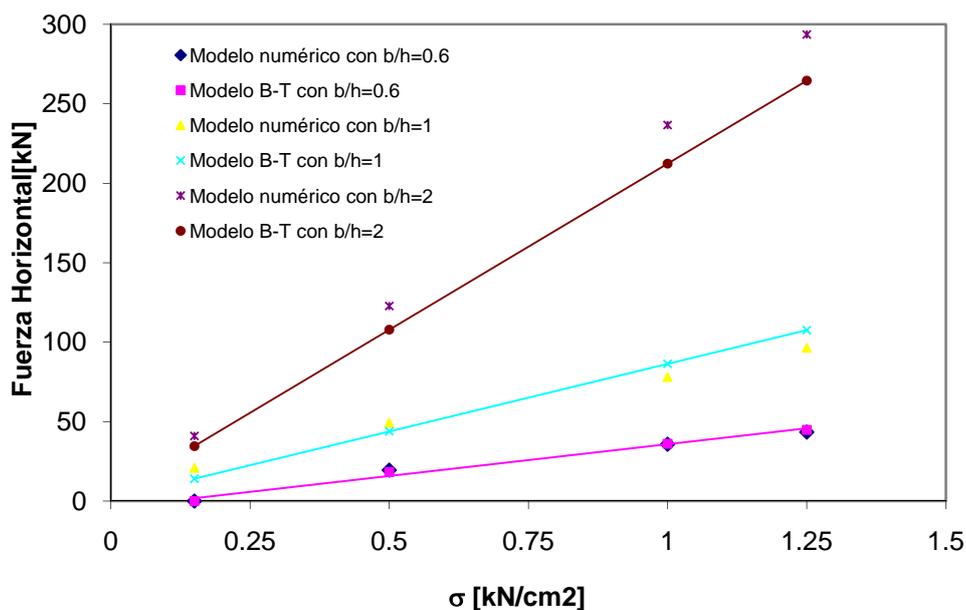
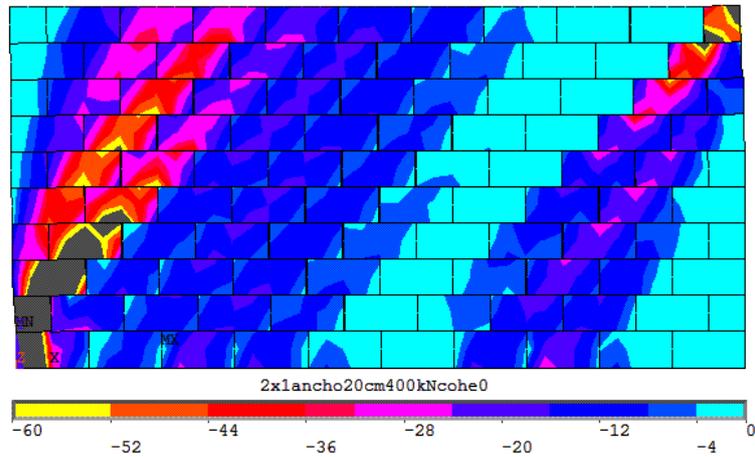


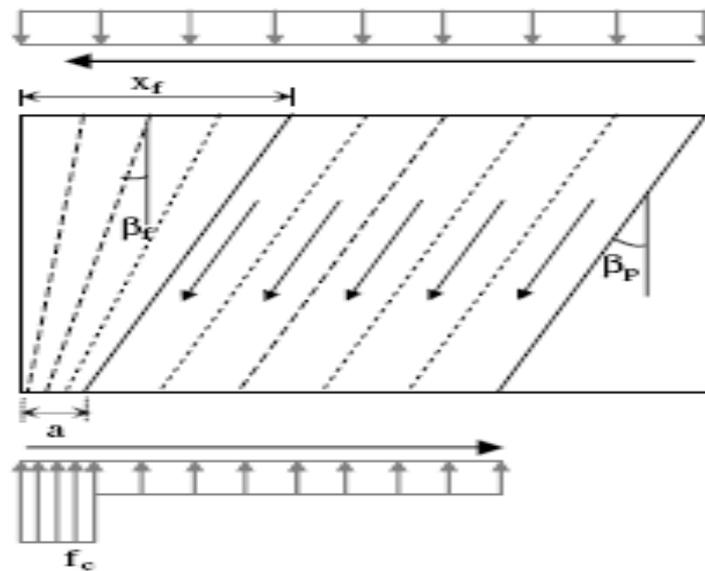
Figura 4.11 Incidencia de la relación b/h en la respuesta del modelo. Las series de datos son comparativas entre Modelo numérico y Modelo B-T.

Además de la capacidad demostrada por el modelo numérico para predecir la carga última cuando se varía la relación b/h del muro, es posible apreciar en él la formación del mecanismo resistente previsto por el modelo B-T. Para mostrar lo anterior utilizamos uno de los modelos numéricos utilizados (caso del muro con b/h=2 y $\sigma=1$ N/mm²), donde se puede ver la formación del modelo en abanico modificado tal como lo prevé el modelo de bielas y tirantes propuesto

para este caso de carga y que se encuentra formado por un abanico en el sector izquierdo y por bielas de compresión paralelas en el sector derecho del muro, figura 4.12.



(a)



(b)

Figura 4.12 Comparativa mecanismo resistente. (a) tensiones principales de compresión en el modelo numérico con $b/h=2$ y $\sigma=1 \text{ N/mm}^2$ y (b) Modelo B-T en abanico modificado.

4.4.2 Incidencia de la relación ancho/alto (b_u/h_u) de las unidades

Las variables b_u y h_u representan el ancho y el alto de la unidad respectivamente. Para todos los casos de este numeral se mantuvo constante la altura de la unidad de obra de fábrica con un valor de 10 cm. El número de filas utilizadas es semejante al caso anterior, las dimensiones de las unidades sí que sufrieron variación, pues precisamente se buscaba evaluar la incidencia de tal modificación en la respuesta del muro.

Muro con $b=0.6m$ y $h=1m$:

Pv [kN]	Ph [kN]		
	Modelo numérico		Modelo B-T
	$b_u/h_u=2$	$b_u/h_u=3$	
61.25	19.43	20.25	18.28
121.3	35.77	37.23	36.01
151.3	43.36	45.01	44.80

Tabla 4.4 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 0.6mx1m

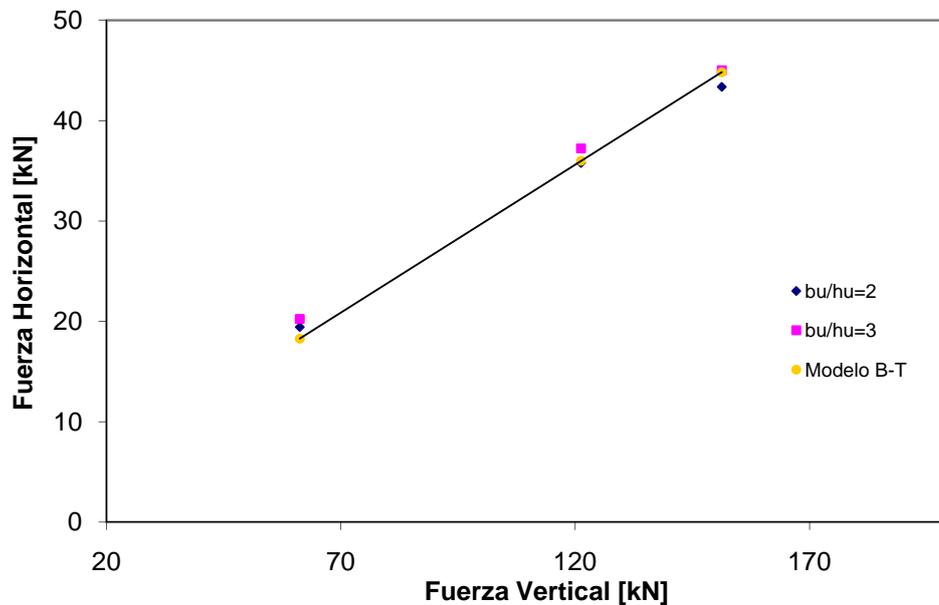


Figura 4.13 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 0.6mx1m

Comparando los resultados del modelo numérico con los obtenidos con el modelo de bielas y tirante (modelo B-T), se observa que existe una satisfactoria correspondencia entre los valores encontrados por las dos vías.

Este caso de muro, donde su ancho es menor a su alto, es de esperar este tipo de comportamiento, pues su estrechez sólo permite el desarrollo, como mecanismo resistente, del modelo B-T en abanico (caso a figura 3.2), en el cual la carga máxima resistida está condicionada únicamente por los factores geométricos del muro (ecuación 3.5).

Muro con $b=1\text{m}$ y $h=1\text{m}$:

Pv[kN]	Ph[kN]			
	Modelo numérico			Modelo B-T
	$b_u/h_u=1$	$b_u/h_u=2$	$b_u/h_u=2.5$	
30	20.28	20.86	20.10	14.02
100	48.48	49.28	58.47	43.88
200	78.45	78.03	110.56	86.36
250	95.16	96.39	120.34	107.53

Tabla 4.5 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 1mx1m.

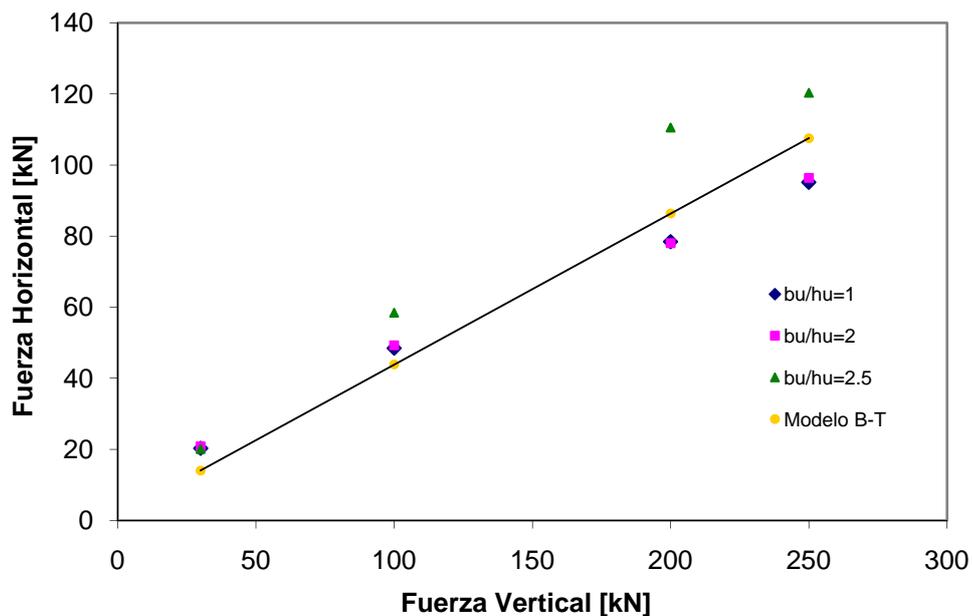


Figura 4.14 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 1mx1m.

Para este muro sí que se encuentran diferencias sustanciales en los valores de carga última (tabla 4.5). Esto lleva a considerar que la relación entre el ancho y el alto (b_u/h_u) de las unidades, tiene una incidencia considerable en la capacidad de carga de un muro, que los modelos de bielas y tirantes propuestos por Roca (2006) no permiten representar adecuadamente. Por ello, se hace necesaria su revisión, de acuerdo con los resultados aquí obtenidos, para incluir un factor que permita valorar la influencia en la respuesta del parámetro bajo estudio. Los valores obtenidos en las diferentes simulaciones numéricas y presentados en la tabla 4.5 dejan ver claramente como para un mismo muro, al aumentar su relación b_u/h_u , es decir al aumentar el ancho de la unidad, crece apreciablemente su capacidad de resistir cargas horizontales, para un mismo estado de compresiones verticales.

En términos generales es fácil intuir esta situación, puesto que la mayor o menor presencia de juntas de contacto entre bloques es un factor que determina la mayor o menor capacidad resistente del muro ante sollicitaciones horizontales, porque son precisamente estas juntas las generadoras de la parte más débil de la estructura como consecuencia de sus apreciables menores propiedades mecánicas en comparación con las de las unidades.

Se suma a lo anterior el hecho de que a mayores valores en la relación b_u/h_u la biela puede presentar un mayor desarrollo y como consecuencia generarse una mayor capacidad resistente del muro.

Según los datos de la tabla 4.5, la influencia de la relación b_u/h_u en la respuesta del muro es más evidente para valores altos de carga vertical, donde de acuerdo con lo observado en las campañas experimentales de Oliveira (2003) y en los resultados numéricos para los muros con 200 kN y 250 kN, el mecanismo de rotura se presenta por un fallo por compresión en la obra de fábrica. Las diferencias en los valores de carga última varían desde prácticamente nada para el caso de menor carga vertical, hasta un 20% aproximadamente, para altas cargas verticales y mayor relación b_u/h_u .

En la figura 4.15 se presentan las diferentes distribuciones de las tensiones de compresión obtenidos con el modelo numérico para cada una de las relaciones b_u/h_u en el caso de 200 kN de carga vertical. Se puede ver como la formación de las bielas de compresión está influenciada por la geometría de las unidades. También se puede apreciar allí la correspondencia de la distribución de las tensiones de compresión con el mecanismo resistente planteado para este caso de carga según el modelo B-T en abanico (figura 4.15.d).

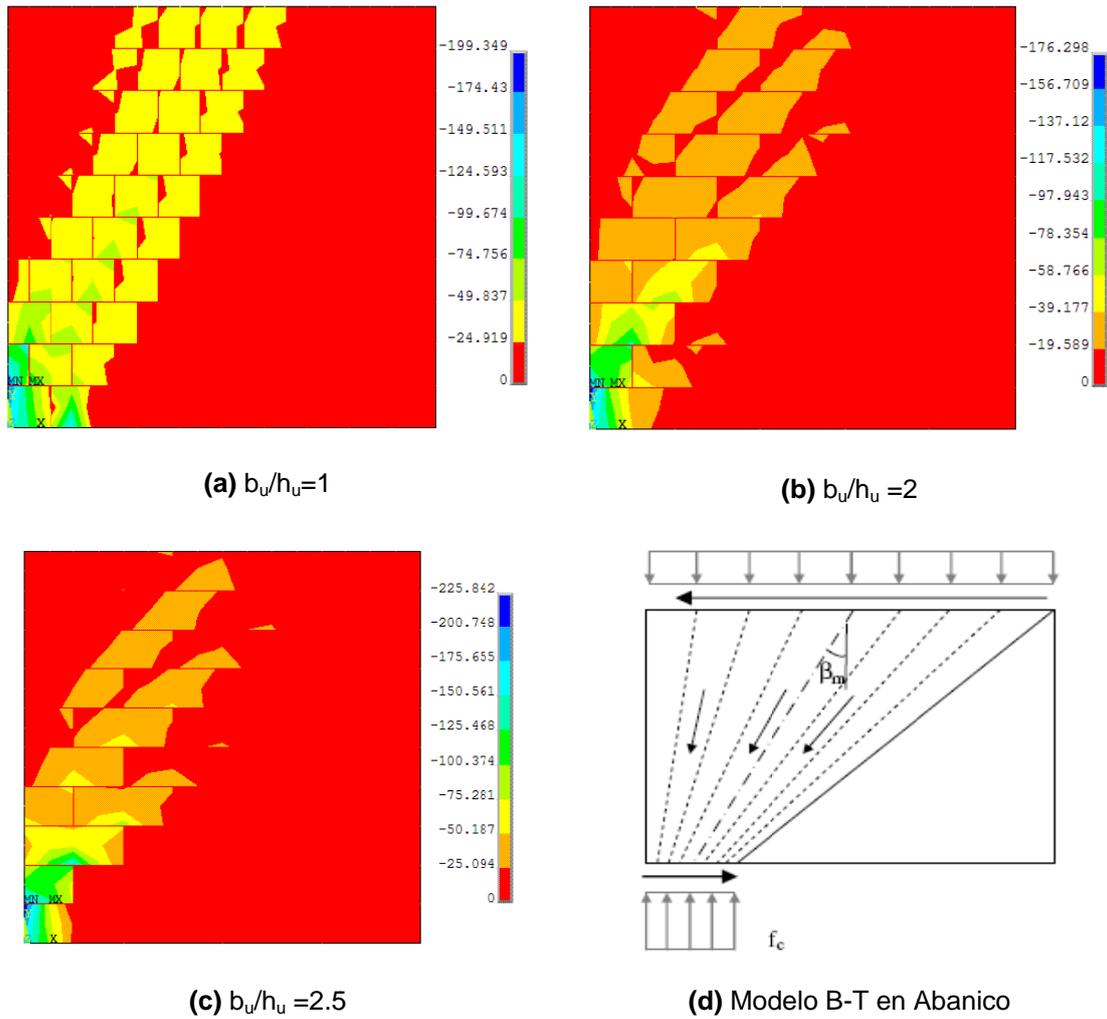


Figura 4.15 Tensiones principales de compresión para 200 kN de carga vertical, [kN/cm^2] y comparativa modelos numéricos con modelo B-T.

Muro con $b=2\text{m}$ y $h=1\text{m}$:

	Ph [kN]			
	Modelo numérico			Modelo B-T
Pv [kN]	$b_u/h_u=1$	$b_u/h_u=2$	$b_u/h_u=4$	
66	37.69	40.94	40.89	34.57
206	100.38	122.68	127.47	107.82
406	191.13	236.58	251.04	212.30
506	232.57	293.54	312.77	264.47

Tabla 4.6 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de $2\text{m} \times 1\text{m}$

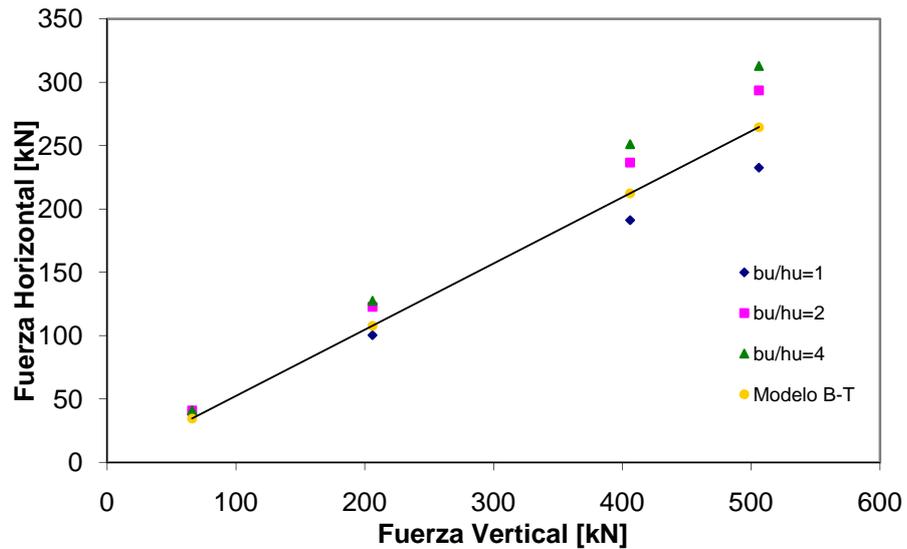
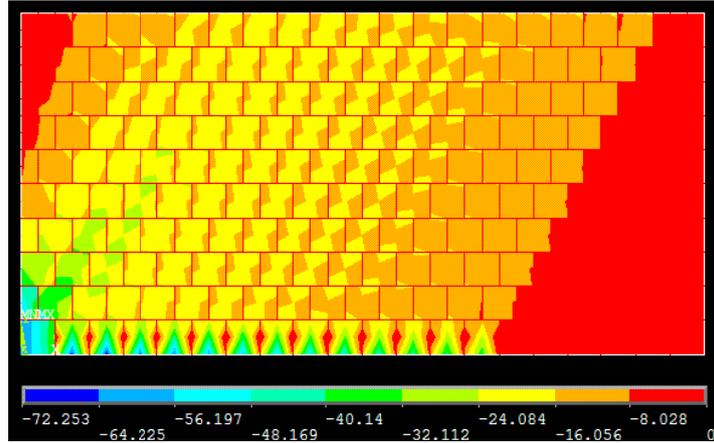


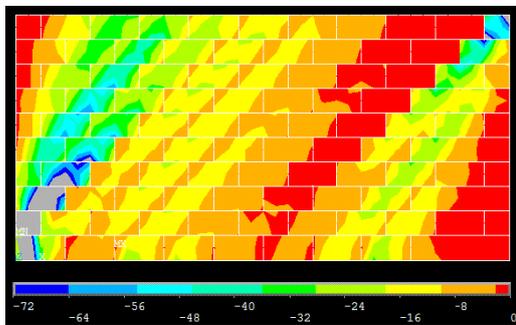
Figura 4.16 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 2mx1m.

Al igual que para el caso anterior del muro de 1mx1m y de acuerdo con la tabla 4.6 y la figura 4.16, se encuentra que a medida que la relación entre el ancho y el alto de las unidades va en aumento, la capacidad para soportar cargas horizontales es mayor. Se nota además que el fenómeno es especialmente notorio para los casos donde la precompresión vertical es mayor. Las diferencias en los valores de carga última varían desde un mínimo 1% para el caso de menor carga vertical, hasta casi un 35% para altas cargas verticales y mayor relación b_u/h_u .

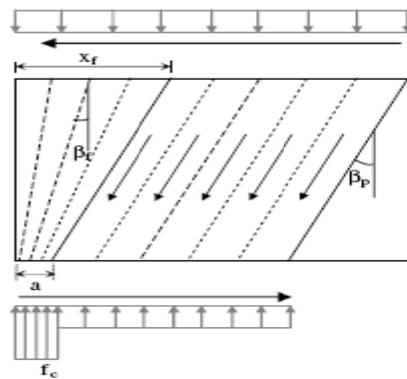
La figura 4.17, todas para un mismo valor de precompresión vertical muestra, al igual que para el muro de 1mx1m, que la formación de las bielas de compresión se encuentra influenciada por la geometría de las unidades. Esto genera, que el mecanismo resistente evolucione desde un modelo en abanico modificado, para menores valores en la relación b_u/h_u (figura 4.17 a y b), hacia una tipología en abanico para mayores valores de la relación estudiada (figura 4.17 c). El fenómeno descrito anteriormente permite, como consecuencia que el muro pueda resistir una mayor carga horizontal al ser aumentada su relación b_u/h_u .



(a) $b_u/h_u=1$. Modelo numérico, distribución tensiones de compresión, [kN/cm²]

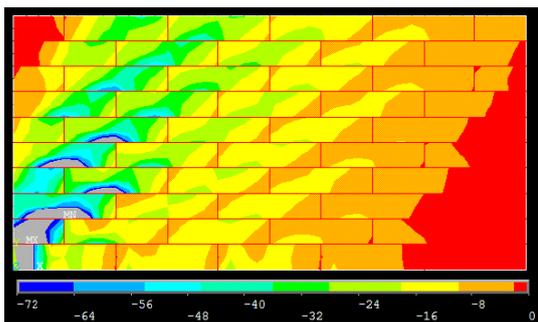


Modelo numérico, distribución tensiones de compresión, [kN/cm²]

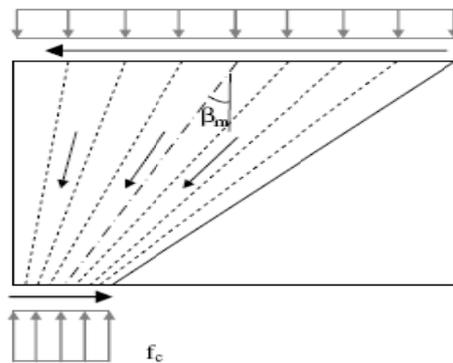


Modelo B-T en abanico modificado

(b) $b_u/h_u=2$



Modelo numérico, distribución tensiones de compresión, [kN/cm²]



Modelo B-T en abanico

(c) $b_u/h_u=4$.

Figura 4.17 Muro con 400 kN de carga vertical. Comparativos modelos numéricos con modelos B-T.

Buscando que el modelo B-T permita reproducir la incidencia encontrada en la respuesta del muro, que ejerce la relación b_u/h_u de la unidad y de acuerdo con el análisis de los resultados obtenidos, se propone aplicar lo siguiente:

Para un caso de muro dado, en primer lugar evaluar que tipo de mecanismo resistente predice el modelo B-T, siguiendo lo indicado en 3.3.1. En caso de que se espere un comportamiento B-T en abanico modificado y si además la relación b_u/h_u de la unidad es mayor o igual a la relación b/h del muro, incluir como factor de ajuste precisamente el valor de la relación b_u/h_u a la pendiente de la biela en el sector del muro que presenta comportamiento en abanico (figura 3.2 b). Esto permitirá que las bielas que representan los campos de compresión de este sector vayan logrando un mayor desarrollo a medida que, para el mismo muro analizado, un mayor valor de la relación b_u/h_u se lo permita. Lo anterior trae como consecuencia que el muro pueda resistir un mayor valor de carga horizontal.

Los nuevos valores de carga última que pueden soportar las diferentes geometrías de muros utilizadas en este numeral, aplicando al modelo B-T el factor de ajuste recomendado, se presentan en la tabla 4.7.

Se observa que el factor de ajuste propuesto permite al modelo B-T mejorar la predicción de la carga última en los casos donde se hace necesaria su aplicación.

Otras investigaciones, tal como puede verse en el capítulo 2, correspondiente al estado del conocimiento, han realizado algunas propuestas para la consideración de este factor en la respuesta del muro. Sin embargo estos se han realizado para otras condiciones de carga: Mann y Müller (1982) para el caso de muros sometidos a compresión biaxial; Stavrakakis, Ignatakis y Penelis (1993) para el caso de muros bajo compresión uniaxial. Orduña (2003) realizó un estudio paramétrico para evaluar la incidencia de esta misma relación en la respuesta de muros de cortante.

		H [kN]					
		Muro de 0.6mx1m					
V [kN]	Modelo B-T	Modelo numérico			Modelo B-T con factor de ajuste		
		b_u/h_u			b_u/h_u		
		2	3		2	3	
61.25	18.28	19.43	20.25		18.28	18.28	
121.25	36.01	35.77	37.23		36.01	36.01	
151.25	44.80	43.36	45.01		44.80	44.80	
		Muro de 1mx1m					
	Modelo B-T	Modelo numérico			Modelo B-T con factor de ajuste		
		b_u/h_u			b_u/h_u		
		1	2	2.5	1	2	2.5
32.8	14.02	20.28	20.86	20.10	14.02	17.18	17.81
102.8	43.88	48.48	49.28	58.47	43.88	53.81	55.79
202.8	86.36	78.45	78.03	110.56	86.36	106.05	109.99
252.8	107.53	95.16	96.39	120.34	107.53	132.13	137.05
		Muro de 2mx1m					
	Modelo B-T	Modelo numérico			Modelo B-T con factor de ajuste		
		b_u/h_u			b_u/h_u		
		1	2	4	1	2	4
66	34.57	37.69	40.94	40.89	34.57	37.74	39.33
206	107.82	100.38	122.68	127.47	107.82	117.77	122.75
406	212.30	191.13	236.58	251.04	212.30	232.01	241.87
506	264.47	232.57	293.54	312.77	264.47	289.10	301.41

Tabla 4.7 Comparaciones de cargas últimas con los diferentes modelos

4.4.3 Incidencia del tamaño de las unidades

Las variables b_u y h_u representan el ancho y el alto de la unidad respectivamente. La incidencia del tamaño de las unidades en la respuesta del muro se evaluó utilizando el modelo numérico para el caso de 2mx1m. El número de filas utilizadas no puede mantenerse, al igual que para los modelos numéricos de los casos anteriores, en 10. Esto porque estará en función del alto de la unidad asumida para cada caso analizado. El modelo con $h_u=5$ cm se construyó con 20 filas de unidades, reduciéndose su número hasta 2 para el caso del muro con $h_u=50$ cm.

Pv [kN]	Ph [kN]				Modelo B-T
	b _u =10 cm, h _u =5 cm	b _u =20 cm, h _u =10 cm	b _u =50 cm, h _u =25 cm	b _u =100 cm, h _u =50 cm	
66	38.87	40.94	41.12	41.06	34.57
206	118.18	122.68	127.72	127.72	107.82
406	-	236.58	251.43	251.42	212.30
506	-	293.54	313.24	313.23	264.47

Tabla 4.8 Incidencia del tamaño de las unidades. Muro de 2mx1m

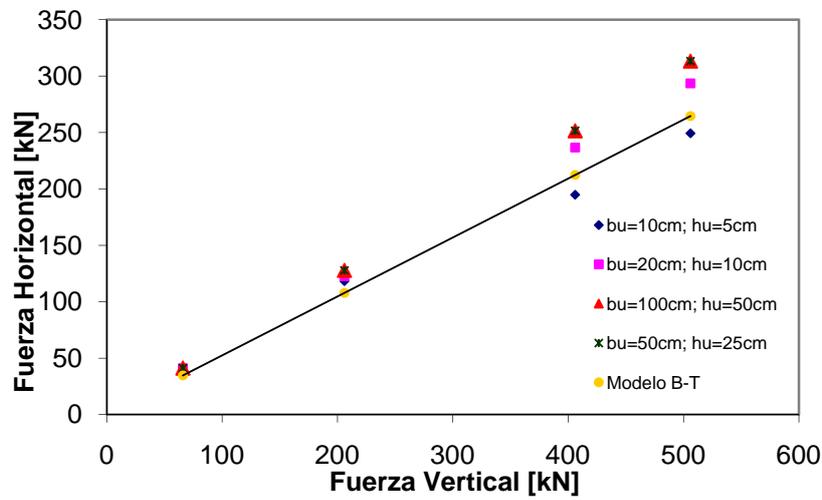


Figura 4.18 Incidencia del tamaño de las unidades. Muro de 2mx1m.

En la tabla 4.8 no se muestran valores para el caso con b_u=10 cm. y h_u=5 cm, y cargas verticales de 400 y 500 kN. Esto debido al desproporcionado gasto computacional que estaba generando su obtención.

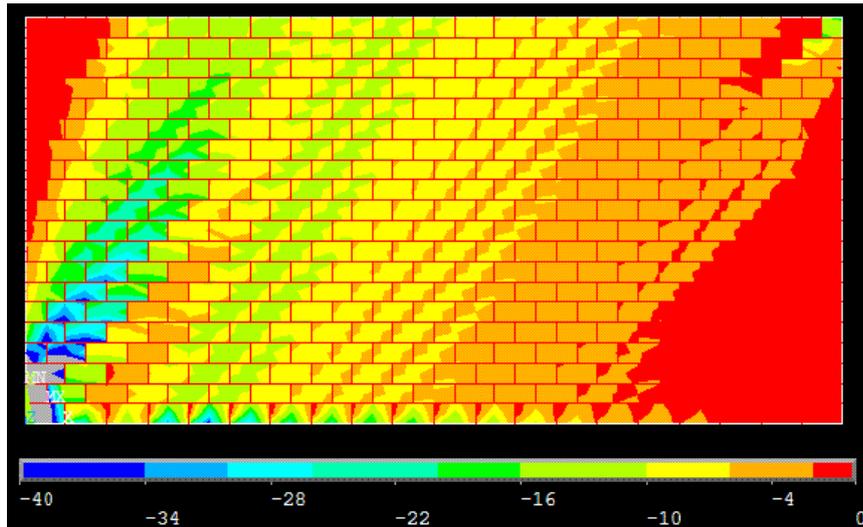
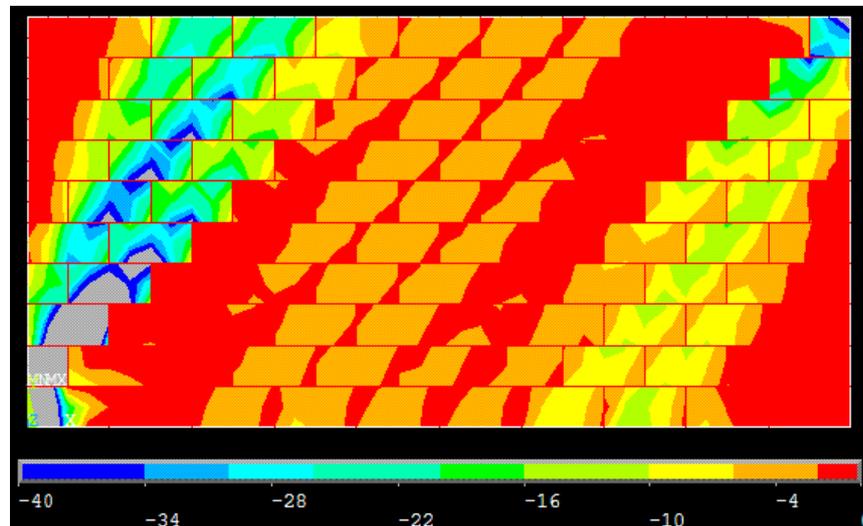
(a) Unidades con $b_u = 10$ cm y $h_u = 5$ cm(b) Unidades con $b_u = 20$ cm y $h_u = 10$ cm

Figura 4.19 Tensiones principales de compresión para el muro de $2\text{m} \times 1\text{m}$ con 200 kN de carga vertical, $[\text{kN}/\text{cm}^2]$.

El análisis de los datos obtenidos, y considerando que las diferencias en la respuesta del muro, ante la variación del tamaño de las unidades, van desde un casi inapreciable 1% hasta un máximo del 7%, permiten establecer que la variación del tamaño de la unidad no ejerce una influencia apreciable en la respuesta del muro. El aumento en la carga resistida, para un mismo muro, pero con mayor tamaño de las unidades, es debido a que como se observa en la figura 4.19 a y b, al aumentar el tamaño de las mismas se permite al modelo desarrollar un mecanismo resistente (aunque semejante y para ésta caso en particular compatible con el modelo B-T en abanico modificado), con mayor inclinación de las bielas de compresión.

4.4.4 Incidencia del ángulo de fricción de la interfase ($\tan \phi$)

La tabla 4.9 presenta los resultados obtenidos al aplicar una variación del ángulo de fricción de la interfase para el modelo numérico y a su vez el valor comparativo resultado de la aplicación del modelo de bielas y tirantes. Se trabaja para el caso del muro de 2mx1m con tamaño de unidades de 20 cm. de ancho y 10 cm. de alto, con lo que el modelo vuelve a las 10 filas de unidades.

V[kN]	H[kN]					
	$\tan \phi = 0,45$		$\tan \phi = 0,62$ (Oliveira 2003)		$\tan \phi = 0,80$	
	Modelo numérico	Modelo B-T	Modelo numérico	Modelo B-T	Modelo numérico	Modelo B-T
60	29.66	26.35	40.94	34.57	47.91	42.22
200	92.43	82.22	122.68	107.82	140.64	131.67
400	181.95	161.94	236.58	212.30	271.58	259.17
500	226.16	201.76	293.54	264.47	338.82	322.80

Tabla 4.9 Incidencia de la fricción. Muro de 2mx1m

En la figura 4.20 aparecen representados gráficamente los resultados obtenidos para el modelo numérico de 2mx1m con sus diferentes valores de $\tan \phi$. Para cada valor de cohesión en la interfase se presentan dos valores, uno resultado de la aplicación del modelo numérico y el otro con la utilización del modelo B-T propuesto.

Los resultados obtenidos y que se muestran en la tabla 4.9, evidencian la influencia que ejerce en la respuesta del muro la variación del valor de la fricción en la interfase. Al incrementar la $\tan \phi$ de la interfase, tanto el modelo numérico como el modelo B-T aumentan la carga última resistida por el muro ante acciones horizontales. A pesar de existir algunas pequeñas variaciones entre los valores de carga última dados por los dos modelos, en torno al 5%, la tendencia de la influencia ejercida en la respuesta del muro por la variación en la fricción de las interfases, es similar para ambos casos. Esto permite constatar la muy buena capacidad del modelo B-T para reflejar la influencia de este factor en la respuesta del muro.

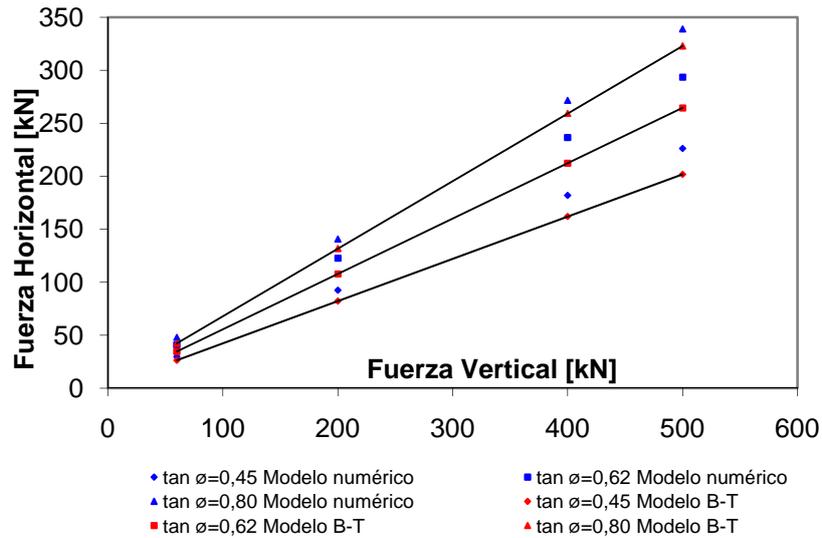


Figura 4.20 Muro de 2mx1m con diferentes valores de $\tan \phi$

4.4.5 Incidencia de la cohesión (c) de la interfase

La influencia de la cohesión (c) de la interfase en la respuesta del muro es evaluada para tres geometrías diferentes de muro. Los resultados obtenidos tanto con la aplicación del modelo numérico como con el modelo B-T, se presentan en la tabla 4.10. Para todos los muros analizados, el estado de compresiones verticales permaneció constante.

V[kN]	bxh [muro]	H[kN]					
		c = 0		c = 0.25 N/mm ²		c = 2.5 N/mm ²	
		Modelo numérico	Modelo B-T	Modelo numérico	Modelo B-T	Modelo numérico	Modelo B-T
120	0.6mx1m	35.93	36.01	34.40	36.01	34.64	36.01
200	1mx1m	78.03	86.36	101.47	98.90	99.92	100.37
400	2mx1m	229.90	212.30	306.40	275.61	390.59	401.88

Tabla 4.10 Incidencia de la cohesión

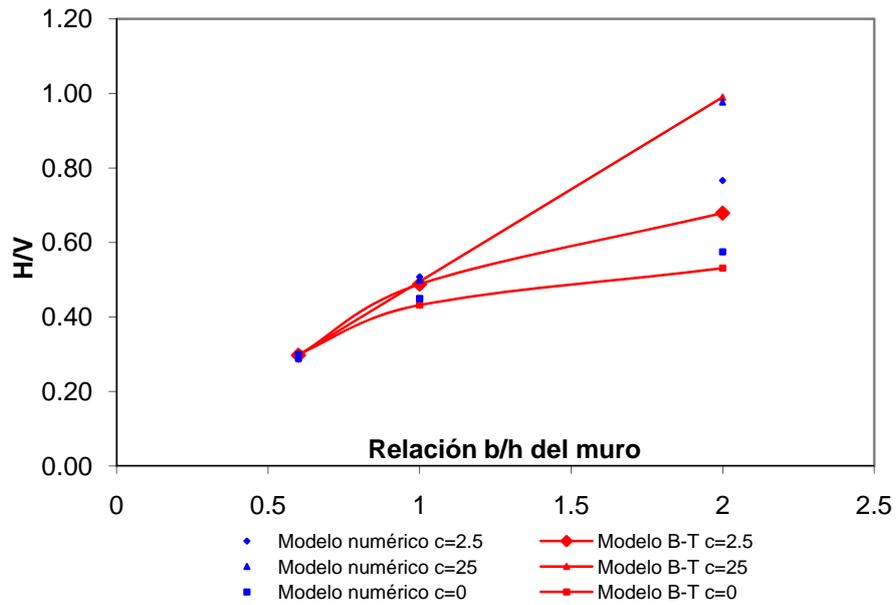
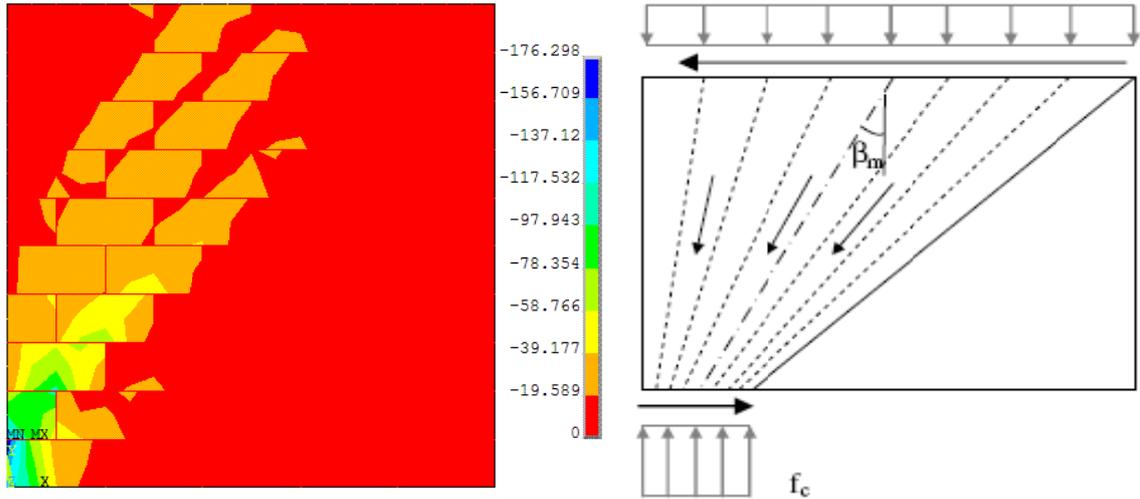


Figura 4.21 Incidencia de la cohesión

Para el caso del muro estrecho, de 0.6mx1m, la variación de la cohesión no ejerce influencia en su respuesta, puesto que su geometría condiciona la formación del modelo de bielas y tirantes permitiendo únicamente la generación de un modelo B-T en abanico. En los otros casos de muros analizados se encuentra que al aumentar la cohesión de la interfase, la carga última horizontal resistida va en aumento, hasta que se llega a una carga máxima como consecuencia de la formación de un mecanismo de modelo B-T en abanico.

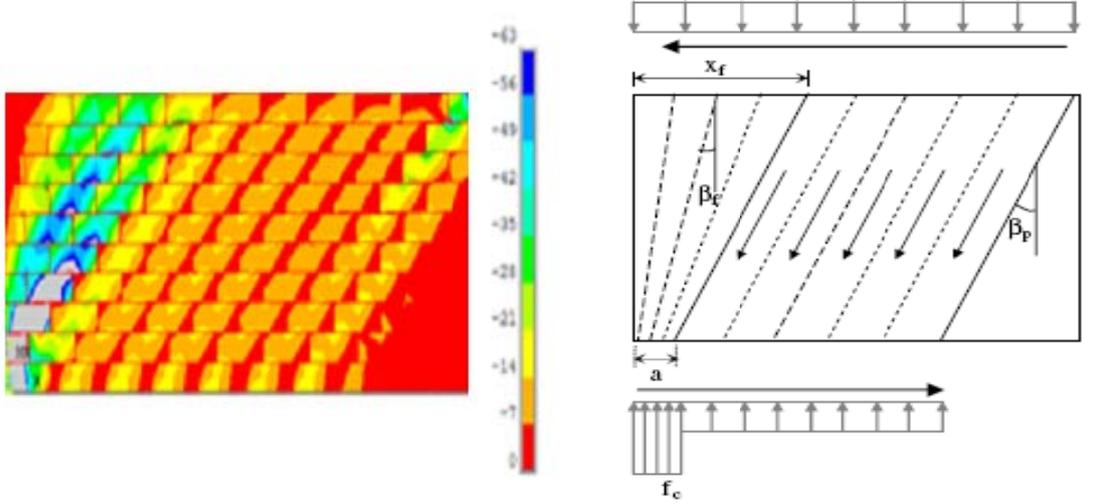
En la tabla 4.10 los valores de carga en **negrita** pertenecen a un comportamiento de modelo B-T en abanico semejante al que puede verse en la figura 4.22 para el muro de 0.6mx1m. Este comportamiento era de esperarse pues como se ha anotado anteriormente, cuando el muro es muy estrecho (caso del muro de 0.6mx1m) ó cuando el muro es ancho pero con un valor de cohesión muy alto, su geometría condiciona la formación del mecanismo resistente y solo se hace posible la formación de un mecanismo semejante al propuesto por el modelo B-T en abanico. Para los otros valores de carga se ha desarrollado en los modelos numéricos, un comportamiento de bielas y tirantes bajo la configuración de modelo B-T en abanico modificado, tal como se puede constatar en la figura 4.23, en este caso para el muro de 2mx1m.



(a) Modelo numérico, distribución tensiones de compresión, [kN/cm²]

(b) Modelo B-T en abanico

Figura 4.22 Muro 0.6mx1m. Comparativa modelo numérico con modelo B-T.



(a) Modelo numérico, distribución tensiones de compresión, [kN/cm²]

(b) Modelo B-T en abanico modificado

Figura 4.23 Muro 2mx1m. Comparativa modelo numérico con modelos B-T.

Los resultados obtenidos y que se muestran en la tabla 4.10, permiten observar la influencia que ejerce en la respuesta del muro la variación del valor de la cohesión en la interfase. Al incrementar el valor de la cohesión (c) en la interfase, tanto el modelo numérico como el modelo B-T aumentan considerablemente la capacidad resistente del muro ante acciones horizontales. Los dos modelos, numérico y B-T, permiten evaluar adecuadamente la influencia ejercida en la respuesta resistente del muro por la variación del valor de cohesión (c) en su interfase.

4.5 CONCLUSIONES

1. Los análisis realizados aplicando el modelo numérico y su posterior comparación con los resultados obtenidos con los modelos B-T propuestos, demuestran que, para el caso de muros de obra de fábrica sometidos a tensiones de corte, los modelos de bielas y tirantes permiten predecir de una manera satisfactoria la carga horizontal última.
2. Los modelos de bielas y tirantes son una herramienta prometedora, dada su apreciable sencillez al compararla con un cálculo no lineal de elementos finitos, para el análisis de muros de obra de fábrica bajo carga en el plano.
3. Los modelos numéricos permiten evidenciar la existencia de los diferentes mecanismos resistentes propuestos por el método de bielas y tirantes para el caso de carga uniforme, las cuales son modelo B-T en abanico y modelo B-T en abanico modificado.
4. El modelo numérico utilizado (previamente ajustado), resulta ser una valiosa herramienta para el análisis del comportamiento de muros de obra de fábrica bajo carga vertical uniforme permitiendo un gran ahorro en la realización de numerosas campañas experimentales.
5. Del estudio de la incidencia de los parámetros realizada se pudo establecer que:
 - a. Ni la relación ancho/alto (b/h) del muro, ni el tamaño de las unidades ejercen influencia en la respuesta resistente del muro, ante acciones horizontales.

- b. La relación ancho/alto (b_u/h_u) de las unidades influye en la capacidad de carga del muro. Además se observa que el modelo B-T propuesto no es capaz de reproducir esta influencia, motivo por el cual fue necesario introducir un factor de ajuste que permitiera mejorar la capacidad del modelo B-T para la condición de carga aquí analizada.

 - c. Para los parámetros ángulo de fricción de la interfase ($\tan \phi$) y cohesión (c) de la interfase, sus respectivos estudios indican que al cambiar su valor, para un mismo caso de muro se produce una modificación en la respuesta del mismo. Se encontró que el modelo B-T permite reproducir satisfactoriamente la influencia ejercida por estos parámetros en la capacidad resistente del muro.
-

Capítulo 5

VERIFICACIÓN MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES PARA EL CASO DE MUROS BAJO CARGAS PARCIALES O CONCENTRADAS

5.1 INTRODUCCIÓN

A lo largo de este capítulo se presentan los resultados de las verificaciones realizadas para los diferentes modelos de bielas y tirantes propuestos para el caso de muros sometidos a cargas parciales o concentradas. Este trabajo se realiza utilizando datos de campañas experimentales y un modelo numérico semejante al utilizado en el capítulo anterior para el caso de carga uniforme, al cual se le ha incorporado un criterio de fallo por fisuración en las unidades.

5.2 MODELO NUMÉRICO UTILIZADO

La verificación numérica de los modelos de bielas y tirantes propuestos para esta condición de carga se ha realizado utilizando un modelo numérico de elementos finitos en el cual se consideró el modelo de interfase compuesta desarrollado por Lourenço (1996).

Para la condición de carga estudiada en este capítulo, como se verá, es fundamental considerar la posible fisuración de las unidades. Ello ha obligado a utilizar un modelo más sofisticado que permita incluir este nuevo criterio de rotura.

5.2.1 Tipos de elementos

Teniendo en cuenta que la mayor parte del comportamiento no lineal de la obra de fábrica se presenta por la discontinuidad que generan las juntas de interfase y con la finalidad de optimizar el tiempo computacional empleado en la evaluación de los modelos numéricos se trasladó toda la no linealidad del problema a las juntas. Esta consideración permitió que las unidades (ladrillos, bloques de piedra, etc.) se representaran con elementos cuadriláteros de tensión plano con 8 nodos (figura 5.1).

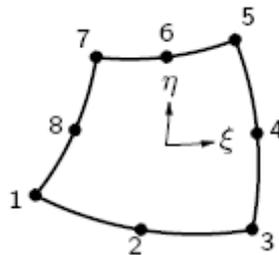


Figura 5.1 Elementos de 8 nodos para las unidades

Para representar las interfases de contacto entre unidades se utilizaron elementos junta lineales de espesor nulo con 6 nodos (figura 5.2), los cuales poseen dos grados de libertad en desplazamientos por cada nodo.

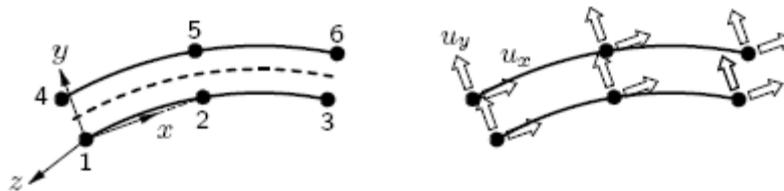


Figura 5.2 Elementos de 6 nodos para las unidades

5.2.1.1 Criterios de fallo en las interfases

En las juntas de contacto se aplicó el modelo de interfase compuesta (figura 5.3) propuesto por Lourenço (1996), y que ha sido descrito 2.5.1.2.1.2. Este modelo, que combina mecanismos a nivel de junta y de material compuesto, es una combinación de un fallo por fricción en las juntas horizontales, fallo por aplastamiento de la obra de fábrica como material compuesto y fallo por tracción en la interfase.

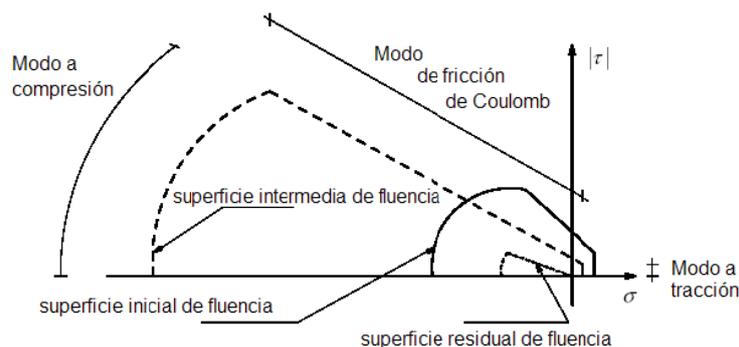


Figura 5.3 Modelo propuesto para interfases, Lourenço (1996)

Para seguir la estrategia de modelización aplicada por Lourenço (2006) incluimos las juntas verticales de rotura potencial en la parte central vertical de cada ladrillo, lo cual permite simular el fallo por tracción en las unidades evidenciado experimentalmente en algunos casos de carga. Estas juntas verticales tienen asociado un modelo de fisuración discreta con comportamiento no lineal del softening por tracción (Cornelissen et al 1986 y Hordijk 1991, figura 5.4).

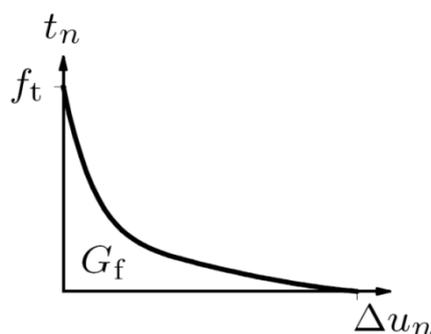


Figura 5.4 Modelo de "tensión cut-off" para juntas de rotura en unidades

5.2.1.2 Criterios de fallo en las unidades

Inicialmente se simplificó el modelo asumiendo un comportamiento elástico para los elementos cuadriláteros que representan las unidades (ladrillos, bloques de piedra, etc.).

5.2.2 Validación con datos experimentales

Como primera etapa de ésta fase del trabajo se repitió aquí un estudio realizado por Lourenço (1996) para comprobar nuestro adecuado conocimiento de la estrategia numérica a utilizar. En su estudio numérico Lourenço (1996) utilizó como fuentes de datos experimentales se utilizaron los obtenidos en el marco del desarrollo del CUR Project (Raijmakers y Vermeltfoort 1992 y por Vermeltfoort y Raijmakers 1993).

A continuación se realizó una nueva comprobación del modelo numérico utilizando como datos de contrastación experimental los resultados obtenidos por Martínez (2003) en su campaña experimental realizada como parte de su tesis doctoral y descrita en el capítulo 2. Los ensayos se realizaron sobre muros de obra de fábrica bajo carga concentrada (centrada y excéntrica) con giro superior libre.

5.2.2.1 Validación modelo numérico con ensayos de Raijmakers y Vermeltfoort (1992) y Vermeltfoort y Raijmakers (1993).

Aunque la campaña comprendió dos geometrías de muros, unos sin abertura y otros con abertura, para el objetivo aquí buscado se consideraron únicamente los casos que corresponden a muros sin abertura central, los cuales se adecuan a la tipología de muros que se pretenden calcular con el modelo de bielas y tirantes propuesto para la condición de carga bajo estudio. Además dentro del grupo de ensayos realizados a muros macizos sin abertura central tomamos los que corresponden al caso de carga concentrada excéntrica, concretamente los muros referenciados como J4D, J5D y J7D. Estos muros, además de ser los mismos utilizados por Lourenço (1996), representan dos condiciones representativas respectivamente de un nivel bajo de compresiones verticales (muros J4D y J5D) y de un estado de altas compresiones verticales (muro J7D), permitiendo de esta forma encontrar diferentes condiciones de rotura en los casos evaluados.

5.2.2.1.1 Parámetros del modelo numérico

Los valores de los diferentes parámetros mecánicos de los modelos fueron obtenidos por los autores de la campaña. Todo el conjunto de parámetros, elásticos e inelásticos, del modelo numérico han sido tomados de Lourenço (1996).

La geometría de los muros J4D, J5D y J7D, así como la secuencia de carga aplicada se presenta en la figura 5.5. La aplicación de las cargas sobre el modelo se sucede en dos etapas sucesivas: una primera para la carga vertical de compresión, que pretende establecer un estado tensional tal como se encuentra un muro en una edificación y una siguiente para la aplicación de la carga horizontal. Esta última se aplica con control de desplazamiento. Para la solución de los sistemas no lineales se utilizan alternativamente técnicas avanzadas de solución (“line-search” y “arc-length”).

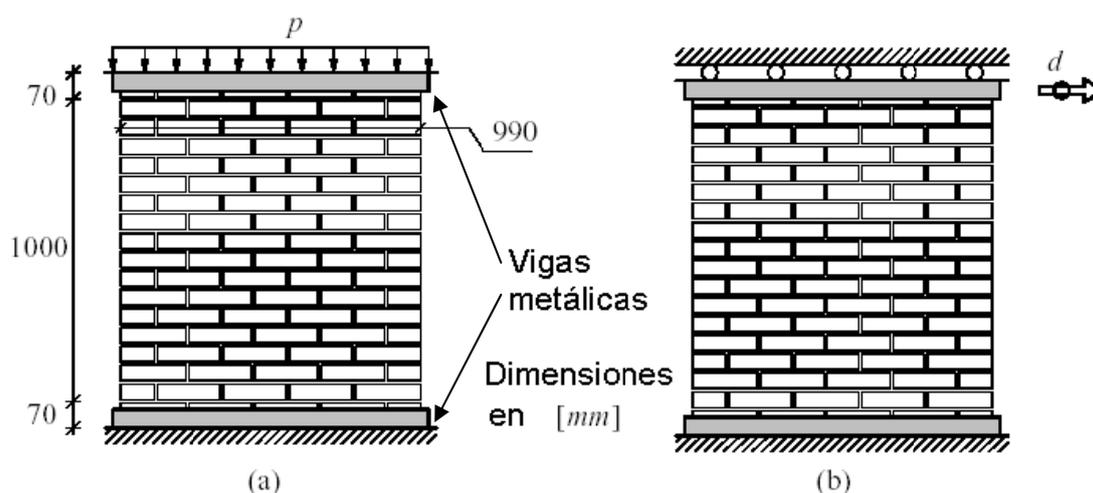


Figura 5.5 Geometría muros J4D, J5D y J7D: (a) fase 1 aplicación carga vertical, (b) fase 2 aplicación carga horizontal, (Lourenço 1996).

5.2.2.1.2 Mecanismos de rotura

Los resultados que se obtuvieron con la aplicación del modelo numérico están en consonancia con los previamente obtenidos por Lourenço (1996) al aplicar su modelo de interfase compuesta a ésta misma campaña experimental.

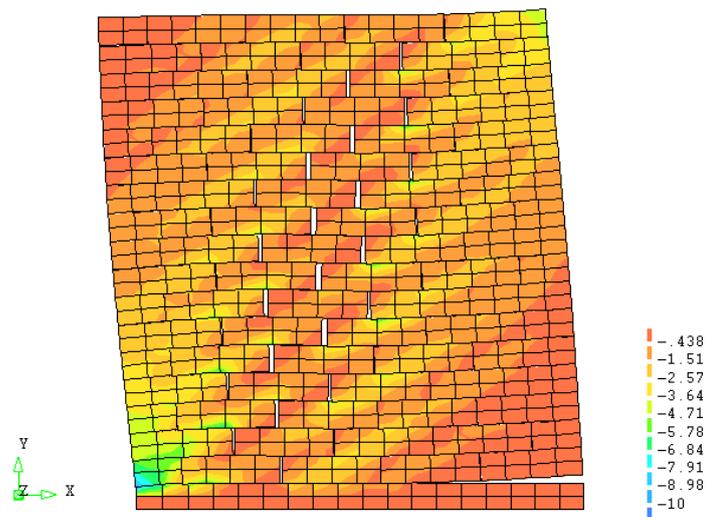
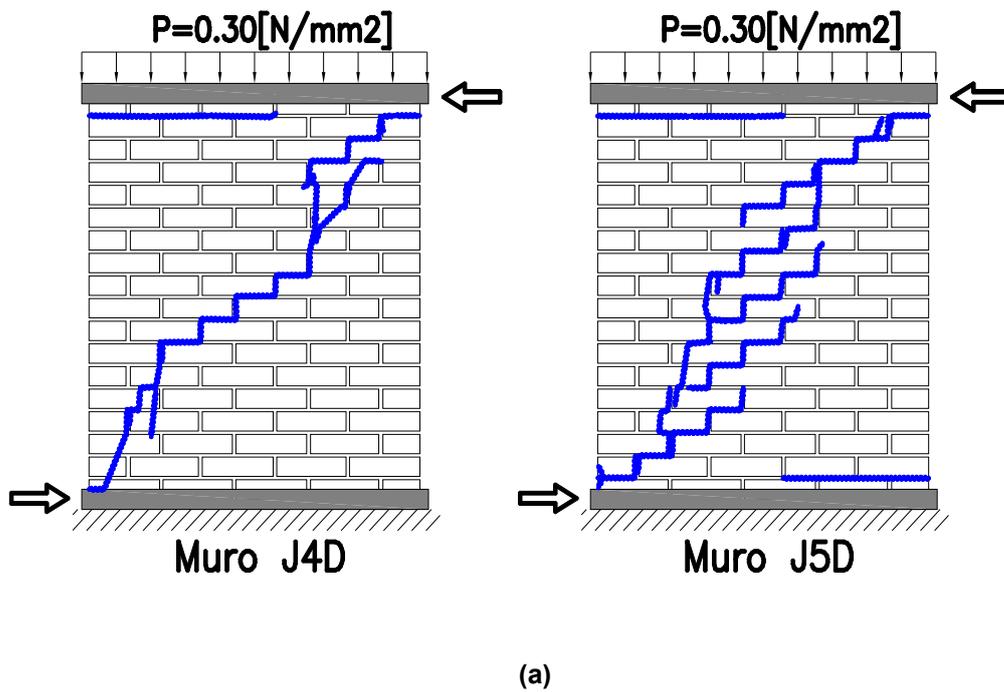


Figura 5.6 Muros J4D y J5D. Mecanismos de rotura: (a) experimentales y (b) numérico.

Al igual que lo encontrado por Lourenço, se encontró un adecuado comportamiento en lo relativo a los mecanismos de rotura al compararlos con las evidencias experimentales para los diferentes estados analizados: bajos niveles de compresiones (figura 5.6) y altas tensiones verticales (figura 5.7).

Para bajos niveles de carga vertical (muros J4D y J5D) la falla del muro se produce básicamente por fisuración en las juntas de contacto entre ladrillos formando una diagonal escalonada involucrando tanto juntas horizontales como verticales. La comparación del mecanismo de rotura obtenido con el modelo numérico y la evidencia experimental puede verse en la figura 5.6.

Cuando la compresión vertical es suficientemente alta (muro J7D), en el mecanismo de falla del muro además de seguir el de los casos anteriores, cobra importancia la aparición de fisuración manifestado por la rotura de las juntas verticales ubicadas en la parte central de las unidades que representan los ladrillos. La comparación del mecanismo de rotura obtenido con el modelo numérico y la evidencia experimental puede verse en la figura 5.7.

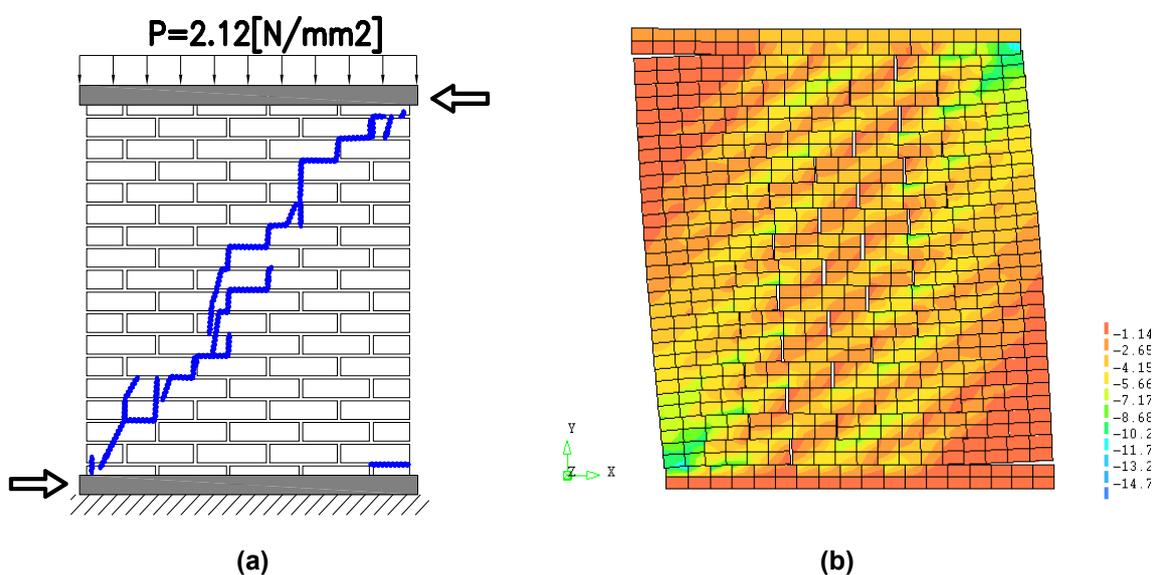


Figura 5.7 Muro J7D. Mecanismos de rotura: (a) experimental y (b) numérico.

5.2.2.1.3 Curvas carga-desplazamiento horizontal

Las curvas carga-desplazamiento horizontal obtenidas con la aplicación del modelo numérico están en concordancia tanto con las obtenidas experimentalmente por Raijmakers y

Vermeltfoort (1992) y por Vermeltfoort y Raijmakers (1993) como con los resultados numéricos de Lourenço (1996), como era de esperarse, pues tal como se ha mencionado anteriormente se utilizó tanto su modelo de interfase compuesto como la estrategia de modelización por él utilizada.

Para bajos niveles de carga vertical (muros J4D y J5D) la curva numérica obtenida representa aceptablemente el comportamiento evidenciado experimentalmente a lo largo de la aplicación de la carga horizontal (figura 5.8).

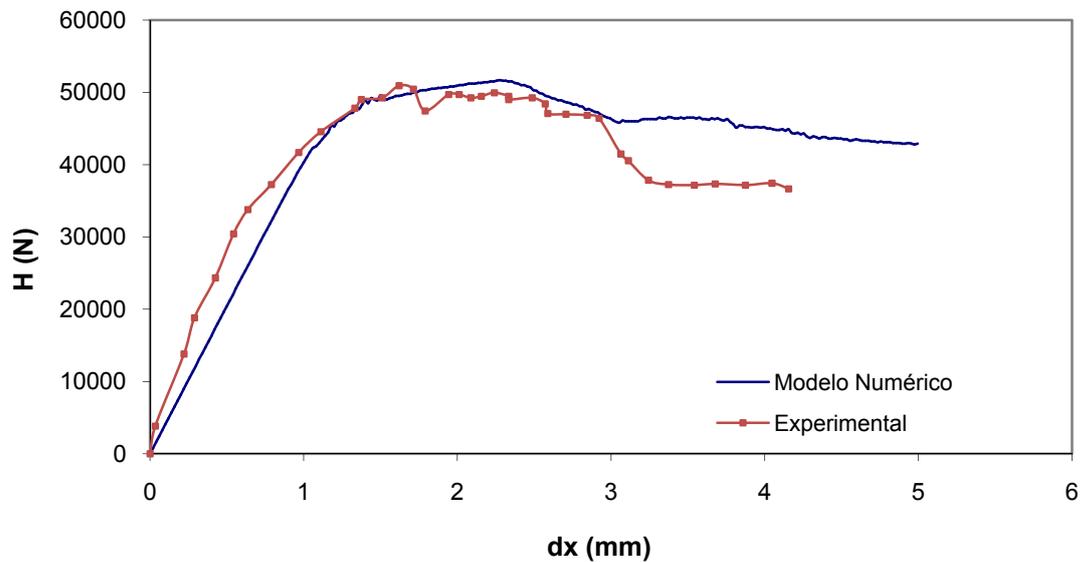


Figura 5.8 Muros J4D y J5D. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

En el caso del modelo numérico para el muro J7D, el cual se encuentra sometido a un valor alto de carga vertical de compresión, la comparación de la curva obtenida con los datos experimentales de Vermeltfoort y Raijmakers (1993) presenta una diferenciación en la zona post-pico, puesto que en la campaña experimental la pérdida de resistencia del muro se produjo más aceleradamente que en el modelo numérico (figura 5.9).

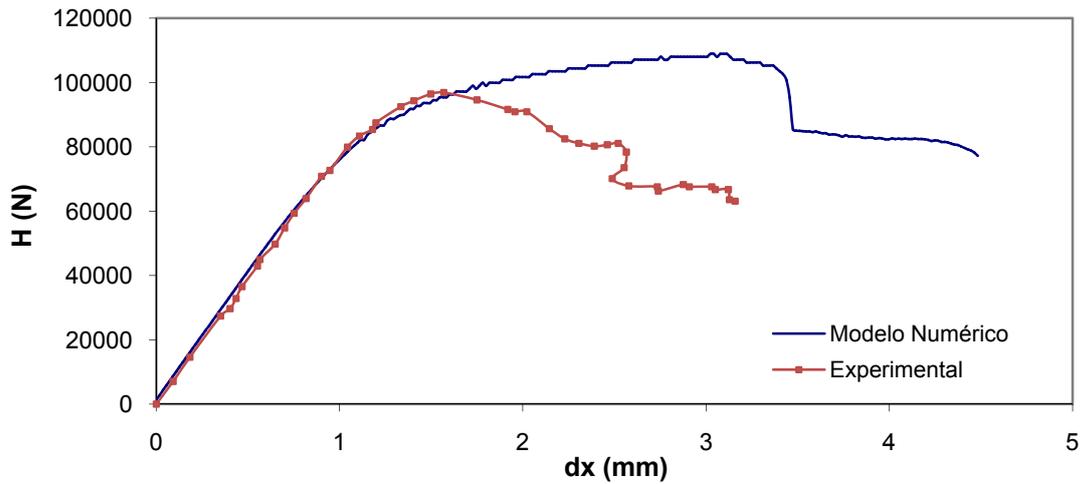


Figura 5.9 Muro J7D. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

5.2.2.1.4 Carga última

Para evaluar la capacidad del modelo numérico para predecir la carga última de los diferentes muros que se tomaron en consideración se compararon los valores obtenidos experimental, numéricamente y los que resultan de la aplicación del modelo de bielas y tirantes propuesto para este caso particular de carga (tabla 5.1 y figura 5.10).

Muro	Experimental [kN]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico [kN]
J4D - J5D	52	51.7	50.22
J7D	97	108.9	96.33

Tabla 5.1 Cargas horizontales últimas

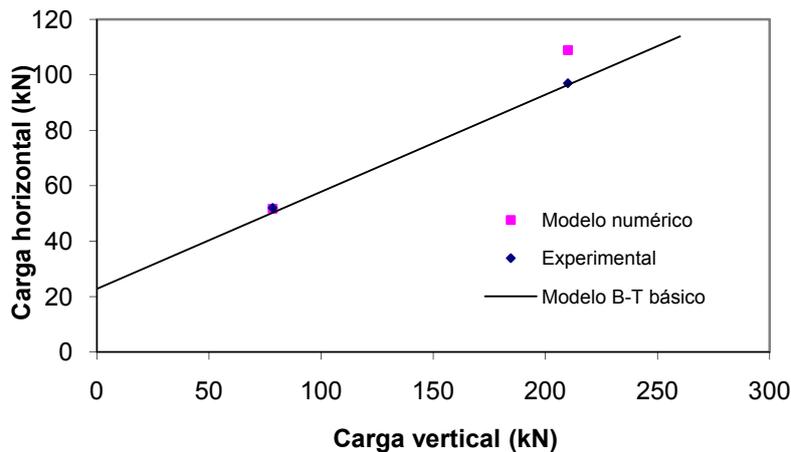


Figura 5.10 Cargas horizontales últimas

El modelo numérico para los casos J4D y J5D presenta una muy buena aproximación en su valor obtenido para carga última. Esto es debido a que la simplificación introducida para tratar la rotura por fisuración de las unidades no presenta gran influencia en muros sometidos a un bajo estado de compresión.

Para el caso del muro J7D los resultados del modelo numérico presentan una sobre valoración de la carga de rotura. Según Lourenço (1996), este comportamiento se sucede porque la estrategia utilizada para modelar la fisuración transversal de las unidades no resulta suficientemente precisa y éste fenómeno cobra especial importancia en la respuesta de muros sometidos a presiones de compresión considerables, como el aquí analizado.

5.2.2.2 Validación modelo numérico con ensayos de Martínez (2003)

Esta serie de ensayos fue realizada por Martínez (2003) a una serie de muros en obra de fábrica compuestos por unidades huecas. La descripción de la campaña se encuentra descrita en el numeral 2.7.2.4. Esta comprendió la aplicación de carga horizontal hasta rotura a muros de obra de fábrica en estado de precompresión vertical. De los muros ensayados, cuyos resultados se presentan en la tabla 2.2, y para el objetivo aquí buscado se tomó en consideración el NMV2 como representativo del grupo de muros con excentricidad de 20 cm y el NMV4 de aquellos con carga vertical aplicada en el centro del muro.

5.2.2.2.1 Parámetros del modelo numérico

En cuanto a parámetros elásticos del modelo, para el módulo de Young de los elementos que representan los ladrillos se toma un valor de 15000 N/mm^2 y para el módulo de Poisson un valor de 0,10. Para los valores de rigidez elástica en las juntas de interfase se ha utilizado la formulación descrita en Oliveira (2003), obteniéndose un valor para la rigidez normal de 535.7 N/mm^3 y para la tangencial de 243.5 N/mm^3 . En la tabla 5.2 se presentan los parámetros para las juntas de rotura potencial en unidades y en la tabla 5.3 los parámetros inelásticos de las juntas de contacto entre unidades. Algunos parámetros, como las energías de fractura y la resistencia a tracción de la interfase, han sido tomados de los datos disponibles de las campañas realizadas por Raijmakers y Vermeltoort (1992) y Vermeltoort y Raijmakers (1993), por no disponerse de caracterización experimental a este nivel en esta campaña de ensayos.

K_n [N/mm ³]	K_s [N/mm ³]	f_t [N/mm ²]	G_f^I [N/mm ²]
1.0×10^6	1.0×10^6	2.0	0.08

Tabla 5.2 Parámetros juntas de rotura potencial en unidades

Tensión		Corte				Compresión	
f_t [N/mm ²]	G_f^I [N/mm ²]	c [N/mm ²]	$\tan\phi$	$\tan\psi$	G_f^{II} [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]	C_{ss}
0.16	0.012	$1.4 f_t$	0.67	0.0	0.050	12.4	9.0

Tabla 5.3 Parámetros inelásticos juntas de contacto entre unidades

La geometría de los muros NMV2 y NMV4, sobre los que se aplicó una secuencia de carga igual a la utilizada para los muros del numeral anterior (estado inicial de precompresión vertical y fase posterior de carga horizontal hasta rotura), se presenta en la figura 5.11.

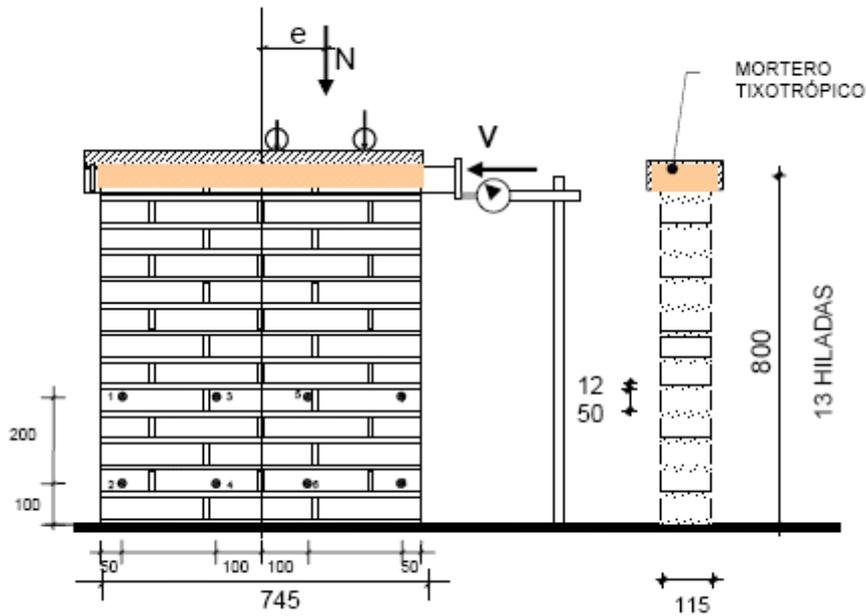
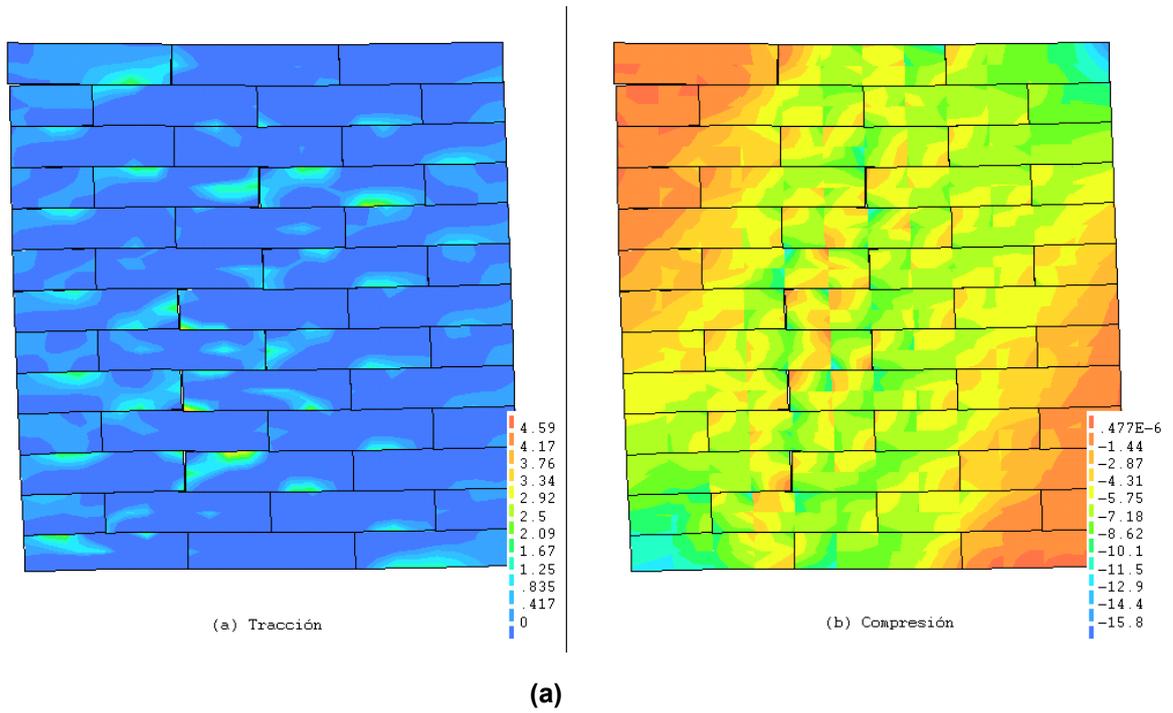


Figura 5.11 Geometría de los muros NMV2 y NMV4 en [mm]. Martínez (2003)

5.2.2.2.2 Mecanismos de rotura

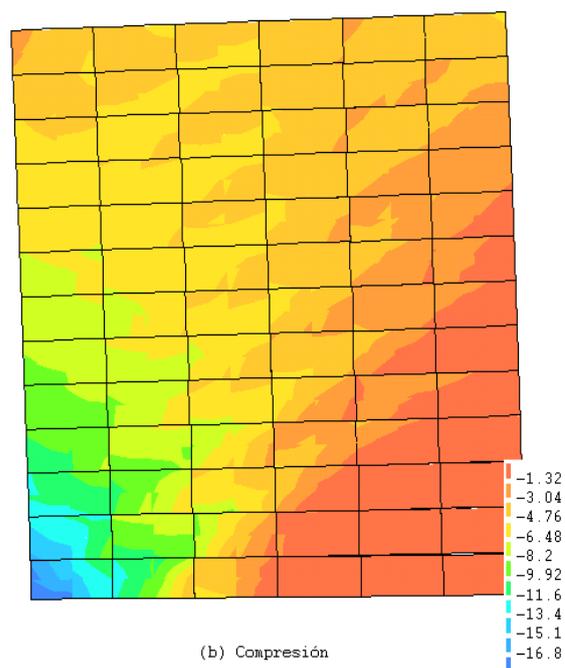
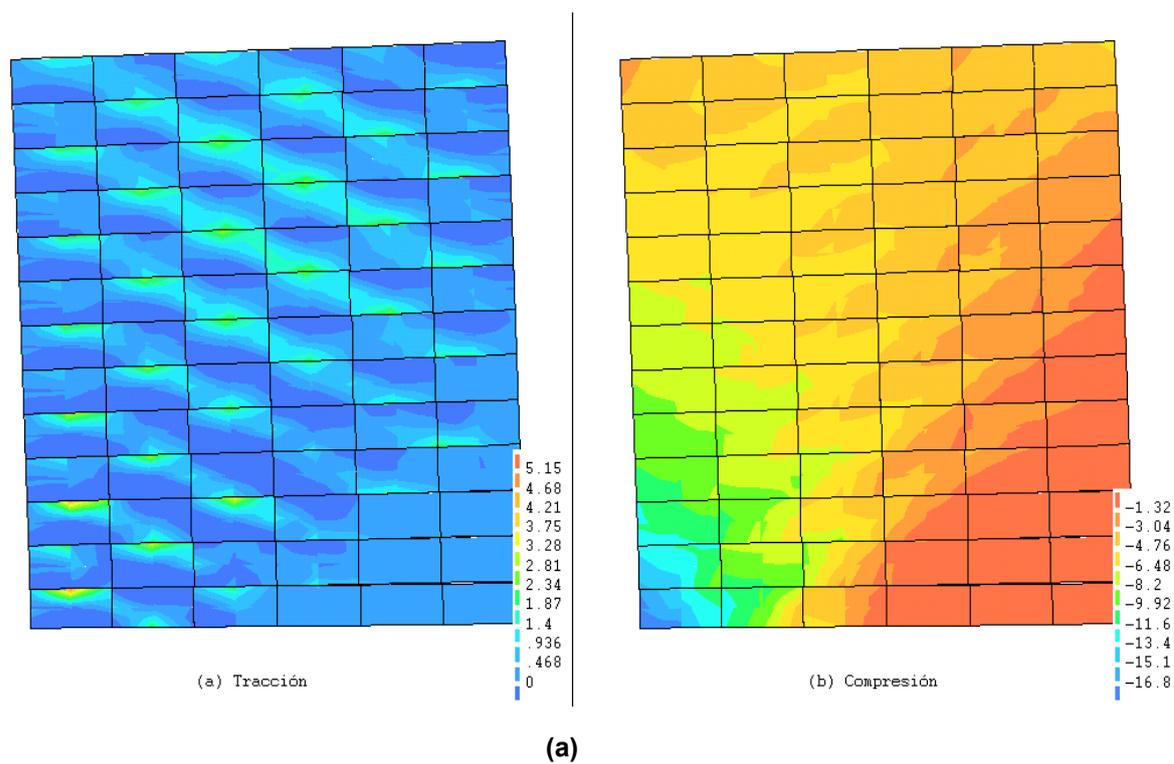
Los resultados experimentales descritos en el numeral 2.7.2.4, muestran un comportamiento de fallo frágil para la rotura de los muros. La evolución del mecanismo se sucede desde una etapa inicial donde a medida que los muros son cargados horizontalmente las tensiones de compresión se empiezan a concentrar en el sector diagonal desde el punto de aplicación de la misma hacia el extremo inferior del muro. En etapas sucesivas de carga se inicia la aparición de fisuras debido a la falla por tracción en el mortero de las interfases y por estados incipientes de fisuración en algunas unidades, evolucionando hasta que ésta se presenta de manera generalizada en la diagonal del muro siguiendo la dirección de las tensiones principales de compresión e involucrando simultánea y continuamente a juntas de interfase y unidades. Finalmente, debido a la gran concentración de compresiones en el pie del muro se llega al agotamiento de la capacidad resistente de la fábrica y su consiguiente falla por aplastamiento, produciendo el colapso de los muros.

El estado de tensiones en rotura del modelo numérico con su deformada, al alcanzar la carga máxima, se indica en la figura 5.12 para el muro NMV2 y la figura 5.13 para el muro NMV4. Se encuentra que existe concordancia entre lo predicho por el modelo numérico y lo presentado experimentalmente.



(b)

Figura 5.12 Muro NMV2: (a) Tensiones principales en rotura modelo numérico [N/mm²], (b) Rotura experimental



(b)

Figura 5.13 Muro NMV4: (a) Tensiones principales en rotura modelo numérico [N/mm²], (b) Rotura experimental

5.2.2.2.3 Curvas carga-desplazamiento horizontal

Las curvas carga–desplazamiento horizontal obtenidas con la aplicación del modelo numérico a los casos de los muros NMV2 y NMV4 y su comparación con la campaña experimental de Martínez (2003) se encuentran en las figuras 5.14 y 5.15 respectivamente.

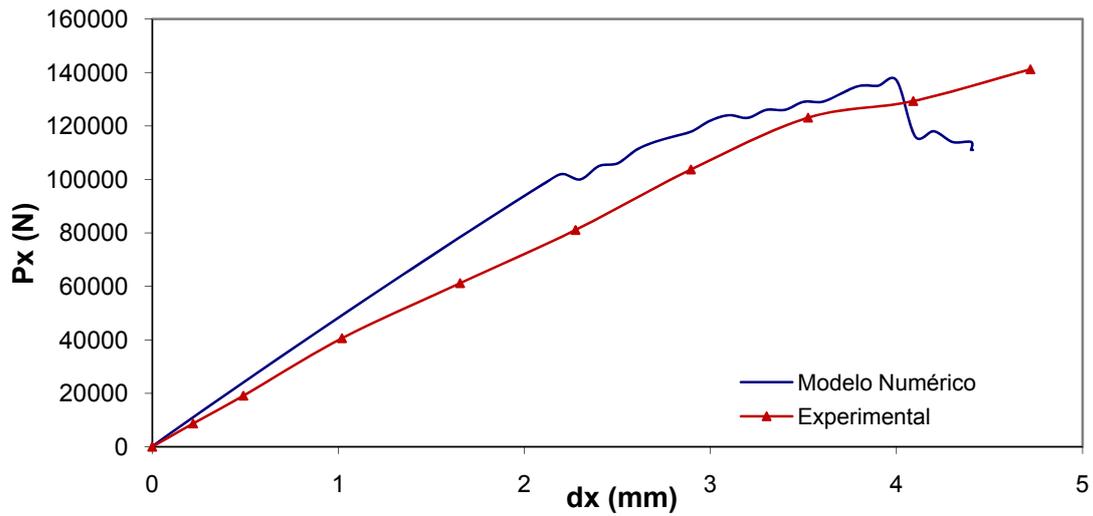


Figura 5.14 Muro NMV2. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

Para el modelo que representa numéricamente el muro NMV2 se encuentra que la curva presenta una buena aproximación al comportamiento experimental.

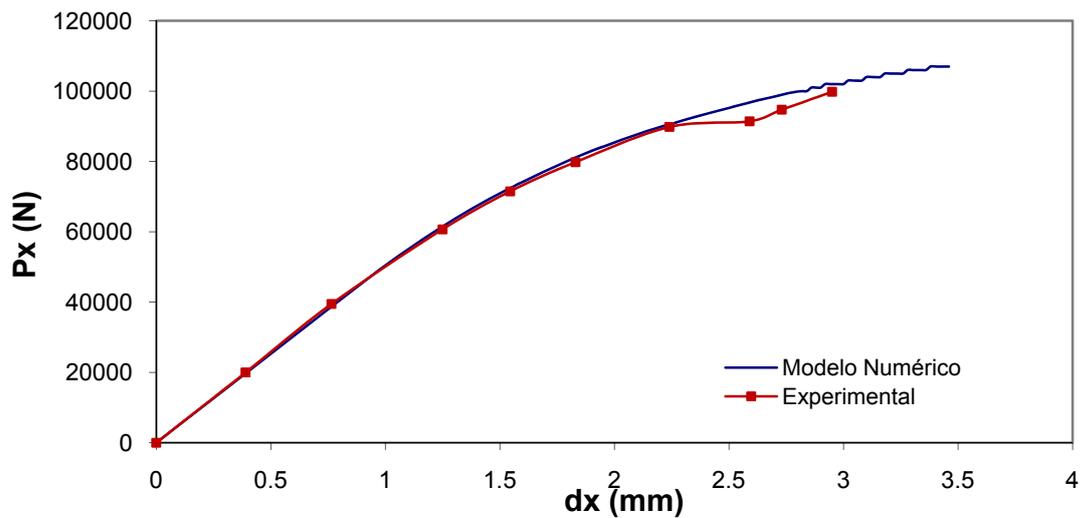


Figura 5.15 Muro NMV4. Curvas carga-desplazamiento horizontal.

En el caso del modelo numérico que representa el muro NMV4 se observa que existe una excelente predicción de la curva carga-desplazamiento horizontal al compararla con la evidencia experimental.

5.2.2.2.4 Carga última

Por último se evalúa la capacidad del modelo numérico para predecir la carga máxima de los muros ensayados. En la tabla 5.4 se presentan los valores obtenidos con el modelo numérico, los experimentales y los que se producen al aplicar el modelo B-T básico propuesto en el capítulo 3 para muros sometidos a carga concentrada excéntrica.

Muro	Experimental [kN]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
			Carga [kN]	Condición dominante
NMV2	141.2	137	179.9	Geometría
NMV4	99.8	107	102.3	Geometría

Tabla 5.4 Cargas horizontales últimas

Para el caso del muro NMV2 se encuentra que el modelo de bielas y tirantes sobreestima la carga última del muro. Esto puede deberse a que la propuesta de modelo de bielas y tirantes bajo evaluación en esta primera etapa, modelo B-T básico supone que al progresar en la aplicación de la carga horizontal se presenta una concentración de la fuerza vertical en su extremo inferior opuesto, y sin embargo los resultados numéricos parecen indicar que la reacción se distribuye en un sector más amplio de la base del muro. Esto se revisará más adelante en el desarrollo del capítulo.

Los resultados que se obtuvieron por las vías: experimental, numérica y mediante el modelo de bielas y tirantes para el caso del muro NMV4 presentan un muy buen grado de concordancia, lo cual era de esperarse, pues al pertenecer a una condición de carga concentrada sin excentricidad el modelo tiende a comportarse de igual forma al caso de carga uniforme, que ya había sido evaluado satisfactoriamente en el capítulo 4.

5.3 ANÁLISIS DE LA ROTURA CON FISURACIÓN EN LAS UNIDADES

El modelo numérico considerado hasta el momento no ha involucrado de una forma directa la rotura por fisuración en las unidades, sino que esta ha sido “inducida” o representada de una manera indirecta mediante la introducción de juntas de rotura ubicadas verticalmente en la parte central de las unidades. Los resultados hasta aquí obtenidos y la evidencia experimental disponible revelan la importancia de la necesidad de incluir un criterio directo en el modelo numérico que permita representar este tipo de fallo de una manera más precisa para el estudio de los muros de obra de fábrica.

5.3.1 Modelo numérico

Para mejorar el comportamiento del modelo numérico, y considerando lo evidenciado experimentalmente en las campañas utilizadas como fuentes de validación, se hizo necesario incorporar un criterio que permitiera de una manera directa evaluar el fallo por tracción en las unidades. Las otras características del modelo numérico son las mismas del utilizado hasta el momento.

5.3.1.1 Nuevo criterio de fallo para las unidades del modelo numérico

Se utilizó un modelo “smeared cracking” para el tratamiento de la fisuración de las unidades. Este modelo tiene asociado un criterio lineal de “tensión cut-off” (figura 5.16) con comportamiento frágil del softening por tracción (figura 5.17). Con lo anterior las unidades pierden la capacidad resistente a tracción al iniciarse la fisuración.

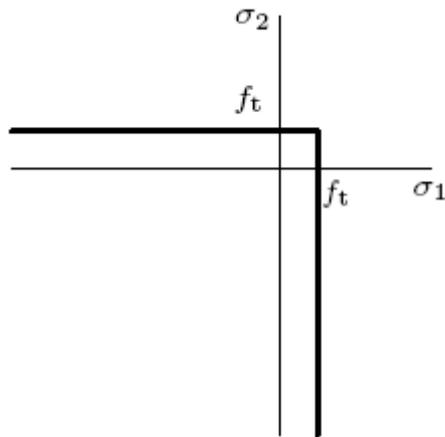


Figura 5.16 Modelo lineal de "tensión cut-off"

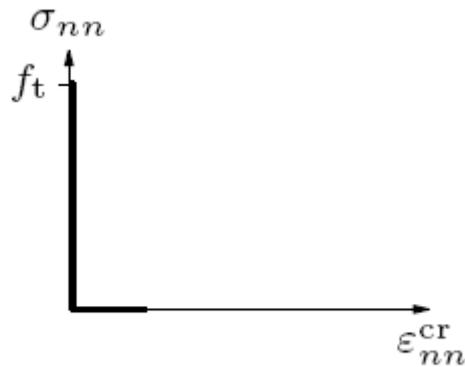


Figura 5.17 Modelo frágil para el softening por tensión en las unidades

5.3.1.2 Comparación modelo numérico con modelo B-T básico

Para evaluar la mejora en la capacidad de predicción del comportamiento de los muros en obra de fábrica sometidos a carga vertical concentrada con la introducción del criterio de fisuración que nos permite modelar la rotura de las unidades cuando en ellas se agota la resistencia a tracción, se utilizó un muro teórico al cual se aplicaron tanto el modelo B-T básico como el modelo numérico. Los datos obtenidos permitieron crear las curvas carga vertical vs carga horizontal y de esta forma analizar la respuesta resistente del muro bajo los diferentes estados de compresión vertical.

5.3.1.3 Parámetros del modelo numérico

Inicialmente se considero como caso de estudio un muro de geometría teórica con ancho de 120 cm, alto de 75 cm y grueso de 15 cm.

Al igual que para los casos anteriores las unidades geométricas que modelan los ladrillos se representan por elementos de tension plano con 8 nodos. Cada ladrillo se modela con 4 elementos horizontalmente y 2 elementos verticalmente. Las juntas de contacto entre unidades o ladrillos están representadas por elementos interfase con 6 nodos.

En lo relativo a parámetros elásticos del modelo, para el módulo de Young de las unidades se toma un valor de 16700 N/mm^2 y para el módulo de Poisson un valor de 0,15. Las rigideces de las juntas se calcularon siguiendo la consideración observada por Oliveira (2003) en su campaña experimental según la cual, a mayor carga vertical de compresión mayor módulo elástico y por ende, según las expresiones, mayor rigidez en las juntas. Se partió con un valor dado por la calibración del modelo para el primer caso de carga y para los siguientes se hacia un ajuste proporcional.

La resistencia a tracción de las unidades se consideró de 4.0 N/mm^2 . Los parámetros inelásticos de las juntas de contacto entre unidades, que se presentan en la tabla 5.5, por tratarse de un modelo teórico, se tomaron a partir de los valores más representativos existentes en la literatura.

Tensión		Corte				Compresión	
f_t [N/mm ²]	G_f^I [N/mm ²]	c [N/mm ²]	$\tan \phi$	$\tan \psi$	G_f^{II} [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]	C_{ss}
0.25	0.018	$1.4 f_t$	0.67	0.0	0.125	12.4	9.0

Tabla 5.5 Parámetros inelásticos juntas de contacto entre unidades.

La aplicación de cargas también sigue la metodología utilizada hasta ahora una primera fase para aplicar la carga vertical y una segunda fase para aplicar la carga horizontal por control de desplazamiento.

5.3.1.4 Comparación de resultados

Los valores obtenidos con el modelo numérico se presentan en la figura 5.18 donde se muestra además su comparación con los resultados que produce la aplicación del modelo B-T básico y del criterio de fallo por fisuración de la ecuación 3.28 que se encuentra descrito en el numeral 3.3.3.

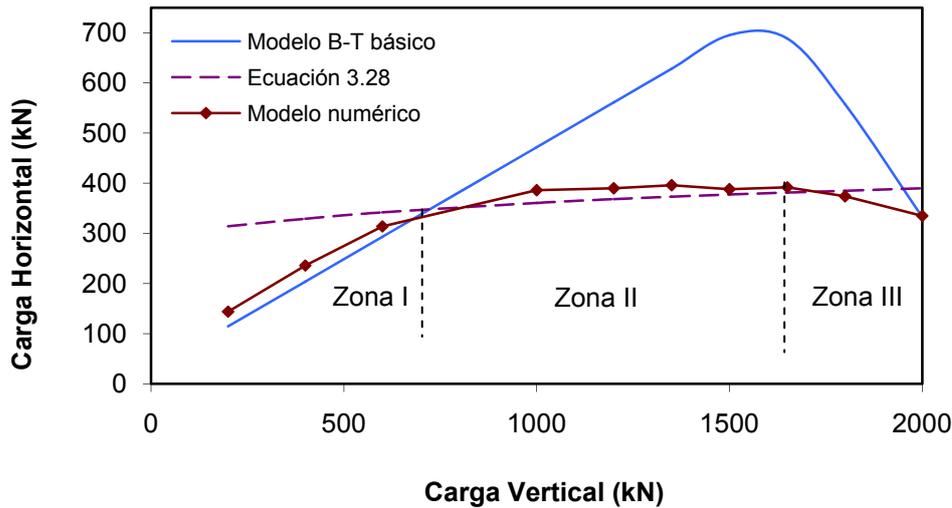


Figura 5.18 Comparativa modelos

Se encuentra que para el mismo muro y dependiendo del estado de compresiones verticales a que se encuentre sometido, el mecanismo de rotura evoluciona desde un fallo por deslizamiento a través de las juntas de contacto horizontales para los valores ubicados en la zona I de la figura 5.18 y que corresponden a bajos niveles de carga vertical (figura 5.19), pasando por un estado intermedio correspondiente a la zona II de la figura 5.18, donde en estado de rotura predomina la fisuración diagonal que atraviesa simultáneamente a unidades y juntas de interfase (figura 5.20). Finalmente se llega a un fallo por compresión o aplastamiento en la obra de fábrica que se encuentra en la punta del pie del muro y que pertenece a la zona III de la figura 5.18, correspondiente a los estados más altos de compresiones verticales (figura 5.21).

El modelo teórico para este caso de carga, que resulta de la superposición del modelo B-T básico con la ecuación 3.28, permite un buen grado de predicción de la respuesta última del muro para los diferentes estados de compresión vertical a que se encuentra sometido.

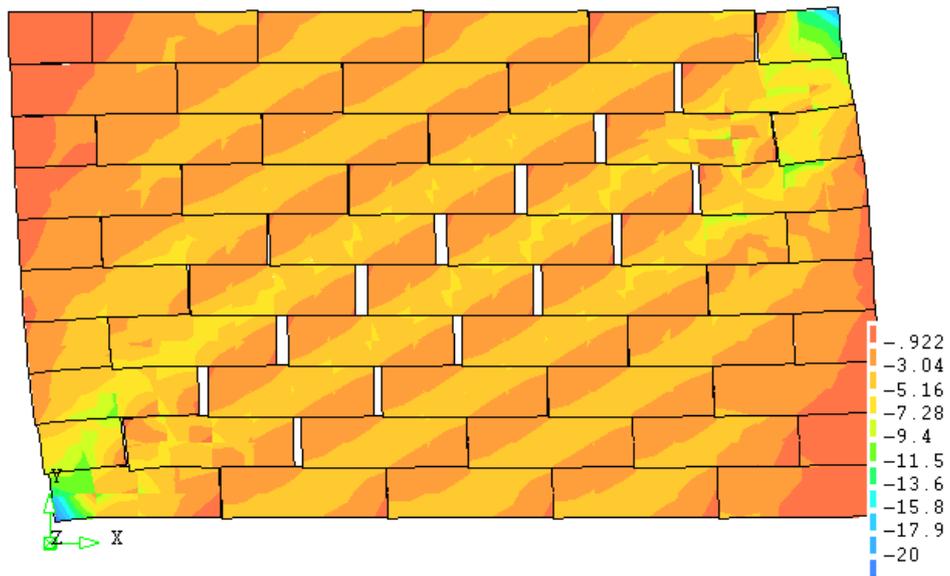
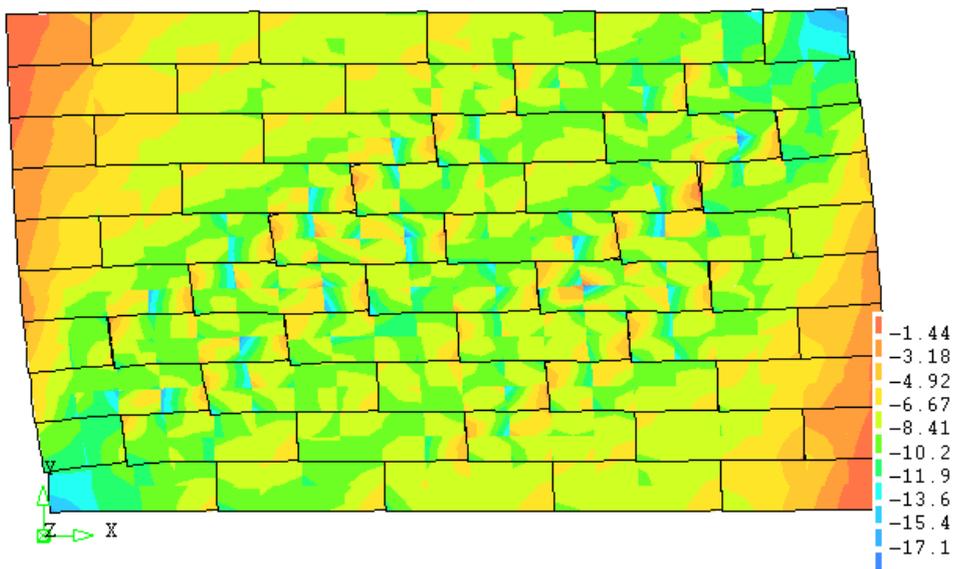
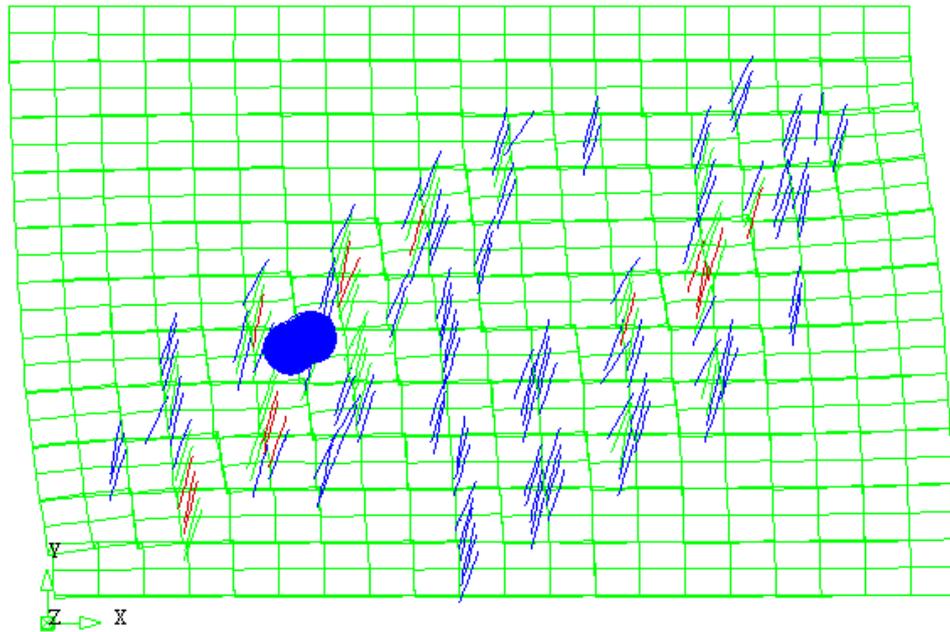


Figura 5.19 Modelo numérico para 400 kN de carga vertical (deformada y tensiones principales de compresión [N/mm^2])



(a)



(b)

Figura 5.20 Modelo numérico para 1500 kN de carga vertical; (a) deformada y tensiones principales de compresión $[N/mm^2]$; (b) fisuración en las unidades

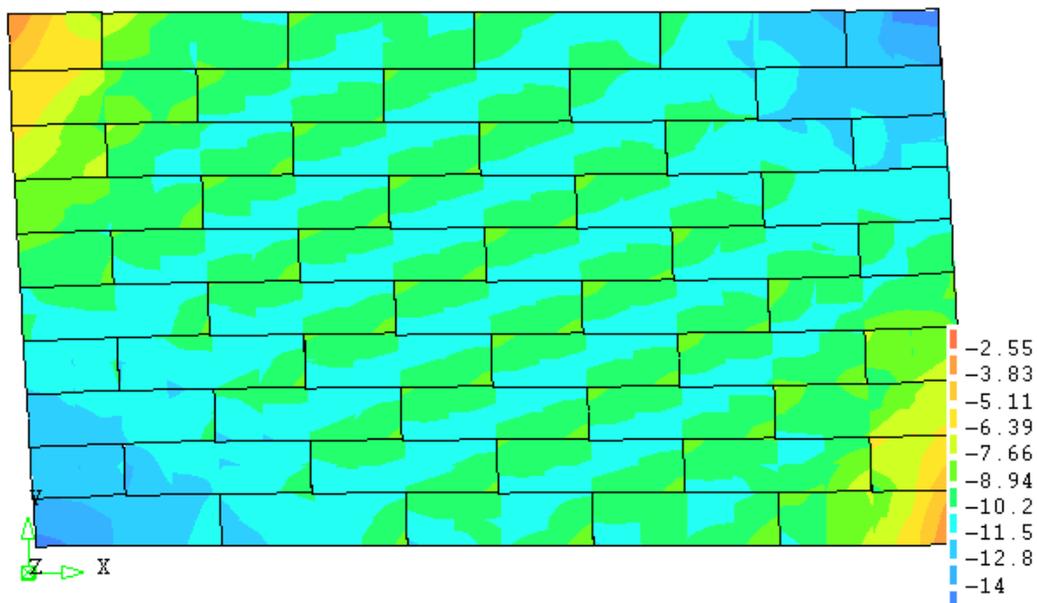


Figura 5.21 Modelo numérico para 2000 kN de carga vertical (deformada y tensiones principales de compresión $[N/mm^2]$)

En la figura 5.20.b. se muestra la fisuración que se presenta en las unidades. Esta se representa mediante discos normales al vector resultante.

5.3.2 Validación modelo numérico con ensayos realizados por Charry (2009)

Para validar el modelo numérico calibrado en el numeral anterior se hace uso de los datos obtenidos en la campaña experimental realizada, como parte de su tesis doctoral, por Charry (2009), la cual se encuentra en proceso para defensa pública. La campaña (descrita en 2.7.2.5.) comprendió el ensayo a 17 paneles de obra de fábrica a escala 1:4, sometidos a carga biaxial en el plano con giro superior impedido. Los muros tenían un ancho de 30 cm, alto de 25.5 cm y un espesor de 3.5 cm. La configuración del ensayo se muestra en la figura 5.22.

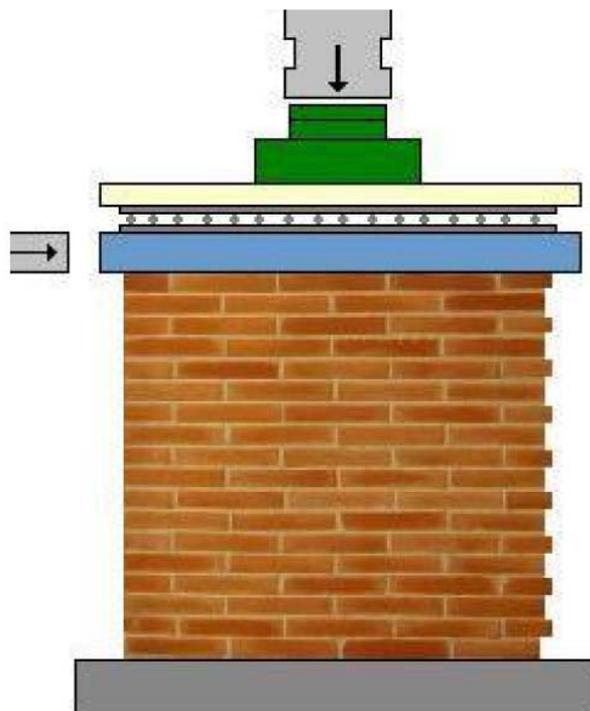


Figura 5.22 Geometría muro y dispositivo de ensayo

5.3.2.1 Parámetros del modelo numérico

Los datos relativos a los parámetros del modelo numérico, provenientes de la campaña experimental son: resistencia a la tracción de las unidades 3.95 N/mm^2 y módulo de Poisson de 0,15. La tabla 5.6 muestra los valores de las rigideces normal y tangencial de las juntas de contacto, obtenidos a partir de la formulación descrita en Oliveira (2003).

Pv [kN]	Kn [kN/cm ²]	Ks [kN/cm ²]
3	447.84	208.30
6	527.36	245.29
9.4	574.15	267.05
15.6	420.30	195.49
25	1684.13	783.32
31.3	2262.00	1052.10
31.3	3019.71	1404.51
40.6	1902.60	884.93
50	550.20	255.91
50	649.85	302.26
62.5	335.95	156.25
75	279.82	130.15
90	232.46	108.12

Tabla 5.6 Parámetros elásticos juntas de contacto entre unidades

En la tabla 5.7 se presentan los parámetros inelásticos de las juntas de contacto entre unidades, donde los valores han sido tomados de la caracterización mecánica llevada a cabo durante el desarrollo de la campaña experimental. Los valores relativos a energías de fractura no han sido evaluados en el desarrollo de la campaña, por lo que se tomaron valores representativos de los disponibles en la literatura.

Tensión		Corte				Compresión	
f_t [N/mm ²]	G_f^I [N/mm ²]	c [N/mm ²]	$\tan \phi$	$\tan \psi$	G_f^{II} [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]	C_{ss}
0.10	0.012	$1.4 f_t$	0.80	0.0	0.05	12	9.0

Tabla 5.7 Parámetros inelásticos juntas de contacto entre unidades.

La aplicación de cargas sigue la metodología utilizada hasta ahora una primera fase para aplicar la carga vertical y una segunda fase para aplicar la carga horizontal por control de desplazamiento.

5.3.2.2 Comparación de resultados

Los valores obtenidos con el modelo numérico se presentan en la figura 5.23 donde se muestra además su comparación con los resultados que produce la aplicación del modelo B-T básico y del criterio de rotura por fisuración (ecuación 3.28).

La figura 5.23 evidencia la buena capacidad del modelo numérico para la predicción de la carga de rotura del muro analizado, al compararlo con los datos obtenidos experimentalmente.

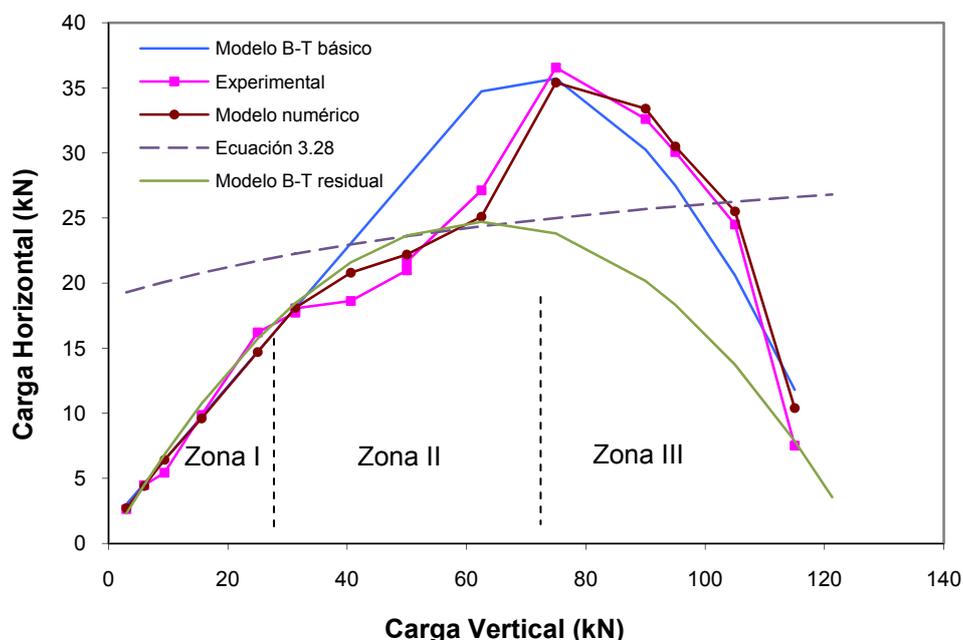
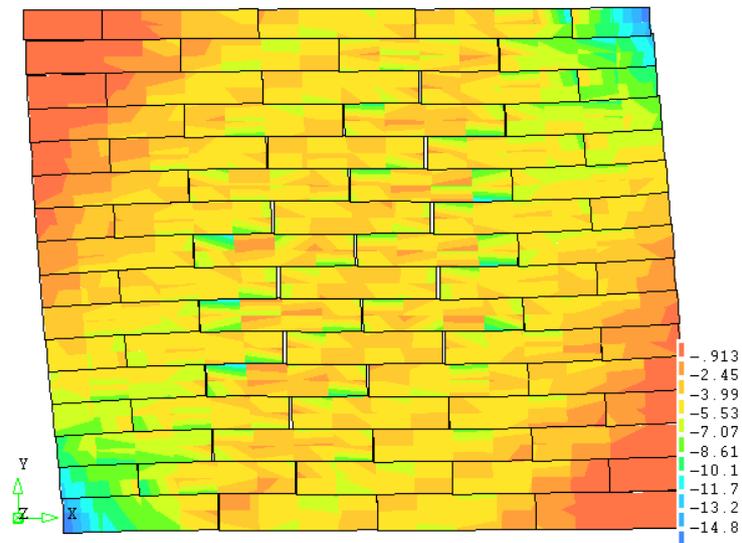
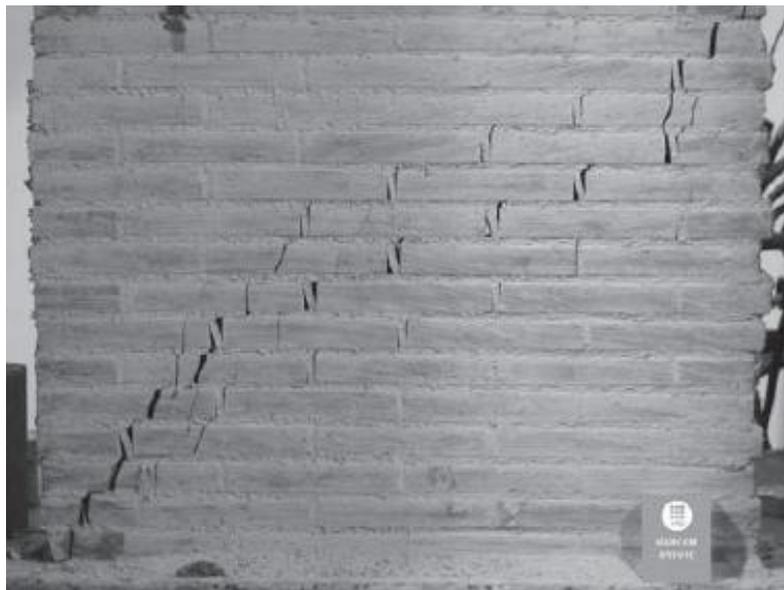


Figura 5.23 Cargas últimas

Se presentaron diferentes mecanismos de rotura en los muros estudiados. La respuesta dependió del estado de compresiones verticales a que se encontraban sometidos. Para bajos niveles de compresión (zona I figura 5.23) se presentó fallo por deslizamiento a través de las juntas de contacto horizontales (figura 5.24 a y b), seguidamente en estados intermedios de compresión (zona II figura 5.23) en rotura predominó la fisuración diagonal que atraviesa simultáneamente a unidades y juntas de interfase (figura 5.25 a, b y c) y finalmente, para altos valores de compresión (zona III de la figura 5.23) se presentó fallo por aplastamiento de la obra de fábrica en la punta del pie del muro (figura 5.26).

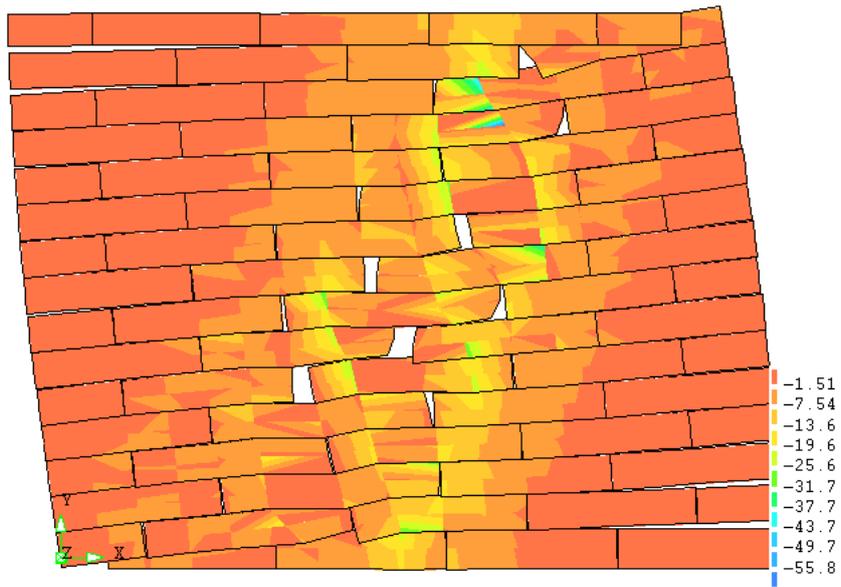


a.

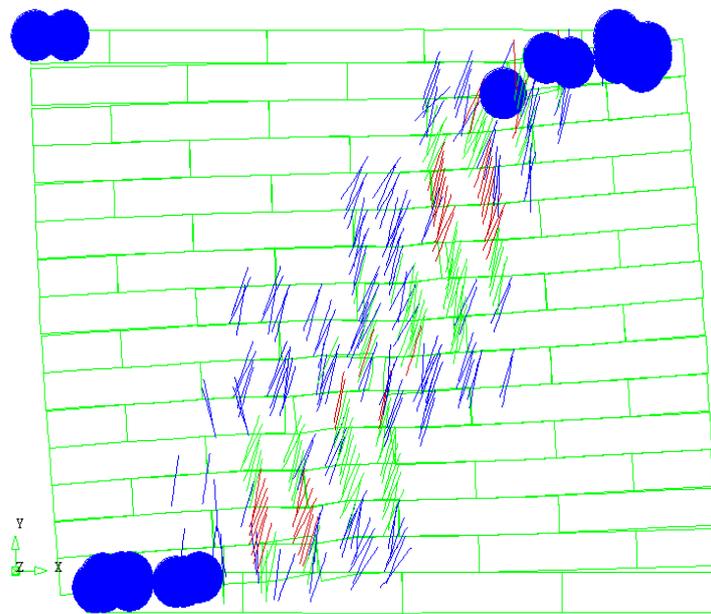


b.

Figura 5.24 Muro para 31 kN de carga vertical, a. deformada y tensiones principales de compresión [N/mm²], b. mecanismo de rotura experimental



a.

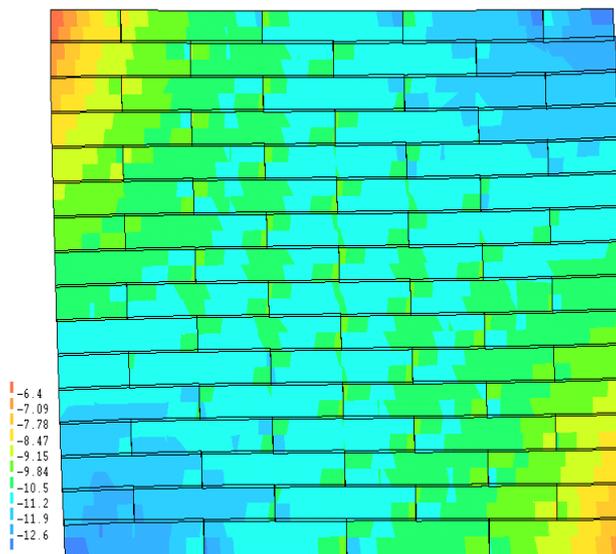


b.



c.

Figura 5.25 Muro con 75 kN de carga vertical, a. deformada y tensiones principales de compresión [N/mm^2], b. fisuración en las unidades y c. mecanismo de rotura experimental



a.



b.

Figura 5.26 Muro con 115 kN de carga vertical, a. deformada y tensiones principales de compresión [N/mm²], b. Mecanismo de rotura experimental

El modelo B-T básico presenta una buena capacidad de predicción de la carga última para bajos estados de compresión vertical, donde la respuesta está dada por el comportamiento friccional de las interfases (zona I en la figura 5.23). Igual sucede para los casos de carga donde la respuesta del muro está condicionada por la geometría del mismo (zona III en la figura 5.23).

Sin embargo, existe una zona de transición entre los casos anteriormente descritos (zona I en la figura 5.23), donde el modelo B-T básico se aleja notablemente de los valores experimentales y los del modelo numérico. Para tratar de explicar las discrepancias del modelo B-T básico en esta zona de transición, en primer lugar se procede a aplicar la ecuación 3.28 para evaluar si esto es debido a que posiblemente se haya producido por agotamiento de la capacidad resistente del tirante en el muro. A posteriori, y considerando que la curva dada por la ecuación 3.28 se encuentra, en la zona de transición, muy por debajo de la curva del modelo B-T básico, se aplicó el modelo B-T residual (Lobato 2009), descrito en 3.3.5.

5.4 ESTUDIO DE LA INCIDENCIA DE LA COHESION

Una vez estuvo calibrado y validado el modelo numérico utilizado para muros sometidos a cargas verticales concentradas, en el cual se han involucrado criterios de fallo por deslizamiento a través de las juntas de contacto entre unidades, por fisuración en las unidades y por compresión de la obra de fábrica, se utilizó éste como herramienta para la evaluación de la incidencia del valor de la cohesión en la interfase en la respuesta última de estos muros.

Se evaluó este parámetro, porque de acuerdo con los resultados obtenidos para el caso de muros sometidos a carga vertical uniforme, se encontró que es uno de los factores que más influencia ejerce en la respuesta del muro y además debido a que en las edificaciones históricas es precisamente un parámetro con variación desde un estado de valor máximo en la fase inicial de vida de la estructura hacia valores mínimos con el paso del tiempo que degradan el material ligante con la consecuente pérdida de cohesión en las juntas de contacto horizontal.

El estudio se realizó para diferentes geometrías de muro buscando incluir las diversas condiciones geométricas desde estrechos hasta muy anchos. Para un mismo muro se conservan las condiciones geométricas y la carga vertical haciendo variar el valor de la cohesión.

5.4.1 Resultados numéricos

5.4.1.1 Muros estrechos

En este apartado se evaluaron tres geometrías de muro con relación b/h de 0.6, 1 y 1.18, donde b es el ancho total y h el alto total del muro.

Para cada caso se mantuvo constante la carga vertical y los parámetros mecánicos, haciendo variar la cohesión en la interfase.

Muro de 0.6mx1m: se aplicó una carga vertical de 450 kN. Los valores de cohesión aplicados y la carga última obtenida con el modelo numérico y su comparación con el modelo B-T básico se presentan numéricamente en la tabla 5.8 y de forma gráfica en la figura 5.27.

Cohesión [MPa]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
		Carga [kN]	Condición dominante
0	177	186	$\tan \alpha$
0.175	189	200	$\tan \alpha$
0.35	210	214	$\tan \alpha$
0.7	229	242	$\tan \alpha$

Tabla 5.8 Cargas horizontales últimas

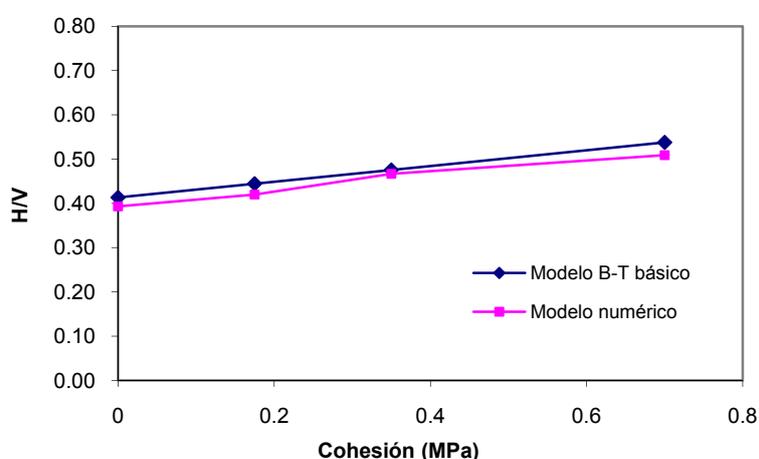


Figura 5.27 Incidencia de la cohesión para el muro con $b/h = 0.6$

Muro de 1mx1m: se aplicó una carga vertical de 750 kN. Los valores de cohesión aplicados y la carga última obtenida con el modelo numérico y su comparación con el modelo B-T básico se presentan numéricamente en la tabla 5.9 y de forma gráfica en la figura 5.28.

Cohesión [MPa]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
		Carga [kN]	Condición dominante
0	311	310	$\tan \alpha$
0.175	327	333	$\tan \alpha$
0.35	342	357	$\tan \alpha$
0.7	393	403	$\tan \alpha$

Tabla 5.9 Cargas horizontales últimas

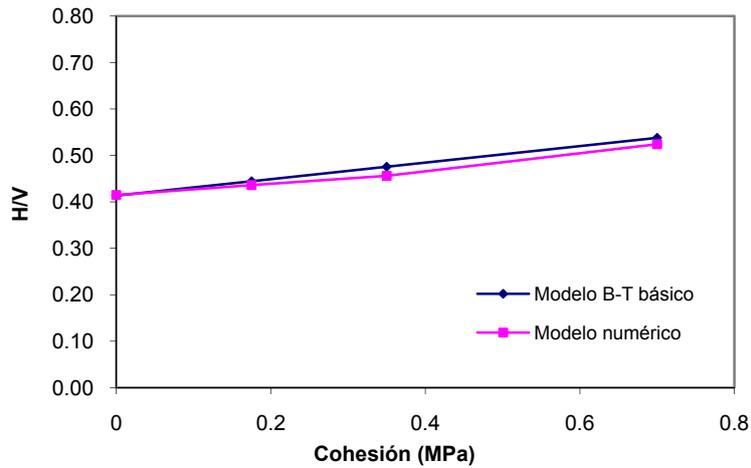


Figura 5.28 Incidencia de la cohesión para el muro con $b/h = 1.0$

Muro de 0.30mx0.255m: este caso se realizó con las condiciones de los muros utilizados en la campaña a escala reducida del numeral 5.3.2, pero manteniendo la carga vertical constante en 31 kN. Los valores de cohesión aplicados y la carga última obtenida con el modelo numérico y su comparación con el modelo B-T básico se presentan numéricamente en la tabla 5.10 y de forma gráfica en la figura 5.29.

Cohesión [MPa]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
		Carga [kN]	Condición dominante
0	16.8	16.7	$\tan \alpha$
0.05	17.0	17.0	$\tan \alpha$
0.1	17.4	17.4	$\tan \alpha$
0.15	17.7	17.7	$\tan \alpha$
0.2	17.7	18.1	$\tan \alpha$

Tabla 5.10 Cargas horizontales últimas

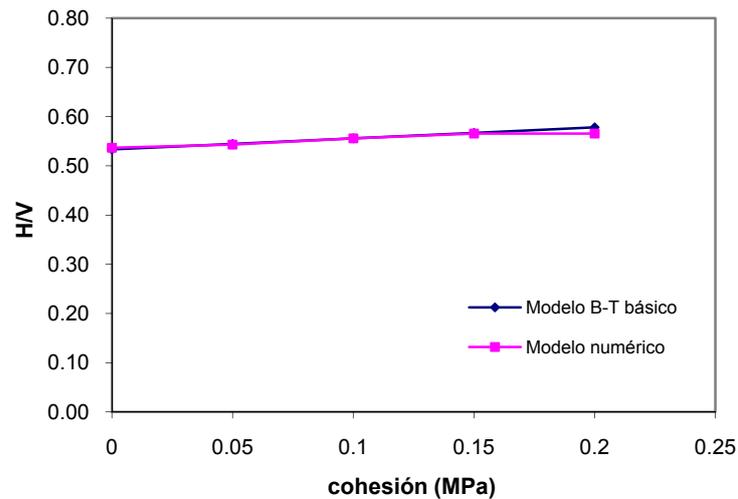


Figura 5.29 Incidencia de la cohesión para el muro con $b/h = 1.18$

Según los resultados obtenidos en los diferentes casos de muros estrechos analizados se observa que la variación de la cohesión no modifica la respuesta última del muro y también que existe un excelente grado de predicción de la respuesta por parte del modelo B-T básico al compararlo con el modelo numérico que ha sido previamente calibrado y validado.

Por lo anterior se puede decir que la propuesta planteada con el modelo B-T básico para muros estrechos sometidos a carga vertical concentrada permite una satisfactoria predicción de su carga última.

5.4.1.2 Muros anchos

Para estudiar esta tipología de muros se utilizaron tres geometrías diferentes con relaciones b/h de 1.5, 2 y 4, y al igual que para el caso de muros estrechos se mantuvo constante la carga vertical y los parámetros mecánicos en cada muro, modificando únicamente la cohesión.

Muro de 1.5mx1m: se aplicó una carga vertical de 1125 kN. Los valores de cohesión aplicados y la carga última obtenida con el modelo numérico y su comparación con el modelo B-T básico se presentan numéricamente en la tabla 5.11 y de forma gráfica en la figura 5.30.

Cohesión [MPa]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
		Carga [kN]	Condición dominante
0	663	465	$\tan \alpha$
0.175	672	500	$\tan \alpha$
0.35	682	535	$\tan \alpha$
0.7	715	605	$\tan \alpha$
1.4	734	745	$\tan \alpha$
2.1	908	885	$\tan \alpha$
2.8	979	1025	$\tan \alpha$

Tabla 5.11 Cargas horizontales últimas

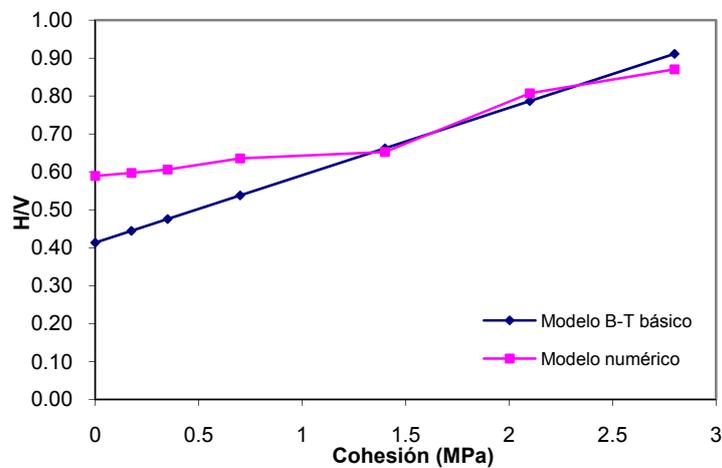


Figura 5.30 Incidencia de la cohesión para el muro con $b/h = 1.5$

Muro de 2mx1m: se aplicó una carga vertical de 1500 kN. Los valores de cohesión aplicados y la carga última obtenida con el modelo numérico y su comparación con el modelo B-T básico se presentan numéricamente en la tabla 5.12 y de forma gráfica en la figura 5.31.

Cohesión [MPa]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
		Carga [kN]	Condición dominante
0	908	620	$\tan \alpha$
0.175	928	667	$\tan \alpha$
0.35	945	713	$\tan \alpha$
0.7	991	807	$\tan \alpha$
1.4	987	993	$\tan \alpha$
2.1	1170	1180	$\tan \alpha$
2.8	1400	1367	$\tan \alpha$

Tabla 5.12 Cargas horizontales últimas

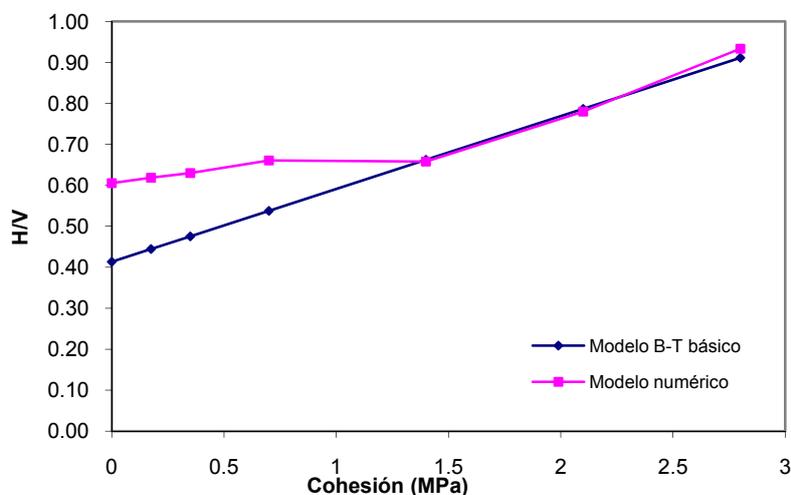


Figura 5.31 Incidencia de la cohesión para el muro con $b/h = 2.0$

Muro de 4mx1m: se aplicó una carga vertical de 3000 kN. Los valores de cohesión aplicados y la carga última obtenida con el modelo numérico y su comparación con el modelo B-T básico se presentan numéricamente en la tabla 5.13 y de forma gráfica en la figura 5.32.

Cohesión [MPa]	Modelo numérico [kN]	Modelo B-T básico	
		Carga [kN]	Condición dominante
0	1810	1240	$\tan \alpha$
0.175	1880	1333	$\tan \alpha$
0.35	1950	1427	$\tan \alpha$
0.7	2130	1613	$\tan \alpha$
1.4	2430	1987	$\tan \alpha$
2.1	2810	2360	$\tan \alpha$
2.8	3070	2733	$\tan \alpha$
3.5	3280	3107	$\tan \alpha$
4.2	3470	3480	$\tan \alpha$
4.9	3760	3853	$\tan \alpha$

Tabla 5.13 Cargas horizontales últimas

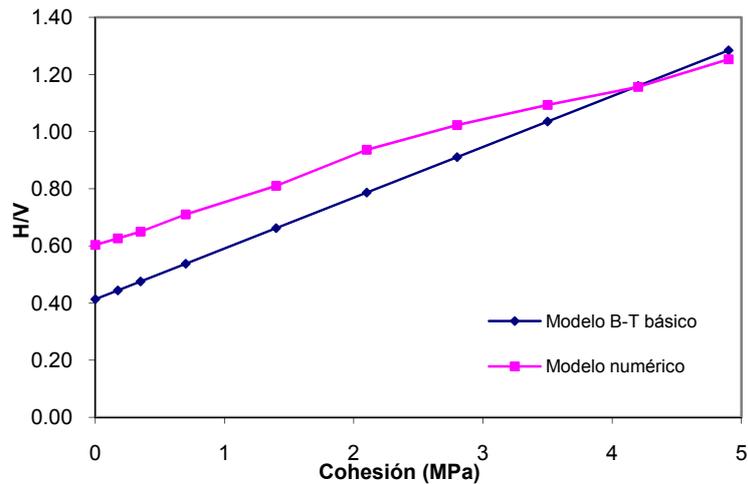


Figura 5.32 Incidencia de la cohesión para el muro con $b/h = 4.0$

Los resultados obtenidos para las tres geometrías de muros analizadas presentaron un comportamiento, en términos generales, muy similar. Para todos los casos existía una notable diferencia, entre los valores del modelo numérico y los del modelo B-T básico, en la parte inicial de las gráficas H/V vs Cohesión (correspondiente a valores bajos de cohesión en la interfase), mientras que hacia el final de la gráfica (correspondiente a altos valores de cohesión en la interfase) el modelo numérico tendía a coincidir en su respuesta con los valores que permitía predecir el modelo de bielas y tirantes propuesto para este caso de carga.

De acuerdo con lo anterior, se estableció que era necesaria la revisión del modelo B-T básico propuesto para el caso de muros sometidos a cargas parciales o concentradas en el plano, con el fin de incorporar las condiciones necesarias que le permitan mejorar su comportamiento cuando se utiliza para el análisis de muros anchos. En el siguiente numeral se presentará una nueva propuesta de modelo con la que se pretende mejorar su capacidad y convertirlo en una herramienta que cubra tanto el espectro de muros estrechos como anchos.

5.5 PROPUESTA DE MODELOS MODIFICADOS

En el capítulo 3 se han realizado una serie de propuestas de modelos de bielas y tirantes para el análisis de muros de obra de fábrica bajo cargas parciales o concentradas. A partir de los resultados obtenidos en la validación del modelo B-T básico, y teniendo en cuenta su

inadecuada capacidad para predecir la respuesta última en el caso de muros anchos, se hizo necesario presentar nuevas propuestas de modelos para esta condición de carga.

En este numeral se presenta la evaluación realizada a los nuevos modelos propuestos (B-T modificado A y B-T modificado B), y su comparación con los resultados obtenidos de la aplicación del modelo numérico y los datos de campañas experimentales disponibles.

Para mejorar el modelo planteado inicialmente (modelo B-T básico) se partió de los resultados numéricos obtenidos para los casos de muros anchos estudiados en el numeral 5.4.1.2. Analizando la distribución de las tensiones principales, así como la distribución de la reacción en la base del muro se pretendía encontrar las causas que hacían al actual modelo B-T básico incapaz de predecir la respuesta de estos muros. Con esta información se aplicó el planteamiento de las bielas y tirantes para encontrar un modelo más ajustado a estas condiciones de carga.

5.5.1 Análisis resultados obtenidos con el modelo numérico

Para cada uno de los modelos numéricos utilizados en el numeral 5.4.1.2 se revisó la distribución que presentaban las tensiones principales máximas y mínimas. Esto se hizo para los casos de niveles bajos de cohesión, que es donde se presenta la mala correspondencia entre el valor que predecía el modelo B-T básico y el valor de referencia obtenido con el modelo numérico.

En las figuras 5.33, 5.34 y 5.35 se observan estos resultados para los modelos de 1.5mx1m, 2mx1m y 4mx1m, respectivamente, todos con cohesión en la interfase de 0.35 MPa.

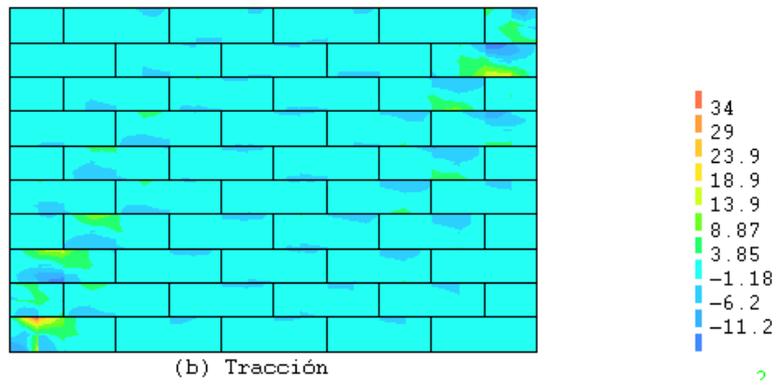
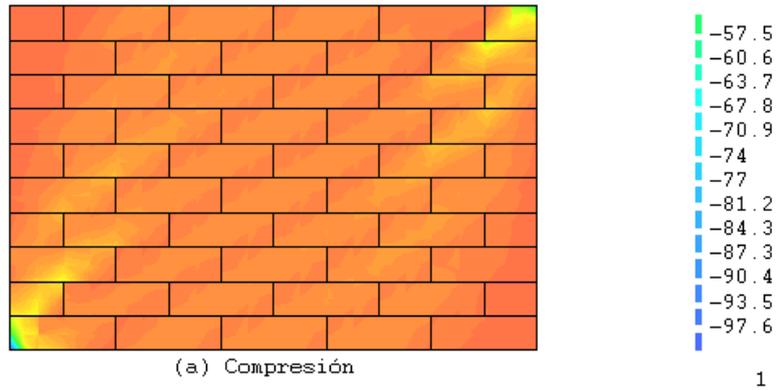


Figura 5.33 Tensiones principales muro con $b/h=1.5$, $[N/mm^2]$.

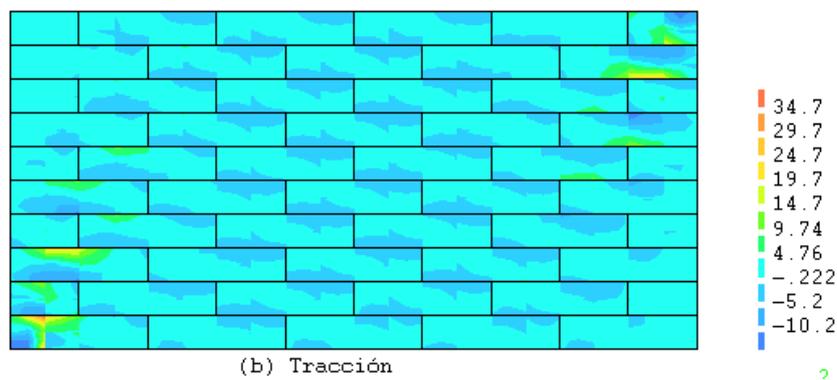
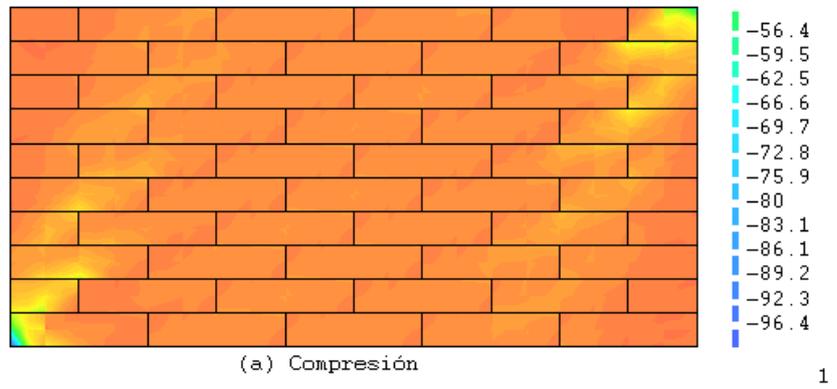


Figura 5.34 Tensiones principales muro con $b/h=2.0$, $[N/mm^2]$.

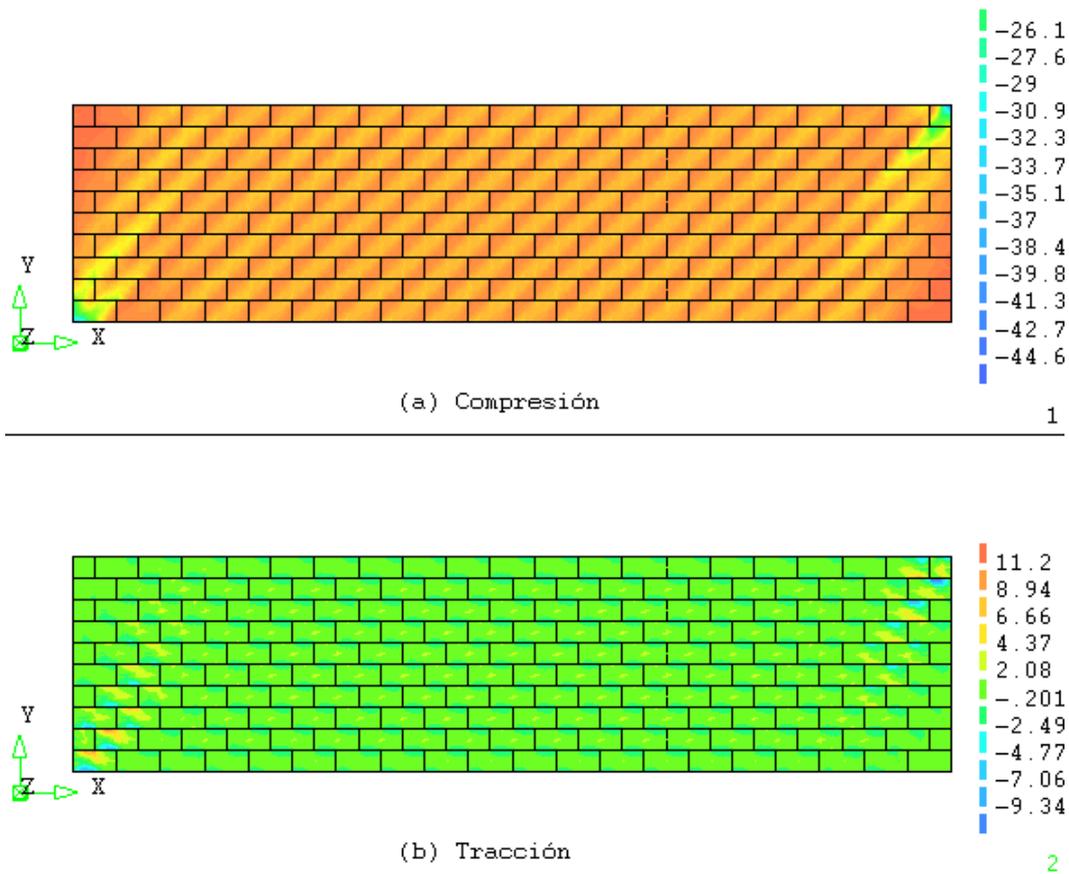


Figura 5.35 Tensiones principales muro con $b/h=4.0$, $[N/mm^2]$.

Las distribuciones de tensiones principales aquí encontradas evidenciaban sus diferencias con el planteamiento del modelo B-T básico (figura 3.3. c), según el cual las tensiones principales de compresión tienden a concentrarse hacia la punta de la base del muro (extremo opuesto al de aplicación de la carga). En los modelos numéricos, para los casos aquí analizados, esta concentración no se daba, aunque la mayor parte de ella sí que tendía a concentrarse de esta forma. Sin embargo se encontró que el modelo distribuye un porcentaje de la carga en un sector mucho mayor del muro, permitiendo ello que el mecanismo resistente se desarrolle en una mayor extensión del mismo (a diferencia de lo propuesto por el modelo B-T básico), lo que conlleva que se logren mayores valores de carga última.

Esto se puede observar con mayor claridad en las figuras 5.36, 5.37 y 5.38 que muestran la distribución de las tensiones verticales en la base de cada uno de los modelos analizados, para la condición de carga máxima resistida. Los resultados aquí mostrados corresponden al caso de 0.35 Mpa de cohesión en la interfase para cada geometría de muro evaluada.

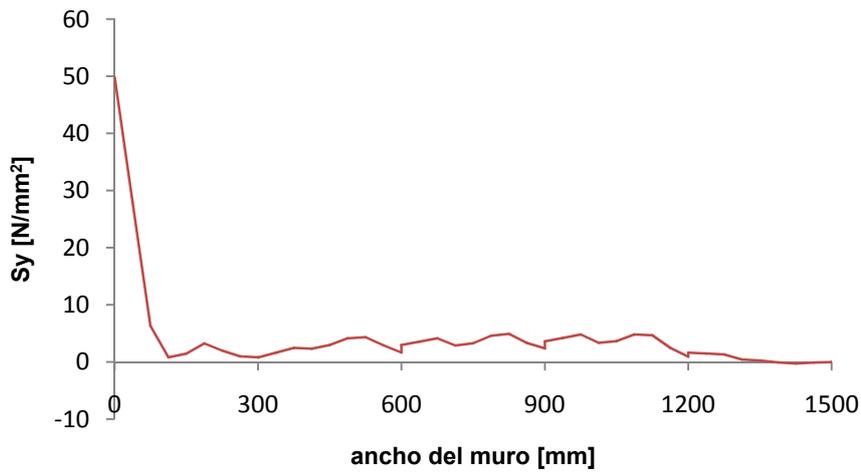


Figura 5.36 Tensiones verticales en la base del muro con $b/h=1.5$

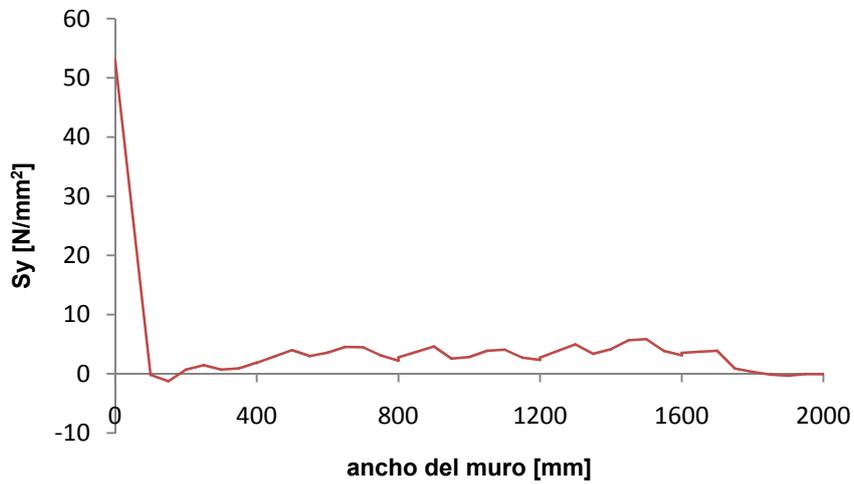


Figura 5.37 Tensiones verticales en la base del muro con $b/h=2.0$

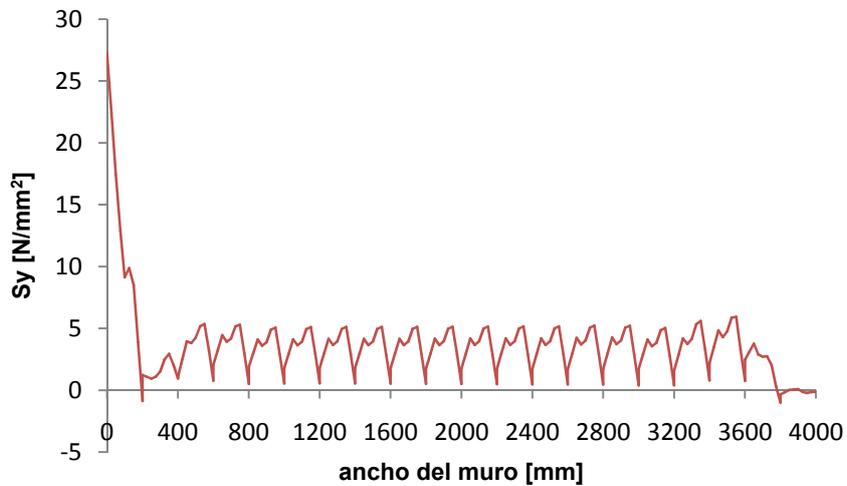


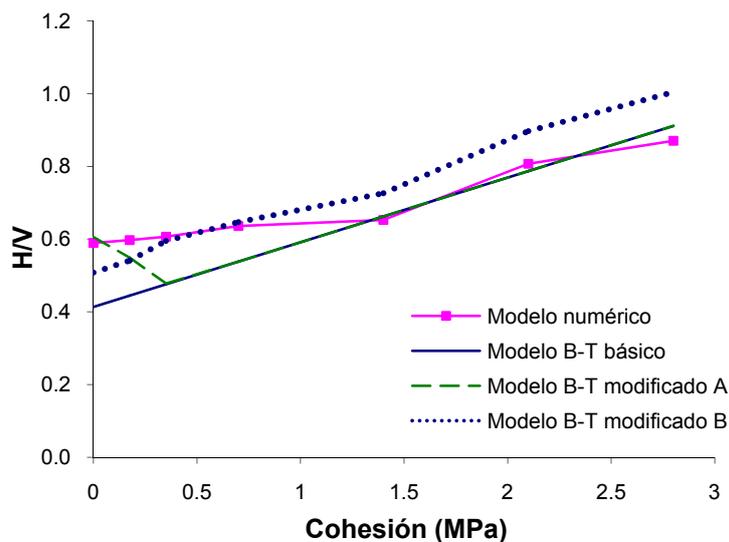
Figura 5.38 Tensiones verticales en la base del muro con $b/h=4.0$

Las figuras anteriores permiten diferenciar claramente dos sectores en el muro, con diferentes estados a compresión, uno extremo donde se concentra la mayor parte de la carga soportada por éste en una zona muy pequeña. Otro sector mucho más amplio y que abarca gran parte del ancho del muro, donde el estado tensional es mucho menor pero que contribuye en la capacidad final resistente del mismo. Como ya se ha mencionado, ésta distribución difiere de la planteada por el modelo B-T básico propuesto.

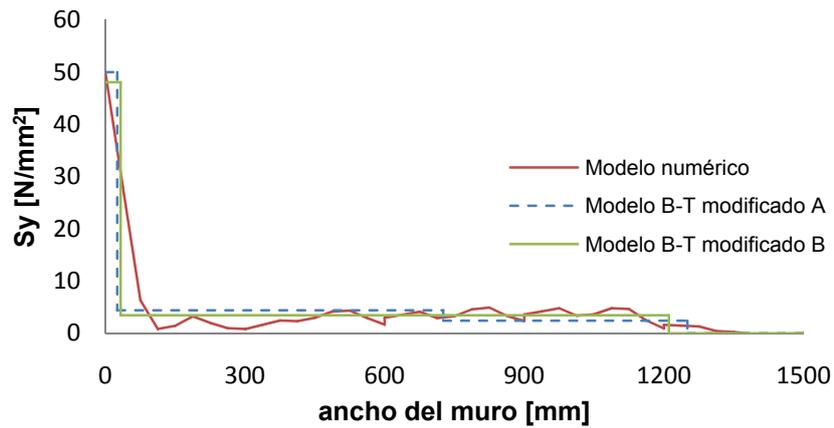
5.5.2 Validación modelos B-T modificado A y B-T modificado B.

El análisis realizado en el numeral anterior permitió, a partir de la propuesta inicial de modelo B-T básico para la tipología de muros evaluada en éste capítulo, plantear dos nuevas propuestas de modelos B-T para esta tipología de muros. El desarrollo de estos dos nuevos modelos, que pretendían mejorar la capacidad en la predicción de la respuesta última dada por el modelo B-T básico, se presenta en 3.3.2.2 y 3.3.2.3, respectivamente.

Las figuras 5.39 a 5.41 presentan la comparación de los resultados existentes con la propuesta inicial modelo B-T básico, el modelo numérico y las dos nuevas propuestas de modelos, el B-T modificado A y el B-T modificado B. De igual forma, y de manera ilustrativa, se muestra además para cada geometría de muro, las simplificaciones, en la distribución de los tensiones verticales, realizadas al aplicar los modelos B-T modificado A y B para los casos analizados en el numeral anterior.

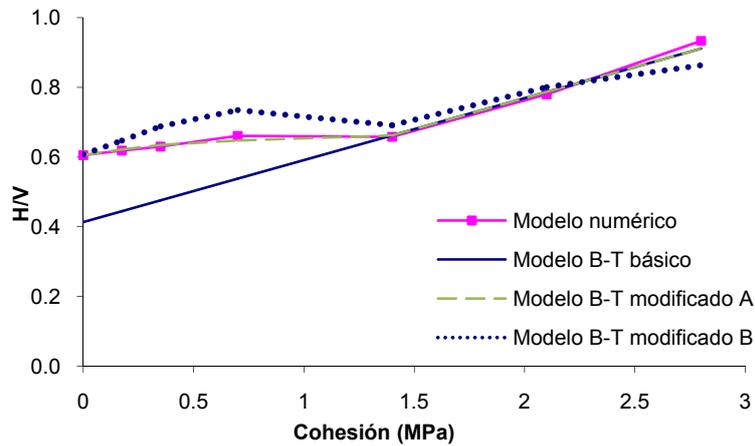


(a)

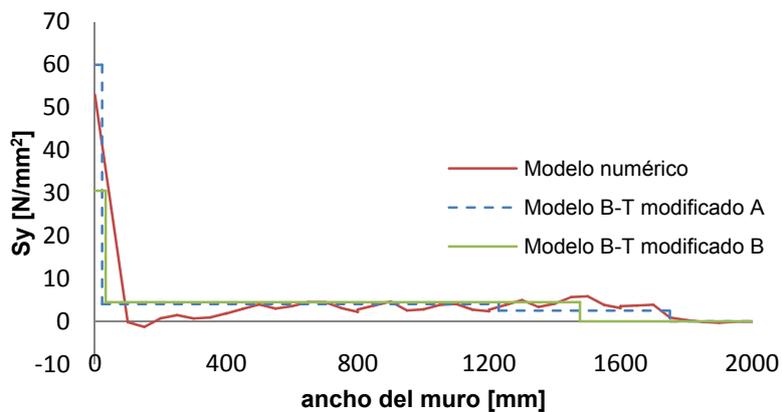


(b)

Figura 5.39 Muro con $b/h=1.5$. (a) Cargas últimas y (b) Comparativa distribución tensiones verticales en la base.

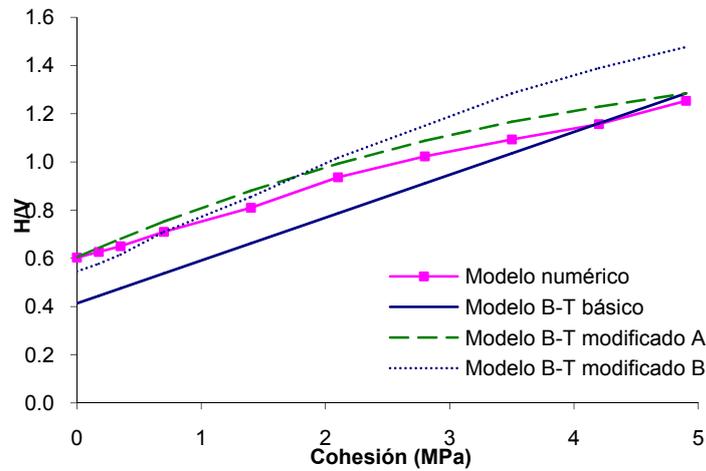


(a)

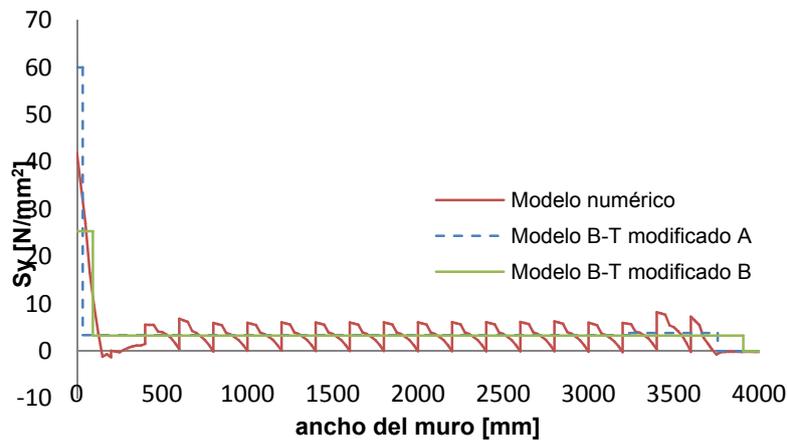


(b)

Figura 5.40 Muro con $b/h=2.0$. (a) Cargas últimas y (b) Comparativa distribución tensiones verticales en la base.



(a)



(b)

Figura 5.41 Muro con $b/h=4.0$. (a) Cargas últimas y (b) Comparativa distribución tensiones verticales en la base.

Las simplificaciones asumidas en los modelos B-T modificado A y B, en cuanto a la distribución de las tensiones verticales de compresión en la base, permiten diferenciar los criterios asumidos en cada caso. Para el modelo B-T modificado A, se observa una zona de extensión muy pequeña, donde se agota la capacidad resistente del muro para todas las geometrías de muros analizadas. Por otra parte, para el modelo B-T modificado B, esta zona donde se concentran en mayor medida las tensiones verticales de compresión, presenta una mayor extensión, la cual además va en aumento a medida que crece la relación b/h del muro.

Los resultados obtenidos con la aplicación del modelo B-T modificado A (figuras 5.39 a 5.41), muestran que esta propuesta mejora notablemente la predicción de la carga última para todos los casos de muros anchos evaluados.

Considerando lo anterior, se procedió a buscar una posible relación entre el parámetro β (definido en la propuesta de modelo B-T modificado A, ver 3.3.2.2) y las condiciones geométricas del muro (b , h y $\tan \alpha$) que permitiese determinar mediante una única expresión los parámetros del modelo. La influencia de estos parámetros se sintetizó en un único parámetro $\rho = (h * \tan \alpha) / b$

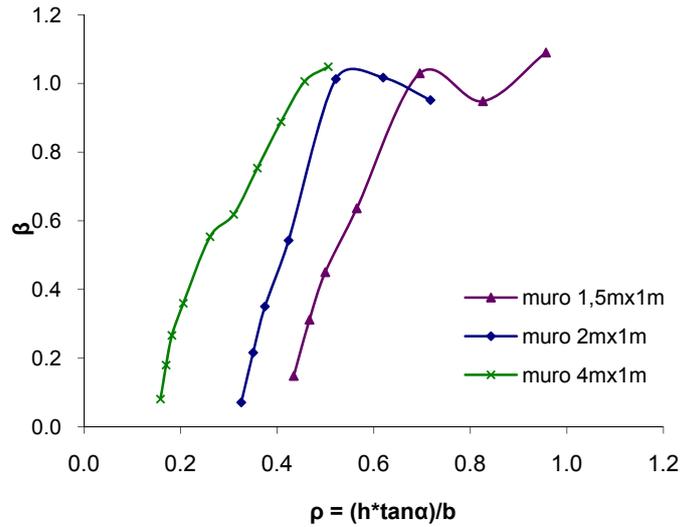


Figura 5.42 Variación de β en el modelo B-T modificado A.

Sin embargo, como puede verse en la figura 5.42 no se pudo establecer una única relación para las diferentes geometrías de muros analizados.

En cuanto a los resultados obtenidos con el modelo B-T modificado B, se encuentra que su mejor capacidad se presenta en la parte baja de las curvas, correspondientes a valores bajos de cohesión, donde por ejemplo para el caso del muro con $b/h=1.5$ presenta mejor comportamiento al obtenido con el B-T modificado A (figura 5.39 (a)).

5.6 CONCLUSIONES

1. Para el caso de muros estrechos, el modelo de bielas y tirantes propuesto en el capítulo 3 (modelo B-T básico), se comporta adecuadamente para la predicción de la carga última.
2. A medida que se aumentó la complejidad del modelo numérico utilizado, mediante la incorporación de nuevos criterios de rotura, éste permitió una mejor representación de lo observado en las campañas experimentales, convirtiendo esta técnica en una valiosa herramienta para la investigación en éste campo.
3. El fallo por fisuración no puede ser evaluado de forma directa aplicando el modelo de bielas y tirantes, sino que se hace necesario recurrir a un modelo adicional para ello (en nuestro caso se ha utilizado el modelo de Rankine). Se encontró que, en este tipo de fallo, la resistencia a tracción de las unidades juega un papel fundamental.
4. La cohesión es un parámetro que presenta una gran influencia en la respuesta del muro. Para una misma geometría de muro, a medida que aumenta la cohesión, los campos de compresión, representados por las bielas en los modelos B-T, pueden tener una mayor abertura y por ende aumentar la capacidad resistente del mismo. Además, su notable influencia en la capacidad resistente del muro generó que debieran plantearse nuevas propuestas de modelos B-T que permitiesen mejorar la capacidad predictiva del modelo B-T básico a todas las geometrías de muros estudiadas.
5. De acuerdo con el estudio realizado, para el caso de muros muy anchos, se ha observado que el aumento en el valor de la cohesión genera que su comportamiento resistente tienda a asemejarse al del caso de muros estrechos (en lo relativo a la tipología del modelo B-T a utilizar), lo que permite que su carga última pueda ser estimada con el modelo B-T básico.
6. Para el caso de muros anchos con bajos valores de cohesión en la interfase, ha sido necesario mejorar el modelo B-T básico propuesto inicialmente, para lograr incluir otros factores que, de acuerdo con los resultados observados en la validación del mismo, inciden en la respuesta última del muro.

7. El modelo B-T modificado A, obtenido a partir del análisis de los resultados de la validación del modelo B-T básico, que mostraban la contribución de una mayor extensión del muro en el mecanismo resistente, permite mejorar notablemente la predicción de la carga última. Sin embargo no pudo establecerse una expresión que de manera genérica permitiese la obtención de los parámetros del modelo simplificado.

 8. El modelo B-T modificado B, permite mejorar la evaluación de la carga última de muros anchos para bajos niveles de cohesión en la interfase. Sin embargo, el modelo no ha podido ser definido con una expresión que de manera directa permita obtener el valor de la carga última buscada, sino que se hace necesario disponer de una distribución de la reacción que puede ser obtenida de un cálculo sencillo, incluso elástico.

 9. La respuesta última de los muros bajo cargas parciales o concentradas en el plano, no puede ser evaluada con un único modelo de bielas y tirantes. Para su análisis se recomienda utilizar el modelo B-T básico para el caso de muros estrechos (aquellos con $b/h \leq 1$) y muros anchos con valores muy altos de cohesión. Para el análisis de muros anchos, que presentan bajos valores de cohesión en sus interfases, se sugiere utilizar el modelo B-T modificado B. En el estado intermedio se sugiere la aplicación del modelo B-T modificado A.
-

Capítulo 6

CONCLUSIONES

6.1 CONCLUSIONES GENERALES

Resultado de la investigación realizada se han podido proponer una serie de modelos simples, basados en el método de las bielas y tirantes, para el análisis de la respuesta última de muros en obra de fábrica, sometidos a la acción combinada de carga de compresión vertical y horizontal de corte.

A continuación se detallan las conclusiones obtenidas en el estudio.

1. Utilizando el método de las bielas y tirantes, se han planteado una serie de modelos simplificados para el análisis de muros en obra de fábrica bajo cargas en el plano para paredes de obra de fábrica en ladrillo sin armadura.
2. Con la micromodelización numérica como herramienta, se han podido evaluar las propuestas realizadas de modelos simplificados y con base en los resultados numéricos obtenidos y su comparación con los que permiten obtener los diferentes modelos de bielas y tirantes, modificar éstos, cuando ha sido necesario mejorar su capacidad de predicción de la respuesta última de los muros. Lo anterior ha sido especialmente necesario en el caso de cargas parciales o concentradas, donde la evidencia numérica demostró la necesidad de modificar los modelos simples propuestos para incluir los diferentes comportamientos encontrados.
3. Los modelos de bielas y tirantes son una herramienta prometedora, dada su sencillez, para evaluar la respuesta última de muros en obra de fábrica bajo cargas en el plano, permitiendo obtener soluciones de aproximación aceptable desde el punto de vista ingenieril.

6.2 CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

6.2.1 Conclusiones relativas a los modelos propuestos

1. El método de las bielas y tirantes, que originariamente fue planteado para su aplicación al análisis del hormigón, permite crear modelos sencillos mediante la simplificación de los campos de tensiones de compresión en bielas y los campos de tensiones de tracción (en caso de existir) en tirantes, que al interactuar forman un mecanismo resistente.
2. Cuando no es posible el desarrollo del tirante (por la incapacidad del muro para resistir tracciones o por la rotura del mismo) se hace necesario considerar, para el análisis de la carga última del muro, modelos residuales que establezcan mecanismos resistentes basados únicamente en la existencia de bielas.

6.2.2 Conclusiones relativas al caso de carga vertical uniforme

Para el caso de muros en obra de fábrica bajo carga vertical uniforme de compresión y horizontal de corte, se han propuesto una serie de modelos simples, basados en el método de las bielas y tirantes, para evaluar su capacidad resistente. La capacidad de éstos ha sido estudiada por comparación con los resultados obtenidos del modelo numérico aplicado a este caso de carga. Posteriormente, con base en los resultados de la evaluación, se ha mejorado la propuesta inicial de modelos basados en las bielas y tirantes para mejorar su capacidad en la predicción de la respuesta última de la tipología de muros analizados.

El estudio realizado a los modelos simples propuestos para el caso de carga vertical uniforme ha permitido concluir:

1. Los análisis realizados aplicando el modelo numérico y su posterior comparación con los resultados obtenidos con los modelos B-T propuestos, demuestran que, para el
-

caso de muros de obra de fábrica sometidos a tensiones de corte, los modelos de bielas y tirantes permiten predecir de una manera satisfactoria la carga horizontal última.

2. Ha sido posible formular modelos simples para el caso de carga uniforme, basados en mecanismos resistente formados por bielas en abanico o paralelas, que representan los campos de tensiones de compresión
3. Del estudio de la incidencia de los parámetros realizada, mediante el micromodelo numérico, se pudo establecer que:
 - a. Ni la relación ancho/alto (b/h) del muro (véase 4.4.1), ni el tamaño de las unidades (véase 4.4.3), ejercen influencia en la respuesta resistente del muro, ante acciones horizontales.
 - b. La relación ancho/alto (b_u/h_u) de las unidades (véase 4.4.2), influye en la capacidad de carga del muro. Además se observa que el modelo B-T propuesto no es capaz de reproducir esta influencia, motivo por el cual fue necesario introducir un factor de ajuste que permitiera mejorar la capacidad del modelo B-T para la condición de carga aquí analizada, según se muestra en el capítulo 4.
 - c. Para los parámetros ángulo de fricción ($\tan \phi$, véase 4.4.4) y cohesión (c , véase 4.4.5) de la interfase, el modelo B-T permite reproducir satisfactoriamente la influencia ejercida por estos parámetros en la capacidad resistente del muro.

6.2.3 Conclusiones relativas al caso de carga vertical parcial o concentrada

Se pretendía proponer una serie de modelos simples, basados en el método de las bielas y tirantes, que permitiesen evaluar la capacidad resistente de muros en obra de fábrica sometidos a la acción combinada de carga vertical de compresión, parcial o concentrada, y horizontal de corte. Con ayuda del micromodelo numérico se pudo estudiar la capacidad de predicción de la respuesta última de los modelos simples, por comparación de los valores

encontrados en cada caso. También se analizó la validez del mecanismo resistente propuesto en los modelos simples, de acuerdo a la evidencia presentada por el micromodelo numérico.

La realización del trabajo descrito anteriormente permitió obtener las conclusiones siguientes:

1. Para el caso de muros estrechos, el modelo de bielas y tirantes propuesto en el capítulo 3 (modelo B-T básico), se comporta adecuadamente para la predicción de la carga última. El mecanismo resistente del modelo propuesto está formado por una biela que representa los campos de compresión y un tirante que permite la apertura de la biela, de acuerdo a las condiciones geométricas del muro.
 2. El fallo por fisuración no puede ser evaluado de forma directa aplicando el modelo de bielas y tirantes, sino que se hace necesario recurrir a un modelo adicional para ello (en nuestro caso se ha utilizado el modelo de Rankine). Se encontró que, en este tipo de fallo, la resistencia a tracción de las unidades juega un papel fundamental.
 3. Los análisis numéricos realizados permitieron establecer que para una misma geometría de muro, a medida que aumenta la cohesión, los campos de compresión, representados por las bielas en los modelos, pueden tener una mayor abertura y por ende aumentar la capacidad resistente del mismo. Además, dada la limitada capacidad presentada por el modelo B-T básico para predecir la carga última horizontal resistida por las diversas geometrías de muros estudiadas, fue necesario plantear nuevas propuestas de modelos simples que permitiesen mejorar la capacidad del mismo.
 4. De acuerdo con el estudio realizado, para el caso de muros muy anchos, se ha observado que el aumento en el valor de la cohesión genera que su comportamiento resistente tienda a asemejarse al del caso de muros estrechos (en lo relativo a la tipología del modelo B-T a utilizar), lo que permite que su carga última pueda ser estimada con el modelo B-T básico.
 5. Para el caso de muros anchos con bajos valores de cohesión en la interfase, ha sido necesario mejorar el modelo B-T básico propuesto inicialmente, para lograr incluir otros factores que, de acuerdo con los resultados observados en la validación del mismo, inciden en la respuesta última del muro.
 6. El modelo B-T modificado A, para cuya formulación se tuvo en cuenta la distribución de la reacción en la base del muro que presentaron los casos analizados con el micromodelo numérico, que mostraban la contribución de una mayor extensión del
-

muro en el mecanismo resistente, permitió mejorar notablemente la predicción de la carga última. Sin embargo no pudo establecerse una expresión que de manera genérica permitiese la obtención de los parámetros del modelo simplificado.

7. El modelo B-T modificado B, que se propuso como simplificación del modelo B-T modificado A, permite mejorar la evaluación de la carga última de muros anchos para bajos niveles de cohesión en la interfase. Sin embargo, el modelo no ha podido ser definido con una expresión, que de manera directa permita obtener el valor de la carga última buscada, sino que se hace necesario disponer de un análisis numérico previo que permita conocer la distribución de la reacción.
8. La respuesta última de los muros bajo cargas parciales o concentradas en el plano, no puede ser evaluada con un único modelo de bielas y tirantes. Para su análisis se recomienda utilizar el modelo B-T básico para el caso de muros estrechos (aquellos con $b/h \leq 1$) y muros anchos con valores muy altos de cohesión. Para el análisis de muros anchos, que presentan bajos valores de cohesión en sus interfaces, se sugiere utilizar el modelo B-T modificado B. En el estado intermedio se sugiere la aplicación del modelo B-T modificado A.

6.3 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Como se ha mencionado en el capítulo 1, esta tesis doctoral se enmarca dentro de la línea de investigación que desarrolla, sobre construcciones históricas, el grupo de Edificación del Departamento de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña. Por lo anterior, existen varias tesis doctorales adicionales y que están a punto de presentarse para su aprobación y defensa final. Por estar estrechamente relacionadas y haber tenido gran parte de su realización coincidiendo en el tiempo, con esta tesis cabe mencionar:

- Charry (2009) quién estuvo fundamentalmente dedicado a realizar sendas campañas experimentales, tanto a escala real como reducida de muros en obra de fábrica bajo cargas en el plano, algunas de las cuales fueron utilizadas como datos de validación de los modelos aquí propuestos.
- Lobato (2009), cuyo trabajo ha estado muy relacionado con el desarrollado en ésta investigación. Este autor ha realizado su tesis doctoral, evaluando numérica y experimentalmente el comportamiento estructural de muros en obra de fábrica con

aberturas (que representan puertas, ventanas, etc.), para proponer modelos simplificados, utilizando las bielas y tirantes, que sirvan como herramienta para su evaluación resistente. Igualmente ha dedicado especial atención al estudio de modelos residuales para ésta tipología de muros.

Para dar continuidad al trabajo de investigación realizado se proponen las siguientes líneas de actuación:

1. Extender, con ayuda del modelo numérico aquí utilizado, el estudio paramétrico para las dos condiciones de carga evaluadas, haciendo especial atención en:
 - Para el caso de muros en obra de fábrica bajo carga vertical uniforme, ampliar las simulaciones numéricas para el estudio de la incidencia de la relación ancho/alto (b_u/h_u) de las unidades, que ha mostrado tener notable influencia en la respuesta del muro. Esto con el objetivo de mejorar el modelo B-T propuesto y así permitir que refleje la incidencia de éste parámetro, lo cual por ahora se ha realizado con la inclusión de un factor de ajuste propuesto.
 - Para el caso de muros en obra de fábrica, bajo carga vertical parcial o concentrada, ampliar las simulaciones numéricas para el estudio de la incidencia de la cohesión. Es necesario estudiar especialmente el caso de muros anchos con bajos niveles de cohesión donde los modelos simples propuestos hasta ahora, no logran un satisfactorio comportamiento en la evaluación de la respuesta del muro.
 2. Ampliar las campañas experimentales, especialmente en el caso de muros anchos bajo carga concentrada, para permitir una mayor validación de los modelos simples propuestos.
 3. Posteriormente, y teniendo en cuenta la gran utilidad del modelamiento numérico, utilizar esta herramienta (con el modelo numérico previamente calibrado y validado con los datos experimentales), para realizar estudios paramétricos que permitan plantear posible modelos simplificados para esta y otras condiciones de carga.
 4. Extender la aplicación del método de las bielas y tirantes para proponer modelos simples que permitan el análisis no solo a nivel elemental sino incluyendo estructuras y muros más complejos caso de edificios enteros.
-

Anejo I

MODELO B-T BÁSICO PARA MUROS BAJO CARGAS VERTICALES PARCIALES O CONCENTRADAS

En esta primera propuesta de modelo simple, se considera un mecanismo resistente formado por dos bielas que representan los campos de compresión, las cuales necesitan la existencia de un tirante que permite la desviación de las mismas para adaptarse a la geometría del muro (figura I.1).

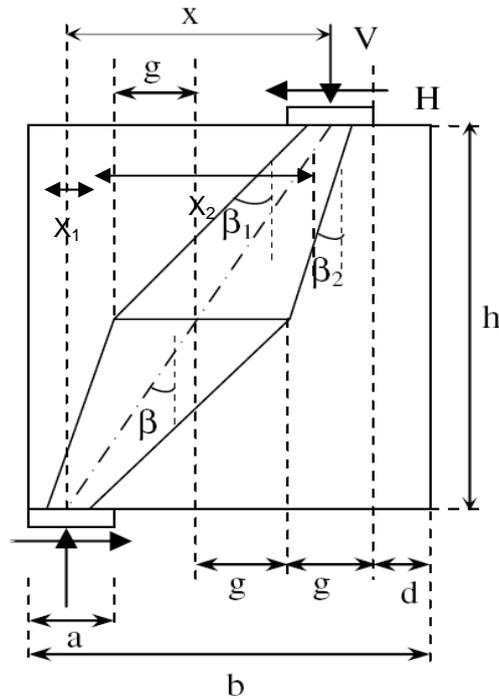


Figura I.1

Para el modelo se asume:

$$g = \frac{b-d}{4}, y \quad (I.1)$$

$$\beta_1 \leq a$$

El equilibrio general del muro estará dado por:

$$Vx - Hh = 0, \quad H = V \frac{x}{h} \quad (1.2)$$

Y para el mecanismo resistente, que incluye dos bielas y un tirante:

$$H = \frac{V}{2} \tan \beta_1 + \frac{V}{2} \tan \beta_2 \quad (1.3)$$

$$\text{Donde } \tan \beta_1 = \frac{x_2}{h/2} \quad (1.4)$$

Por geometría se obtienen las distancias x_1 y x_2 :

$$x_2 = x - x_1 - \frac{m}{4} \quad (1.5)$$

$$x_1 = b - d - 3g - \frac{m}{2} \quad (1.6)$$

Con la ecuación (1.6) en (1.5)

$$x_2 = x - \frac{(b - d - m)}{4} \quad (1.7)$$

La variable x representa la máxima distancia entre el eje de la carga vertical aplicada y la reacción y está definida por:

$$x = b - d - m \quad (1.8)$$

Con (1.8) en (1.7) se obtiene $x_2 = \frac{3}{4}x$, la cual al ser sustituida en (1.4) permite establecer la pendiente de la biela más desarrollada:

$$\tan \beta_1 = \frac{3x}{2h} \quad (1.9)$$

Igualando (1.2) con (1.3), se obtiene la pendiente de la otra biela:

$$\tan \beta_2 = \frac{x}{2h} \quad (1.10)$$

Anejo II

MODELO B-T MODIFICADO A PARA MUROS SUPERIORMENTE CONFINADOS

A partir de los análisis realizados al modelo B-T básico, utilizando el micromodelo numérico, se pudo determinar que era necesario proponer un nuevo modelo más consistente con los resultados obtenidos, que mostraban la capacidad del muro para distribuir la reacción vertical en una extensión mucho mayor a la supuesta inicialmente. Resultado de lo anterior, se presenta el modelo B-T modificado A, donde se asumen tres estados de tensiones verticales de compresión (figura II.1)

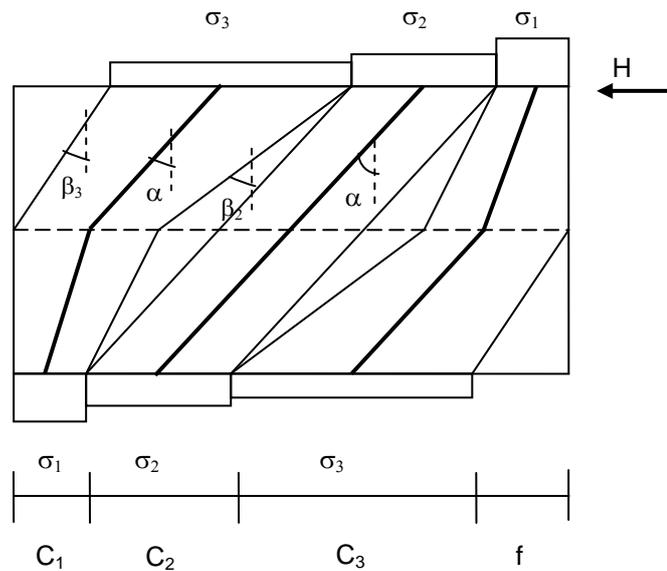


Figura II.1: Modelo B-T modificado A para muros anchos superiormente confinados.

La ecuación general para la carga vertical en el muro está dada por:

$$V = \sigma_1 C_1 + \sigma_2 C_2 + \sigma_3 C_3 \quad (II.1)$$

$$\frac{C_3}{2} = C_1 + h \tan a - \frac{C_1}{2} - \frac{h \tan a}{2} - \frac{h}{3} - \frac{h}{2} \tan a \quad (\text{II.2})$$

$$C_3 = C_1 + \frac{2}{3} h \tan a \quad (\text{II.3})$$

$$C_3 = C_1 + h \tan a - \frac{h}{2} \tan \beta_3 \quad (\text{II.4})$$

De (II.3) y (II.4) por igualación se obtiene:

$$\tan \beta_3 = \frac{2}{3} \tan a \quad (\text{II.5})$$

$$f = \frac{h}{2} \frac{2}{3} \tan a = \frac{h}{3} \tan a \quad (\text{II.6})$$

$$b = C_1 + C_2 + C_3 + \frac{h}{3} \tan a \quad (\text{II.7})$$

Con (II.3) en (II.7):

$$C_2 = b - 2C_1 - h \tan a \quad (\text{II.8})$$

Para la fuerza horizontal resistida:

$$H = \sigma_1 C_1 \frac{\tan \alpha}{3} + \sigma_2 C_2 \tan a + \sigma_3 C_3 \tan a \quad (\text{II.9})$$

Aplicando la condición necesaria para el equilibrio $\sigma_1 C_1 = \sigma_3 C_3$ en (II.1):

$$V = 2\sigma_1 C_1 + \sigma_2 C_2 \quad (\text{II.10})$$

Con (II.10) en (II.9):

$$H = V \tan a - \frac{2}{3} \sigma_1 C_1 \tan \alpha \quad (\text{II.11})$$

Anejo III

MODELO B-T MODIFICADO B PARA MUROS SUPERIORMENTE CONFINADOS

Con la finalidad de simplificar el modelo B-T modificado A, se asume una nueva consideración donde el estado de tensiones de compresión es igual en las zonas C_2 y C_3 y que se ha denominado modelo B-T modificado B (figura III.1).

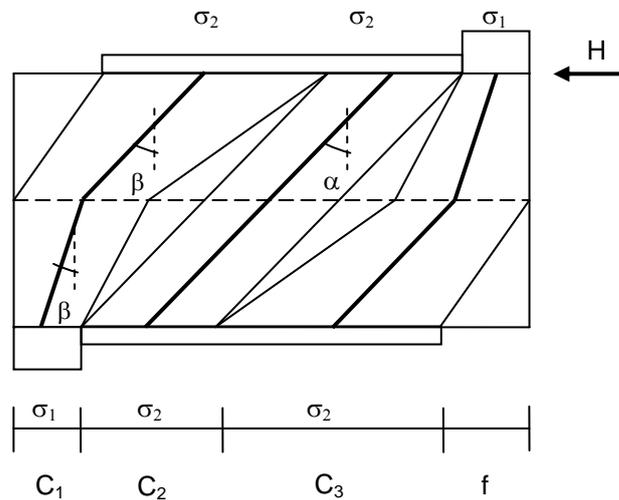


Figura III.1: Modelo B-T modificado B para muros anchos superiormente confinados.

Partiendo de la ecuación general para la carga vertical en el muro:

$$V = \sigma_1 C_1 + \sigma_2 C_2 + \sigma_2 C_3 \quad (\text{III.1})$$

Por equilibrio del modelo se tiene:

$$\sigma_1 C_1 = \sigma_2 C_3 : \quad (\text{III.2})$$

Con (III.2) en (III.1):

$$\sigma_2 = \frac{V - 2\sigma_1 C_1}{C_2} \quad (\text{III.3})$$

De las expresiones (III.2) y (III.3) se obtiene:

$$\sigma_1 C_1 = V \frac{C_3}{(C_2 + 2C_3)} \quad (III.4)$$

La carga horizontal resistida por la pared se expresa como:

$$H = \sigma_1 C_1 \tan \beta_1 + \sigma_2 C_2 \tan \alpha + \sigma_2 C_3 \tan \beta_2 \quad (III.5)$$

desarrollando la geometría del modelo se obtiene:

$$C_2 = b - C_1 - C_3 - f \quad (III.6)$$

$$C_3 + f = C_1 + h \tan \alpha \quad ,y \quad (III.7)$$

$$\frac{C_3}{2} = C_1 + h \tan \alpha - \frac{C_1}{2} - \frac{h}{2} \tan \beta_1 - \frac{h}{2} \tan \beta_2 \quad (III.8)$$

utilizando (III.7) en (III.6):

$$C_2 = b - 2C_1 - h \tan \alpha \quad (III.9)$$

$$\text{considerando } \tan \beta = \frac{1}{2} (\tan \beta_1 + \tan \beta_2) \quad (III.10)$$

y sustituyéndola en (III.8),

$$C_3 = C_1 + 2h \tan \alpha - 2h \tan \beta \quad (III.11)$$

con (III.2), (III.3) y (III.9) en (III.5), se obtiene la expresión final para la fuerza horizontal máxima:

$$H = V \tan \alpha - 2\sigma_1 C_1 (\tan \alpha - \tan \beta) \quad (III.12)$$

obteniendo la expresión para $(\tan \alpha - \tan \beta)$ de (III.11) y sustituyéndola, junto con (III.4) en (III.12):

$$H = \left(1 - \frac{2C_3}{3(C_2 + 2C_3)}\right) V \tan \alpha \quad (III.13)$$

Sin embargo, el modelo no permite desarrollar expresiones que de manera directa determinen los valores de C_2 y C_3 , haciendo necesaria la ayuda de los modelos numéricos para disponer de una distribución de la reacción y poder utilizarlos en (III.13). Estos pueden ser obtenidos de un cálculo sencillo, incluso con un modelo elástico.

Anejo IV

MODELOS RESIDUALES

Los modelos residuales deben ser aplicados cuando el muro agota su capacidad de resistir las fuerzas de tracción como consecuencia del fallo por fisuración en las unidades.

IV.1 Caso de muros con $b \geq m + h \tan \alpha$

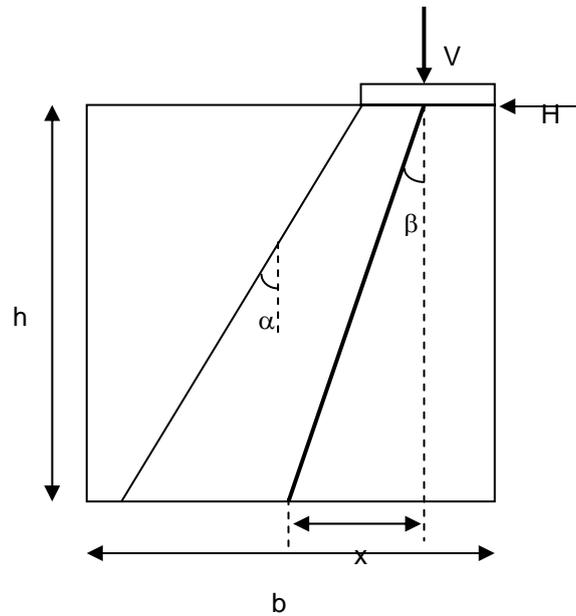


Figura IV.1

$$Vx - Hh = 0 \quad (IV.1)$$

$$\tan \beta = \frac{x}{h} \quad (IV.2)$$

$$Vh \tan \beta - Hh = 0 \quad (IV.3)$$

$$H = V \tan \beta \quad (IV.4)$$

La geometría del muro condiciona la formación del mecanismo resistente. La línea gruesa de la figura IV.1 representa la biela media de los campos de compresión y su pendiente estará dada por:

$$\tan \beta = \frac{\tan a + 0}{2} = \frac{\tan a}{2} \quad (\text{IV.5})$$

con lo que la fuerza horizontal quedará expresada como:

$$H = V \frac{\tan a}{2} \quad (\text{IV.6})$$

IV.2 Caso de muros con $b < m + h \tan \alpha$

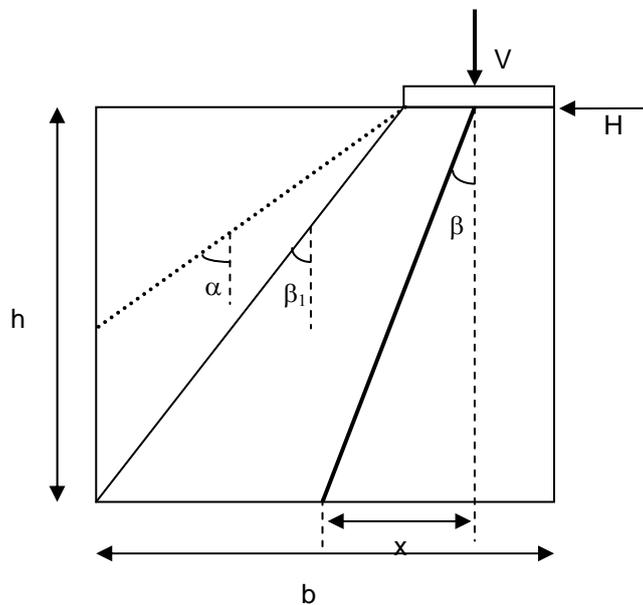


Figura IV.2

La línea discontinua inclinada representa la ruta que seguiría la biela, en caso de que el muro permitiese desarrollar su máxima pendiente posible. Para esta geometría de muro, esto no se logra porque el ancho del muro es inferior a la extensión necesaria para ello.

$$Vx - Hh = 0 \quad (\text{IV.7})$$

$$\tan \beta = \frac{x}{h} \quad (\text{IV.8})$$

$$Vh \tan \beta - Hh = 0 \quad (\text{IV.9})$$

$$H = V \tan \beta \quad (\text{IV.10})$$

$$\tan \beta = \frac{\tan \beta_1 + 0}{2} = \frac{\tan \beta_1}{2} \quad (\text{IV.11})$$

$$\tan \beta_1 = \frac{(b - m)}{h} \quad (\text{IV.12})$$

con (IV.11) y (IV.12) en (IV.10):

$$H = V \frac{(b - m)}{2h} \quad (\text{IV.13})$$

REFERENCIAS

ACI 530-99. (1999). Building code requirements for masonry structures. American Concrete Institute.

Ali, S.S. y Page, A.W. (1988). Finite element model for masonry subjected to concentrated loads. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8), pp. 1761-1784.

Anthoine, A. (1992). In-plane behaviour of masonry: a literature review. Report EUR 13840 EN. Commission of the European Communities, JRC. Institute for Safety Technology, Ispra, Italy.

Arrea, M. Y Ingrassia, A.R. (1985), Numerical modelling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete. *Fracture mechanics of Concrete di Tomasso (Eds)*, 171-225

Backes, H.-P. (1985). On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints (in German). Dissertation, Aachen University of Technology, Aachen, Germany.

Bathe, K. J. (1996). Finite element procedures. Prentice Hall. Upper Saddle River, New Jersey, USA.

Bazant, Z.P. y Cedolin, L. (1979), Blunt crack propagation in finite element analysis. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, **(16)**, 297-315.

Belytschko, T., Liu, W. K. y Moran, B. (2000). Nonlinear finite elements for continua and structures. John Wiley & Sons Ltd, Ed., England.

Binda, L., Fontana, A. y Frigerio, G. (1988). Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf.*, eds. J.W. de Courcy, Elsevier Applied Science, London, UK, pp. 205-216.

Carol, I. and Prat, P. (1990), A statically constrained microplane model for the smeared analysis of concrete cracking, *Computer aided analysis and design of concrete structures*, 2, 919-930.

Casolo, S. (2004). Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements. *International Journal of Solids and Structures* (41), pp. 3625-3641.

Cescotto, S. y Charilier, R. (1992). Frictional contact finite elements based on mixed variational principles. *International Journal of Numerical Method in Engineering*, 36, pp. 1681-1701.

Cescotto, S. y Zhu, Y. Y. (1994). Large strain dynamic analysis using solid and contact finite elements based on mixed formulation – application to metalforming. *Journal of Metals Processing Technology*, (45), pp. 657-663.

Charry, J. (2009). Estudio experimental del comportamiento de paredes de obra de fábrica de ladrillo ante la acción de cargas laterales. Tesis Doctoral, UPC, Barcelona (España).

Chiostrini, S. y Vignoli, A. (1989). Application of a numerical method to the study of masonry panels with various geometry under seismic loads. *Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings*. Computational Mechanics Publications, pp.309-317.

Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A. & Reinhardt, H.W. (1986). Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *HERON*, 31 (2), pp. 145-156.

Crisfield, M. A. (1997). *Non-linear finite element analysis of solids and structures*. (2). John Wiley & Sons, Ed., UK.

CTE-DB-SE F (2007). Código Técnico de la Edificación. Documento Básico, Seguridad Estructural: Fábrica. Ministerio de la Vivienda, España.

CUR (1994) - *Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules* (in Dutch). Report 171, CUR, Gouda, The Netherlands.

De Buhan, P. y De Felice, G. (1997). A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(7), pp. 1085-1104.

De Tommasi G, Monaco P, Vitone C. (2003). A first approach to the load-path method on masonry structure behaviour. In: Brebbia CA, editor. *Structural studies, repair and maintenance of heritage architecture VIII*. Southampton: WITpress, pp. 287–296.

EHE. (1999). Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento. España.

EC-6. (1997). Eurocódigo 6. Proyecto de estructuras de fábrica. UNE-ENV 1996-1-1

- Ferris, M.C., Tin-Loi, F. (2001). Limit analysis of frictional block assemblies as a mathematical program with complementarity constraints. *International Journal of Mechanical Sciences*, 43(1), pp. 209-224.
- Frunzio, G., Gesualdo, A. y Monaco, M. (2001). Inelastic behaviour of mortar joints. *Computers Methods in Structural Masonry*, 5, pp. 85-92.
- Gálvez JC, Reyes E, Casati MJ (2000). Brickwork masonry failure under tensile/shear loading. *Mason Int.* 9: pp.184–191
- Ganz, H.R. and Thürlimann, B. (1982). Tests on the biaxial strength of masonry (in German). Report No. 7502-3, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland. (in German).
- Ganz, H.R. and Thürlimann, B. (1983). Strength of brick walls under normal force and shear. Proc. 8th Int. Symposium on Load Bearing Brickwork, London, pp.27-29.
- Ganz, H.R. and Thürlimann, B. (1984). Tests on masonry walls under normal and shear loading (in German). Report No. 7502-4, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland.
- Giannakopoulos, A. E. (1989). The return mapping method for the integration of friction constitutive relations. *Computers and Structures*, 32(1), pp. 157-167.
- Gilbert, M. and C. Melbourne (1994). Rigid-block analysis of masonry structures. *The Struct. Engineer* 72 (21), 356–361.
- Goodman, R. E., Taylor, R. L. y Brekke, T. L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 94(3), pp. 637-659.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T. and Tocci, C. (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls. In: Proc. Of the 10th Int. Brick/Block Masonry Conf., Calgary. Pp. 263-272
- Hegemier G. A., Nunn R. O. y Arya S. K. (1978). Behavior of concrete masonry under biaxial stresses. Proc. North American Masonry Conference, USA. pp, 1.1-1.28
- Hendry, A. W. (1998). *Structural masonry*, 2^a edición. Editorial Macmillan UK.
- Heyman, J. (1969). The safety of masonry arches. *Int. J. Mech. Sci.* 11, 363–385.

Heyman, J. (1998). Mechanical behaviour of arches and vaults. P. Roca et al. (eds): Structural Analysis of Historical Constructions II. CIMNE, Barcelona, pp. 1-6.

Hillerborg, K., Modeér, M. i Petersson, P. (1976), Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, **6**, 773-781.

Hilsdorf H. K. (1969). Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. Proc. Int. Conf. on Masonry Structural Systems. Texas, pp. 34-41.

Hoffmann, G. and Schubert, P. (1994). Compressive strength of masonry parallel to the bed joints, in: Proc. 10th Int. Brick and Block Masonry Conf., eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1453-1462.

Hordijk, D.A. (1991). Local approach to fatigue of concrete. Dissertation, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Ignatakis, C., Stavrakakis, E. y Penelis, G. (1989). Analytical model for masonry using finite element method. Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings. Computational Mechanics Publications, pp.511-523.

Jefferson, A. D. y Mills, N. R. (1998). Fracture and shear properties of concrete construction joint from core samples. Materials and Structures, **31**, pp. 595-601.

Jukes, P. y Riddington, J. R. (1997). A review of masonry joint shear strength test methods. Masonry International, **11** (2), pp. 37-41.

Jukes, P. y Riddington, J. R. (1998). A review of masonry tensile bond strength test methods. Masonry International, **12** (2), pp. 51-57.

Karihaloo, B.L. (1995), Fracture mechanics and structural concrete. Longman Scientific and Technical.

Khoo, C. L., y Hendry, A. W. (1973). Un criterio de rotura para la obra de fábrica en el caso de compresión axial. Proc. 3rd Int. Masonry Conference. Alemania.

Laursen, T. A. y Simo, J. C. (1993). Algorithmic symmetrization of Coulomb frictional problems using augmented Lagrangians. Computers Methods in Applied Mechanics and Engineering, **108**(1, 2), pp. 133-146.

Livesley, R. (1978). Limit analysis of structures formed from rigid blocks. *Int. J. Num. Meth. Engrg.* 12, 1853–1871.

Lobato, M. (2009). Método simplificado para el análisis de muros de obra de fábrica con aberturas bajo acciones horizontales. Tesis Doctoral, UPC, Barcelona (España).

Lofti, H.R. y Shing, P.B. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 120(1), pp. 63-80.

López, C.M. (1999), Análisis microestructural de la fractura de hormigón utilizando elementos finitos tipo junta. Aplicación a diferentes hormigones, Ph.D. Thesis. PhD thesis, UPC

Lourenço, P.B. (1996). Computational strategies for masonry structures. Ph. D. Thesis, Delft University of Technology, Delft , The Netherlands.

Lourenço, P. B., and Rots, J. G. (1997). A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. *J. Struct. Eng., ASCE* 123, 7, 660–668

Lourenço, P.B. (2002). Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), pp. 301-319.

Lourenço, P.B., Rots, J.G. y Blaauwendraad, J. (1998). Continuum model for masonry: parameter estimation and validation. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 124(6), pp. 642-652.

Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Roca, P. y Orduña, A. (2005). Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 131(11), pp. 1665-1673.

Mann, W., Betzler, M. (2004). Investigations on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry, in: *Proc. 10th Int. Brick and Block Masonry Conf.*, eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Canada, p. 1305-1313.

Mann, W., y Müller, H. (1982). Failure of shear-stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear walls. *Proc. British Ceramic Society*, 30, pp. 223-235.

Martínez, J.L., Martín-Caro, J.A. y León, J. (2001). Comportamiento mecánico de la obra de fábrica. Monografías sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica. E.T.S: Ingenieros Caminos, Canales y Puertos UPM, Madrid, España.

Martínez, J.L. (2003). Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas. Tesis Doctoral, UPM, Madrid (España).

Marzahn, Gero. (1998). The shear strength of dry-stacked masonry walls. LACER No. 3.

Masisani, R. y Trovalusci, P. (2001). Micropolar and classical non-linear constitutive models for blocks materials. *Computers Methods in Structural Masonry*, 5, pp.239-246.

Mier, J.G.M. Van (1984). Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions. Dissertation, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.

NBE FL-90 (1990). Muros resistentes de fábrica de ladrillo. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo de España.

Ngo, D. y Scordelis, A. C. (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. *Jour. Amer. Conc. Inst.*, 64(3), pp. 152-163.

Olher, A. (1986). Zur Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung der Mehrachsigen Spannungszustände in Stein und Mortel.

Oliveira, D. (2003). Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading. Ph. D. Thesis, University of Minho, Guimaraes, Portugal.

Orduña, A. y Lourenço, P. (2003). Cap model for limit analysis and strengthening of masonry structures. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), pp. 1367-1375

Orduña, A. (2003). Seismic assessment of ancient masonry structures by rigid blocks limit analysis. Ph. D. Thesis, University of Minho, Guimaraes, Portugal.

Page, A.W. (1978). The in-plane deformation and failure of brickwork. PhD Thesis, University of Newcastle, Australia.

Page, A.W. (1978), Finite element model for masonry. *Journal of the Structural Division*, 140(8), pp. 1267-1285.

Page, A.W. (1981). The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Instn Civ. Engrs.*, Part 2, 71, pp. 893-906.

Papa, E. (1990). Sulla meccanica del danneggiamento con particolare riferimento alle murature. Tesi Di Dottorato, Milano.

P.I.E.T. 70 (1971). Obras de fábrica. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja. Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid.

Pluijm, R. Van Der (1992). Material properties of masonry and its components under tension and shear, in: Proc. 6th Canadian Masonry Symposium, eds. V.V. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, p. 675-686.

Pluijm, R. Van Der (1993). Shear behavior of bed joints, in: Proc. 6th North American Masonry Conf., eds. A.A. Hamid and H.G. Harris, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA, p. 125-136.

prEN 1052-3 (1996). Methods of tests for masonry. Draft for public comment.

Raijmakers, T.M.J. and Vermeltoort, A.Th. (1992) - Deformation controlled tests in masonry shear walls (in Dutch). Report B-92-1156, TNO-Bouw, Delft, The Netherlands.

Reyes, E. (1993). Rotura de la fábrica de ladrillo bajo sollicitaciones de tracción y cortante. Tesis Doctoral, Ciudad Real (España).

Riddington, J.R. et. Al (1994). A comparison between panel, joint and code shear strength. 10th IBMaC, Calgary.

Roca, P. (2006). Assessment of masonry shear-walls by simple equilibrium models. Construction and Building Materials, 20, pp. 229-238.

Rots, J.G. (1988), Computational modelling of concrete fracture, Ph.D. Thesis. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.

Rots, J.G. (1991), Numerical simulation of cracking in structural masonry, Heron, **36 (2)**, 49-63.

Samarasinghe W. y Hendry A. W. (1980). The strength of brickwork under biaxial tensile and compressive stress. Proc. 7th Int. Symposium on Load Bearing Brickwork, London.

Schlaich, J., Shafër, K., Jennewein, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. PCI Journal, 32(3), pp.72-150.

Simo, J. C. y Laursen, T. A. (1992). An augmented Lagrangian treatment of contact problems involving friction. *Computers and Structures*, 42(1), pp. 97-116

Sowden, A. M., Ed. (1990). *The maintenance of brick and stone masonry structures*. London: E. & F.N. Spon.

Stankowski, T. (1990), Numerical simulation of progressive failure in particle composites, PhD Thesis. PhD Thesis, Boulder, EEUU, University of Colorado.

Stavrakakis, E. J., Ignatakis, C. E. y Penelis, G. G. (1993). The compressive strength of masonry – A parametric study using a special finite element model. *Computer Methods in Structural Masonry*, 2, pp. 100-109.

Turnsek, V. & Cacovic, F. (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proc. Of the 2nd International Brick Masonry Conference*.

UIC 778-3, código. (1995). *Recomendaciones para la evaluación de la capacidad portante de puentes abovedados existentes en obra de fábrica y hormigón*. Unión internacional de ferrocarriles.

Vermeltfoort, A.Th. and Raijmakers, T.M.J. (1993) - Deformation controlled tests in masonry shear walls, Part 2 (in Dutch). Report TUE/BKO/93.08, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.

Vermeltfoort, A. T. (1997). Effects of the width and boundary conditions on the mechanical properties of masonry prisms under compression. *Proc. 11th Int. Brick/Block Masonry Conference*, Shangai, pp. 181-190.

Vonk, R.A. (1992). *Softening of concrete loaded in compression*. Dissertation, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.

Wesche, K. y ILantzis, A. (1980). General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures, RILEM*, 13(78), pp. 433-445.

Zijl, Gideon P. A. G. van. (2004). Modeling masonry shear-compression: role of dilatancy highlighted. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 130(11), pp. 1289-1296.

Lista de Tablas

Tabla 2.1 Módulos de elasticidad para diferentes morteros, según UIC(1995).	15
Tabla 2.2 Cargas de rotura para los ensayos, (Martínez, 2003).	63
Tabla 2.3 Campaña experimental I, cargas de rotura.	64
Tabla 2.4 Campaña experimental II, cargas de rotura.	65
Tabla 2.5 Campaña experimental III, cargas de rotura.	65
Tabla 2.6 Muros ensayados. Cargas vertical aplicada y horizontal resistida.	67
Tabla 4.1 Rigideces para las juntas Oliveira (2003).	92
Tabla 4.2 Cargas horizontales últimas	98
Tabla 4.3 Comparativas cargas horizontales últimas para diferentes b/h	101
Tabla 4.4 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 0.6mx1m	103
Tabla 4.5 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 1mx1m.	104
Tabla 4.6 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 2mx1m	106
Tabla 4.7 Comparaciones de cargas últimas con los diferentes modelos	110
Tabla 4.8 Incidencia del tamaño de las unidades. Muro de 2mx1m	111
Tabla 4.9 Incidencia de la fricción. Muro de 2mx1m.	113
Tabla 4.10 Incidencia de la cohesión	114
Tabla 5.1 Cargas horizontales últimas	127
Tabla 5.2 Parámetros juntas de rotura potencial en unidades	129
Tabla 5.3 Parámetros inelásticos juntas de contacto entre unidades.	129
Tabla 5.4 Cargas horizontales últimas	134
Tabla 5.5 Parámetros inelásticos juntas de contacto entre unidades.	137
Tabla 5.6 Parámetros elásticos juntas de contacto entre unidades.	142
Tabla 5.7 Parámetros inelásticos juntas de contacto entre unidades.	142
Tabla 5.8 Cargas horizontales últimas	149
Tabla 5.9 Cargas horizontales últimas	149
Tabla 5.10 Cargas horizontales últimas	150
Tabla 5.11 Cargas horizontales últimas	152
Tabla 5.12 Cargas horizontales últimas	152
Tabla 5.13 Cargas horizontales últimas	153

Lista de figuras

Figura 1.1 El Coliseo Romano, Roma (Italia).....	2
Figura 1.2 Puente arco típico en obra de fábrica, Griffith Bridge, Dublin (Irlanda).....	2
Figura 1.3 Fachada de la Iglesia del Pi, Barcelona (España)	2
Figura 1.4 Edificio típico de uso habitacional, Barcelona (España)	3
Figura 2.1 Nomenclatura para las dimensiones y caras de las piezas o unidades	12
(Martínez, 2003).....	12
Figura 2.2 Comportamiento a tracción de la interfase o unión, según Pluijm (1992):.....	17
(a) espécimen de ensayo; (b) resultados típicos experimentales para el diagrama de tensiones– desplazamiento de la fisura para obra de fábrica de ladrillos macizos de arcilla	17
Figura 2.3 Estado de tensiones en la unidad y en el mortero que componen la obra de fábrica, cuando se encuentra sometida a compresión, (Martínez, 2003).....	18
Figura 2.4 Punto de rotura de un prisma de fábrica en la intersección de las envolventes de los componentes, (Martínez, 2003).....	19
Figura 2.5 Envolvente de rotura de Ohler (1986) y ajuste trilineal. Un punto a la derecha de la curva representa rotura, (Martínez, 2003).	20
Figura 2.6 Comportamiento uniaxial de la obra de fábrica bajo carga de compresión normal a las juntas horizontales (a) pilastra de unidades y mortero (b) probeta para el ensayo RILEM (c) diagramas típicos experimentales tensión-deformación para diferentes valores de la resistencia del mortero (Binda et al, 1988).....	21
Figura 2.7 Ensayo para evaluar la resistencia a tracción de la obra de fábrica paralela a las juntas horizontales, (Backes, 1985): (a) fabricación del panel de ensayo; (b) panel de ensayo antes de la rotación de 90º y su posterior ensayo	23
Figura 2.8 Diagramas experimentales típicos tensión-desplazamiento para tracción en la dirección paralela a las juntas horizontales, (Backes, 1985): (a) falla por diagonal escalonada a través de juntas horizontales y verticales; (b) falla vertical a través de juntas verticales y unidades	23
Figura 2.9 Propuestas para evaluar la resistencia de la interfase: (a) resistencia a tracción directa de la interfase; (b) resistencia a flexión de la interfase. Jukes y Riddinton (1998).	24
Figura 2.10 Ensayos de tracción directa: (a) diagrama experimental tensiones de tracción– desplazamiento de la fisura, representado en forma de envolvente; (b) áreas netas de unión a tracción. Pluijm (1992), (Oliveira, 2003).....	24
Figura 2.11 Ensayos establecidos par cargas de corte y compresión: (a) ensayo de un par; (b) ensayo de un triplete.....	25
Figura 2.12 Ensayo propuesto por Pluijm (1993)	25
Figura 2.13 Diagramas experimentales tensiones-desplazamientos a cortante. Pluijm (1993).....	26

Figura 2.14 Ensayo establecido para determinar el coeficiente de fricción interna entre hiladas de ladrillos	26
Figura 2.15 Criterio de rotura biaxial para: (a) hormigón y (b) obra de fábrica con relleno	27
Figura 2.16 Criterio de rotura a tracción-compresión proyectado sobre el plano (σ_1, σ_2). Samarasinghe y Hendry (1980).....	28
Figura 2.17 Superficie de rotura para obra de fábrica proyectada sobre el plano (σ_1, σ_2). Page (1978)....	29
Figura 2.18 Modos diferentes de fallo en paneles de ladrillos sólidos de arcilla bajo carga biaxial	30
Figura 2.19 Superficie de rotura propuesta por Ganz y Thürlimann (1983), (Charry 2009).....	31
Figura 2.20 Tensiones sobre un elemento sometido a cortante - Mann y Müller (1982), (Charry 2009).	31
Figura 2.21 Modelo con juntas de espuma de goma - Mann y Müller (1982), (Charry 2009).	32
Figura 2.22 Envoltorio de rotura para los ensayos de Darmstadt - Mann y Müller (1982), (Charry 2009).	33
Figura 2.23 Criterio de rotura a compresión biaxial proyectado sobre el plano (σ_1, σ_2). Papa (1990).....	34
Figura 2.24 Comportamiento típico de los materiales cuasifrágiles bajo carga uniaxial.	36
Figura 2.25 Comportamiento de la obra de fábrica bajo precompresión y corte	36
Figura 2.26 Modos básicos de fractura	38
Figura 2.27 Superficies sólida y deformable en contacto.....	40
Figura 2.28 Modelo de fricción.....	42
Figura 2.29 Modelo de junta: superficie de fractura y de potencial plástico.	44
Figura 2.30 Diagramas generales carga-desplazamiento de un análisis estructural.....	45
Figura 2.31 Mecanismos de rotura en la obra de fábrica: (a) fisuración por tracción en la junta; (b) deslizamiento en la junta; (c) fisuración de la unidad por tracción directa; (d) fisuración de la unidad por tracción diagonal y (e) aplastamiento de la obra de fábrica	47
Figura 2.32 Modelos numéricos de obra de fábrica para las diferentes estrategias: (a) micromodelamiento detallado; (b) micromodelamiento simplificado y (c) macromodelamiento (Lourenço, 1996)	48
Figura 2.33 Envoltorio de rotura asumida para la junta en el plano tensiones normales – tensiones de corte	49
Figura 2.34 Modelo propuesto para interfases, Lourenço (1996).....	50
Figura 2.35 Análisis plástico de estructuras en obra de fábrica: (a) líneas de presión alternativas en un arco – método estático (Heyman, 1998); (b) mecanismo de falla de 4 rótulas en un arco – método cinemático (Melbourne y Gilbert, 2001). Oliveria (2003)	52
Figura 2.36 Superficie de rotura para obra de fábrica de ladrillo proyectada en el plano σ_1 - σ_2	58
Figura 2.37 Geometría para los muros de cortante, [mm].....	59
Figura 2.38 Curvas carga-desplazamiento horizontal para los muros de cortante.	59
Figura 2.39 Cargas para los muros de cortante TU Eindhoven: (a) fase 1 – carga vertical; (b) fase 2 – carga horizontal bajo control de desplazamiento.....	60

Figura 2.40 Muros JD. Diagramas carga desplazamiento horizontal.....	61
Figura 2.41 Muros JG. Diagramas carga-desplazamiento	62
Figura 2.42 Geometría e instrumentación para el ensayo de los muretes a compresión excéntrica y corte, (Martínez, 2003).....	62
Figura 2.43 Geometría de los muros y esquema de la distribución de carga aplicada, (Charry, 2009).	64
Figura 2.44 Geometría de los muros de junta seca y esquema de la distribución de carga aplicada, (Oliveira 2003).....	66
Figura 2.45 Diagramas carga – desplazamiento horizontal para los muros ensayados	67
Figura 3.1 Características de los modelos: (a) desviación de los campos de tensiones de compresión por fuerzas de tracción horizontal (T); (b) bielas paralelas (sC) y nodos (CCS); (c) bielas discretas (dC) representando un efecto de cuello de botella de los campos de tensiones de compresión, combinados con un tirante (T), y nodos CCT y CCCS, Roca (2006)	72
Figura 3.2 Modelos propuestos para muros bajo carga vertical uniforme, Roca (2006)	74
Figura 3.3 Modelos propuestos para muros bajo cargas verticales parciales o concentradas, Roca (2006)	77
Figura 3.4 Modelo B-T modificado A para muros anchos superiormente confinados.....	79
Figura 3.5 Modelo B-T modificado B para muros anchos superiormente confinados.....	82
Figura 3.6 Mecanismo primario (a) y posibles mecanismos residuales (b), (c) para un muro con abertura, Roca (2006).....	85
Figura 3.7 Modelos residuales muros macizos superiormente confinados	86
Figura 3.8 Muro que contiene en su panel izquierdo un posible modelo residual. Lobato (2009).....	87
Figura 4.1 Comparativa cargas últimas Campaña I.....	90
Figura 4.2 Comparativa cargas últimas Campaña III.	90
Figura 4.3 Malla de elementos finitos.	93
Figura 4.4 Deformadas muro 100kN. (a) experimental y (b) numérica.....	94
Figura 4.5 Deformadas muro 250 kN. (a) experimental y (b) numérica.....	95
Figura 4.6 Muro con 30 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.	96
Figura 4.7 Muro con 100 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.	96
Figura 4.8 Muro con 200 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.	97
Figura 4.9 Muro con 250 kN de carga vertical. Curvas carga-desplazamiento horizontal.	97
Figura 4.10 Cargas últimas experimental vs numérica.....	99
Figura 4.11 Incidencia de la relación b/h en la respuesta del modelo. Las series de datos son comparativos entre Modelo numérico y Modelo B-T.	101
Figura 4.12 Comparativa mecanismo resistente. (a) tensiones principales de compresión en el modelo numérico con $b/h=2$ y $\sigma=1$ N/mm ² y (b) Modelo B-T en abanico modificado.....	102
Figura 4.13 Incidencia de la relación b_w/h_u . Muro de 0.6mx1m	103
Figura 4.14 Incidencia de la relación b_w/h_u . Muro de 1mx1m.	104

Figura 4.15 Tensiones principales de compresión para 200 kN de carga vertical, [kN/cm ²] y comparativa modelos numéricos con modelo B-T.....	106
Figura 4.16 Incidencia de la relación b_u/h_u . Muro de 2mx1m.....	107
Figura 4.17 Muro con 400 kN de carga vertical. Comparativos modelos numéricos con modelos B-T.	108
Figura 4.18 Incidencia del tamaño de las unidades. Muro de 2mx1m.....	111
Figura 4.19 Tensiones principales de compresión para el muro de 2mx1m con 200 kN de carga vertical, [kN/cm ²].	112
Figura 4.20 Muro de 2mx1m con diferentes valores de $\tan \phi$	114
Figura 4.21 Incidencia de la cohesión.....	115
Figura 4.22 Muro 0.6mx1m. Comparativa modelo numérico con modelo B-T.....	116
Figura 4.23 Muro 2mx1m. Comparativa modelo numérico con modelos B-T.	116
Figura 5.1 Elementos de 8 nodos para las unidades	120
Figura 5.2 Elementos de 8 nodos para las unidades	120
Figura 5.3 Modelo propuesto para interfases, Lourenço (1996).....	121
Figura 5.4 Modelo de “tensión cut-off” para juntas de rotura en unidades	121
Figura 5.5 Geometría muros J4D, J5D y J7D: (a) fase 1 aplicación carga vertical, (b) fase 2 aplicación carga horizontal, (Lourenço 1996).	123
Figura 5.6 Muros J4D y J5D. Mecanismos de rotura: (a) experimentales y (b) numérico.....	124
Figura 5.7 Muro J7D. Mecanismos de rotura: (a) experimental y (b) numérico.	125
Figura 5.8 Muros J4D y J5D. Curvas carga-desplazamiento horizontal.	126
Figura 5.9 Muro J7D. Curvas carga-desplazamiento horizontal.	127
Figura 5.10 Cargas horizontales últimas.....	128
Figura 5.11 Geometría de los muros NMV2 y NMV4 en [mm]. Martínez (2003).....	130
Figura 5.12 Muro NMV2: (a) Tensiones principales en rotura modelo numérico [N/mm ²], (b) Rotura experimental	131
Figura 5.13 Muro NMV4: (a) Tensiones principales en rotura modelo numérico [N/mm ²], (b) Rotura experimental	132
Figura 5.14 Muro NMV2. Curvas carga-desplazamiento horizontal.....	133
Figura 5.15 Muro NMV4. Curvas carga-desplazamiento horizontal.....	133
Figura 5.16 Modelo lineal de “tensión cut-off”	136
Figura 5.17 Modelo frágil para el softening por tensión en las unidades	136
Figura 5.18 Comparativa modelos.....	138
Figura 5.19 Modelo numérico para 400 kN de carga vertical (deformada y tensiones principales de compresión [N/mm ²])	139
Figura 5.20 Modelo numérico para 1500 kN de carga vertical; (a) deformada y tensiones principales de compresión [N/mm ²]; (b) fisuración en las unidades.....	140
Figura 5.21 Modelo numérico para 2000 kN de carga vertical (deformada y tensiones principales de compresión [N/mm ²])	140

Figura 5.22 Geometría muro y dispositivo de ensayo	141
Figura 5.23 Cargas últimas	143
Figura 5.24 Muro para 31 kN de carga vertical, a. deformada y tensiones principales de compresión [N/mm ²], b. mecanismo de rotura experimental	144
Figura 5.25 Muro con 75 kN de carga vertical, a. deformada y tensiones principales de compresión [N/mm ²], b. fisuración en las unidades y c. mecanismo de rotura experimental	146
Figura 5.26 Muro con 115 kN de carga vertical, a. deformada y tensiones principales de compresión [N/mm ²], b. Mecanismo de rotura experimental.....	147
Figura 5.27 Incidencia de la cohesión para el muro con b/h = 0.6.....	149
Figura 5.28 Incidencia de la cohesión para el muro con b/h = 1.0.....	150
Figura 5.29 Incidencia de la cohesión para el muro con b/h = 1.18.....	151
Figura 5.30 Incidencia de la cohesión para el muro con b/h = 1.5.....	152
Figura 5.31 Incidencia de la cohesión para el muro con b/h = 2.0.....	153
Figura 5.32 Incidencia de la cohesión para el muro con b/h = 4.0.....	154
Figura 5.33 Tensiones principales muro con b/h=1.5, [N/mm ²].	156
Figura 5.34 Tensiones principales muro con b/h=2.0, [N/mm ²].	156
Figura 5.35 Tensiones principales muro con b/h=4.0, [N/mm ²].	157
Figura 5.36 Tensiones verticales en la base del muro con b/h=1.5.....	158
Figura 5.37 Tensiones verticales en la base del muro con b/h=2.0.....	158
Figura 5.38 Tensiones verticales en la base del muro con b/h=4.0.....	158
Figura 5.39 Muro con b/h=1.5. (a) Cargas últimas y (b) Comparativa distribución tensiones verticales en la base.....	160
Figura 5.40 Muro con b/h=2.0. (a) Cargas últimas y (b) Comparativa distribución tensiones verticales en la base.....	160
Figura 5.41 Muro con b/h=4.0. (a) Cargas últimas y (b) Comparativa distribución tensiones verticales en la base.....	161
Figura 5.42 Variación de β en el modelo B-T modificado A.	162