



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE YUCATÁN

FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

**“COMPORTAMIENTO FUERA DEL PLANO DE
MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON
ELEMENTOS CONFINANTES DE SECCIÓN
TRANSVERSAL MÍNIMA”**

TESIS

PRESENTADA POR:

I.C. JAVIER G.CANTÓN DÍAZ

EN OPCIÓN AL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

OPCIÓN ESTRUCTURAS

MÉRIDA, YUCATÁN, MÉXICO

2016

Aunque este trabajo hubiere servido para el Examen de Grado y hubiera sido aprobado por el sínodo, sólo el autor es responsable de las doctrinas emitidas en él.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y a la Universidad Autónoma de Yucatán, por su apoyo y patrocinio para la realización de este proyecto de tesis.

RESUMEN

En México la mampostería como sistema estructural es ampliamente utilizada por la industria de la construcción. Su popularidad radica en su bajo costo, facilidad constructiva y mantenimiento mínimo. En años recientes se ha estudiado el comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Las variables que controlan el comportamiento fuera del plano de estos muros son: condiciones de apoyo, relación de aspecto, relación de esbeltez, rigidez de los elementos confinantes, carga axial y la presencia de aberturas. En la mayoría de los estudios anteriores se han utilizado elementos confinantes de dimensiones mayores a las utilizadas en la práctica constructiva.

En este trabajo se evaluó el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada de diferentes relaciones de aspecto con elementos confinantes de sección transversal mínima. Se ensayaron dos muros bajo cargas monotónicas incrementales hasta la falla: un muro rectangular (M1) y otro cuadrado (M2). Las dimensiones del muro M1 fueron de 357 cm x 271 cm (longitud x altura) y del muro M2 de 275 cm x 271 cm. La relación de aspecto de los muros fue de 0.76 y 0.99, respectivamente. Se utilizaron bloques huecos de concreto de tres celdas de dimensiones nominales de 15 cm x 20 cm x 40 cm (ancho x alto x largo). Se empleó mortero en las juntas en proporciones por volumen 1:2:7 (Cemento Portland: cal: arena). Los elementos confinantes fueron diseñados con la finalidad de inducir su falla por flexión. La resistencia fuera del plano de los muros se calculó mediante el Método del Puntal Bidireccional. Se realizó un análisis de sensibilidad de las principales variables que afectan la resistencia fuera del plano de los muros: módulo de elasticidad, inercia de los elementos confinantes y tipo de distribución de fuerzas en el plano. Dicho análisis se realizó utilizando el método del Puntal Bidireccional. Se calibró el Método del Puntal Bidireccional con la finalidad de utilizar el módulo de elasticidad adecuado para concreto con agregado calizo de la región.

La resistencia fuera del plano del muro M1 fue de 1,180.65 kg/m² y la del muro M2 fue de 1,528.86 kg/m². En ambos muros se observó la falla del panel: el muro M1 presentó la inestabilidad de los segmentos del muro y el muro M2 presentó el aplastamiento de la mampostería. Se observó que la resistencia fuera del plano de los muros aumenta conforme aumenta la relación aspecto. La capacidad de deformación de los muros disminuye conforme aumenta la relación de aspecto. Se observó en ambos muros que después de la formación del patrón de agrietamiento final y la falla del panel, parte de los bloques quedaron adheridos a los elementos confinantes. Debido a lo anterior se formó una sección compuesta concreto-bloque. Por lo que existen zonas en el marco de elementos confinantes en las que hay mayor resistencia y rigidez que la que provee únicamente la sección transversal de concreto reforzado. Finalmente, para el cálculo de la resistencia fuera del plano con el método del Puntal Bidireccional se recomienda utilizar una distribución uniforme de fuerzas en el plano de igual magnitud en las cadenas y castillos, las propiedades geométricas de la sección gruesa de concreto, el módulo de elasticidad para concreto de origen calizo y para el panel de mampostería una longitud de falla del 45%.

ABSTRACT

In México confined masonry walls are commonly used as structural system in the construction industry. Its popularity is due to its low cost, ease of construction and minimum maintenance. In recent years, the behavior of confined masonry walls subjected to out-of-plane loads, has been studied. The variables that control the out-of-plane behavior of walls are: wall boundary conditions, wall aspect ratio, wall slenderness ratio, stiffness of the confining elements, wall axial load and wall openings. In all those studies, wall with confining elements bigger than those used in building practice, has been used.

In this research study, the out-of-plane behavior of confined masonry walls was evaluated. Walls with different aspect ratios and confining elements with minimum cross section, were considered. Two walls were tested, a rectangular (M1) and a square wall (M2). Dimensions for wall M1 were 357 cm x 271 cm (length x height) and for wall M2, 275 cm x 271 cm. Corresponding wall aspect ratios were 0.76 and 0.99. In both cases, hollow concrete blocks with three vertical cells were used. Nominal dimensions of blocks were 15 cm x 20 cm x 40 cm (thickness x height x length). Mortar used in construction was in proportion by volume 1:2:7 (Portland cement: lime: sand). The concrete confining elements were designed to induce their flexural failure. The out-of-plane strength of the walls was determined using the Bidirectional Strut Method. The out-of-plane strength of wall M1 was 1,180.65 kg/m² and for wall M2 was 1,528.86 kg/m². Panel failure was observed for both walls. Failure of wall M1 was related to the instability of walls segments, while wall M2 to crushing of masonry. A sensitivity analysis was carried out using the Bidirectional Strut Method. The variables considered were the modulus of elasticity, the moment of inertia of cross section of confining elements and the type of in-plane force distribution were considered. The Bidirectional Strut Method was calibrated to use the modulus of elasticity for concrete made with limestone aggregates.

Based on the results of this study, it was concluded that the out-of-plane strength of the walls increases as wall aspect ratio increase. The deformation capacity of walls

decrease as the wall aspect ratio increase. It was observed that after the formation of the final cracking pattern and the panel failure, part of the blocks were attached to the concrete confining elements. Therefore a concrete-block composite section was formed. In consequence, there are zones along the confining elements in which the strength and stiffness is greater than that of the reinforced concrete cross section. Finally, to determine the out-of-plane strength of walls, it is recommended to use the Bidirectional Strut Method, with a uniform in-plane force distribution, the geometrical properties of gross cross section, the modulus of elasticity for concrete made with limestone aggregates and a failure length of 45% for masonry panel.

ÍNDICE

RESUMEN	IV
ABSTRACT	VI
ÍNDICE	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivo.....	2
1.3 Organización de la tesis.....	3
CAPITULO 2	4
ANTECEDENTES.....	4
2.1 Comportamiento de muros de mampostería no reforzada y muros diafragma sujetos a cargas fuera del plano.....	4
2.2 Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano.....	6
CAPÍTULO 3	12
METODOLOGÍA.....	12
3.1 Selección de variables de estudio.....	12
3.2 Obtención de propiedades de los materiales	12
3.3 Diseño de los muros	13
3.4 Construcción de los muros	19
3.5 Diseño del sistema de carga e instrumentación	21
3.6 Ensaye de los muros	25

CAPITULO 4.....	26
RESULTADOS	26
4.1 Pruebas de materiales	26
4.2 Ensaye de muros de mampostería	28
4.2.1 Comportamiento del muro M1	28
4.2.2 Comportamiento del muro M2.....	36
CAPÍTULO 5	45
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	45
5.1 Patrón de agrietamiento de los muros.....	45
5.2 Comparación de resultados analíticos y experimentales	46
5.3 Incertidumbre en las variables del Método del Puntal Bidireccional	47
5.4 Calibración del método del Puntal Bidireccional	55
CAPÍTULO 6	60
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	62
APÉNDICE A	65
A.1 Granulometría de la arena	65
A.2 Dimensiones de bloques	67
APÉNDICE B	68
APÉNDICE C	70
APÉNDICE D.....	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1. Dimensiones del muro M1.....	14
Figura 3.2. Dimensiones del muro M2.....	14
Figura 3.3. Modelo para el análisis estructural del muro M1	15
Figura 3.4. Proceso constructivo de los muros.....	20
Figura 3. 5. Muros construidos.	21
Figura 3.6. Sistema de carga y soporte del muro M1	22
Figura 3.7. Sistema de carga y soporte del muro M2.....	23
Figura 3.8. Distribución de la instrumentación del muro M1	24
Figura 3.9. Distribución de la instrumentación del muro M2.....	24
Figura 4.1. Curva de granulometría de la muestras A y B de la arena.....	26
Figura 4.2. Bloques huecos de concreto de 3 celdas de 15 cm de espesor	27
Figura 4.3. Evolución del agrietamiento de la cara frontal del muro M1	29
Figura 4.4. Patrón de agrietamiento del muro M1	29
Figura 4.5. Agrietamiento de la cadena superior del muro M1	30
Figura 4.6. Falla del muro M1.....	30
Figura 4.7. Curva carga fuera del plano -desplazamiento fuera del plano del muro M1	31
Figura 4.8. Curva carga fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M1 (Cadena superior)	32
Figura 4.9. Curva carga fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo izquierdo).....	32
Figura 4.10. Curva carga fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo derecho)	33
Figura 4.11. Curva desplazamiento fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M1 (Cadena superior).....	34
Figura 4.12. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo izquierdo).....	34
Figura 4.13. Curva desplazamiento fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo derecho)	35

Figura 4.14. Curva carga-deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal del muro M1	36
Figura 4.15. Evolución del agrietamiento de la cara frontal del muro M2.....	37
Figura 4.16. Patrón de agrietamiento del muro M2	37
Figura 4.17. Agrietamiento de los elementos confinantes del muro M2	38
Figura 4.18. Falla del muro M2.....	38
Figura 4.19. Curva carga fuera del plano -desplazamiento fuera del plano del muro M2	39
Figura 4.20. Curva carga fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M2 (Cadena superior)	40
Figura 4.21. Curva carga fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo izquierdo).....	41
Figura 4.22. Curva carga fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo derecho)	41
Figura 4.23. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Cadena superior).....	42
Figura 4.24. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo izquierdo).....	43
Figura 4.25. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo derecho)	43
Figura 4.26. Curva carga fuera del plano -deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal del muro M2	44
Figura 5.1. Sección transversal de los elementos confinantes.....	48
Figura 5.2. Curva carga fuera del plano– desplazamiento fuera del plano para el muro M1	50
Figura 5.3. Curva carga – desplazamiento fuera del plano para el muro M2.....	50
Figura 5.4. Distribución de fuerzas en el plano (M1)	53
Figura 5.5. Distribución de fuerzas en el plano (M2)	53
Figura 5.6. Patrones de agrietamiento para el muro M1	54
Figura 5.7. Patrones de agrietamiento para el muro M2	54
Figura 5.8. Minimización del error global de los muros	56

Figura 5.9. Predicción de los muros de la literatura (LF =45%).....	57
Figura B. 1. Separación de los muros – longitud perdida por cada lado.	69
Figura D.1. Diagrama momento-curvatura de la sección de concreto.....	72
Figura D.2. Diagrama momento-deformación unitaria del acero de refuerzo de la sección concreto	72
Figura D.3. Diagrama momento-curvatura de la sección de concreto.....	73
Figura D.4. Diagrama momento-deformación unitaria del acero de refuerzo de la sección concreto	73

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Resultados del diseño del muro 1 y muro 2.	17
Tabla 3.2. Resumen de la cantidad de acero de los elementos confinantes.....	18
Tabla 4.1. Resistencia a compresión axial de las piezas	27
Tabla 4.2. Resistencia a compresión axial del mortero	28
Tabla 4.3. Resistencia a compresión axial del concreto.....	28
Tabla 5.1. Resistencias fuera del plano analíticas y experimentales	46
Tabla 5.2. Desplazamientos fuera del plano analíticos y experimentales	46
Tabla 5.3. Inercias de los elementos confinantes.....	48
Tabla 5.4. Resultados del análisis de fuerzas en el plano del muro M1	51
Tabla 5.5. Resultados del análisis de fuerzas en el plano del muro M2.....	52
Tabla 5.6. Comparativa de las resistencias fuera del plano analíticas	58
Tabla 5.7. Comparativa de los desplazamientos fuera del plano analíticos	59
Tabla A.1. Granulometría de la arena, muestra 1	65
Tabla A.2. Granulometría de la arena, muestra 2	66
Tabla A.3. Dimensiones de bloques huecos de 15x20x40cm	67
Tabla B.1. Valores para el cálculo del factor de corrección por área efectiva	69
Tabla C.1. Parámetros del análisis de los muros M1 y M2	70

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

En México la mampostería como sistema estructural es ampliamente utilizada por la industria de la construcción. Su popularidad radica en su bajo costo, facilidad constructiva y mantenimiento mínimo. Los muros de mampostería se pueden clasificar en: no reforzados, reforzados, diafragma y confinados. En el sureste del país es común el uso de mampostería confinada a base de piezas huecas de concreto de tres celdas.

El diseño de muros mampostería usualmente se enfoca en el efecto de las cargas en el plano inducidas por cargas muertas o vivas debidas al uso de la edificación. Sin embargo, acciones accidentales como el empuje del viento o sismo producen cargas perpendiculares o fuera del plano, en el muro.

Existen diversas investigaciones sobre muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Se han estudiado diversas variables que controlan el comportamiento fuera del plano de dichos muros, entre las que se encuentran: condiciones de apoyo (Varela *et al.* 2011), relación de esbeltez (altura entre espesor del muro) (Varela *et al.* 2012a), carga axial (Varela *et al.* 2012b), aberturas (Varela, *et al.* 2015), tipo de pieza (Moreno *et al.* 2015) y relación de aspecto (altura entre longitud del muro) (Varela *et al.* 2012a; Moreno *et al.* 2015). De dichas variables las más importantes son: la rigidez de los elementos confinantes, la relación de aspecto y la relación de esbeltez.

Existen diversos métodos analíticos utilizados para determinar la resistencia fuera del plano de muros de mampostería, como son: Líneas de Falla (Drysdale y Essawy 1988; Dawe y Seah 1989; Griffith y Vaculik 2007; Varela *et al.* 2011; Varela *et al.* 2012a), Líneas de Fluencia (Drysdale y Essawy 1988; Dawe y Seah 1989; Middleton y Drysdale 1995; Morandi *et al.* 2008; Varela *et al.* 2011; Varela *et al.* 2012a; Varela

et al. 2012b), Puntal de Compresión (Abrams *et al.* 1996; Varela *et al.* 2011; Varela *et al.* 2012a; Varela *et al.* 2012b), el Puntal y el Resorte (Varela *et al.* 2015) y el Puntal Bidireccional (Moreno *et al.* 2015; Varela *et al.* 2015). De los anteriores, con el Método del Puntal Bidireccional se predice con mayor precisión la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada.

Moreno *et al.* (2015) menciona que el comportamiento fuera del plano de los muros confinados se define por: un mecanismo de placa previo a la formación del primer agrietamiento y un mecanismo de arco posterior a la formación del patrón de agrietamiento final. El mecanismo de arco se caracteriza por la formación de puntales de compresión en dos direcciones ortogonales. Las fuerzas en los puntales se transfieren al marco de elementos confinantes por lo que se produce flexión, cortante y torsión en dicho marco. Si los elementos confinantes tienen suficiente resistencia, la falla se induce en el panel del muro, en caso contrario, se induce la falla local de los elementos confinantes. La falla en el panel del muro puede atribuirse al aplastamiento de la mampostería o la inestabilidad de los segmentos del muro.

En los trabajos previos sobre el comportamiento fuera del plano de muros confinados se han estudiado muros con una falla en el panel de mampostería (Moreno *et al.* 2015). Los elementos confinantes tuvieron en general secciones transversales y cantidades de acero de refuerzo mayores a las utilizadas tradicionalmente en la práctica constructiva. En esta tesis se consideran muros con elementos confinantes de sección transversal y cantidad de acero de refuerzo longitudinal similares a los utilizados en la práctica constructiva.

1.2 Objetivo

Evaluar el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada de diferentes relaciones de aspecto con elementos confinantes de sección transversal mínima.

1.3 Organización de la tesis

En el Capítulo 1 de este trabajo se incluyen las generalidades y los objetivos del trabajo. En el Capítulo 2 se presenta la revisión de la literatura del comportamiento fuera del plano de muros de mampostería: no reforzada, diafragma y confinada. En el Capítulo 3 se presenta la metodología desarrollada, la cual incluye: (1) Selección de variable de estudio, (2) Obtención de propiedades de los materiales, (3) Diseño de los muros, (4) Construcción de los muros, (5) Sistema de carga e instrumentación y (6) Ensaye de los muros. En el Capítulo 4 se presentan los resultados del ensaye de los materiales y los muros de mampostería confinada. En el Capítulo 5 se presenta una discusión de los resultados del ensaye de los muros de mampostería confinada y de los modelos analíticos utilizados en este trabajo. En el Capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo. Finalmente, en la sección de apéndices se presenta: A) la granulometría de las muestras de arena, las dimensiones de los bloques y la resistencia a compresión axial del mortero y del concreto, B) el cálculo del factor de corrección por área efectiva de los muros, C) los parámetros utilizados en el Método del Puntal Bidireccional para el diseño de los muros M1 y M2 y D) los diagramas momento-curvatura, las curvas momento- deformación unitaria del acero de refuerzo por flexión y los momentos flexionantes en el marco de elementos confinantes.

CAPITULO 2

ANTECEDENTES

Se presenta la revisión de la literatura sobre el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas fuera del plano. Se consideraron muros de mampostería: no reforzada, diafragma y confinada.

2.1 Comportamiento de muros de mampostería no reforzada y muros diafragma sujetos a cargas fuera del plano

Drysdale y Essawy (1988) estudiaron el comportamiento de muros de mampostería no reforzada (MNR) sujetos a presiones uniformes fuera del plano. Ensayaron 21 muros a escala natural. Se consideró como variables de estudio: la relación de aspecto, los tipos de apoyo y la carga axial. Se desarrollaron dos modelos para el cálculo de la resistencia máxima: el Método de Líneas de Fluencia (LF) y el Método de Líneas de Falla (LFa). Ambos métodos se basan en el equilibrio entre el trabajo externo y el trabajo interno. Con dichos métodos en general se obtienen resistencias similares a las experimentales. El método de LF tiende a sobrestimar la resistencia y el método de LFa tiende a subestimarla. Se concluyó que la carga axial y la relación de aspecto incrementaron la resistencia fuera del plano.

Dawe y Seah (1989) ensayaron 9 muros diafragma (MD) de MNR con marcos de acero sujetos a cargas fuera del plano. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las variables de estudio fueron las condiciones de apoyo, la relación de esbeltez y el efecto de las aberturas. La falla de los muros estuvo asociada al aplastamiento de la mampostería. Se observó que la resistencia fuera del plano incrementa si la relación de esbeltez disminuye. La presencia de una abertura relativamente pequeña al centro de los muros no reduce la resistencia fuera del plano. Se desarrolló un modelo para determinar la resistencia fuera del plano basado en el método de las Líneas de Fluencia (LF). Este método se modificó

para incluir la acción de arco en dos direcciones ortogonales (LFM). La inclusión del mecanismo de arco mejoró las predicciones de las resistencias.

Middleton y Drysdale (1995) ensayaron 6 MNR sujetos a cargas fuera del plano. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las variables estudiadas fueron el efecto del tamaño y la localización de las aberturas. Se observó un comportamiento elástico lineal antes del agrietamiento. Posteriormente se observó la formación de un mecanismo de colapso definido por un patrón de agrietamiento y finalmente la falla. La resistencia de los muros con aberturas fue similar a la del muro sin aberturas. La presencia de aberturas permitió mayores desplazamientos fuera del plano. Se desarrollaron modelos analíticos basados en el método de líneas de fluencia para predecir la resistencia. Con este método se obtuvieron resistencias similares a las experimentales.

Abrams *et al.* (1996) estudiaron el comportamiento de muros de mampostería tipo diafragma (MD) sujetos a presiones uniformes fuera del plano. Las variables de estudio fueron la relación de esbeltez y el tipo de pieza. Se concluyó que la resistencia fuera del plano aumenta con la rigidez del marco en la periferia y disminuye al reducir la relación de esbeltez del muro.

Flanagan y Bennett (1999) ensayaron 3 muros diafragma (MD) de MNR con marcos de acero sujetos a cargas laterales y cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron utilizando una bolsa de aire. Los muros se construyeron con tabiques de barro. La variable de estudio fue la relación de esbeltez. La falla se asoció al aplastamiento de los segmentos de mampostería y al deslizamiento en las juntas por cortante.

Henderson *et al.* (2003) realizaron el ensaye en sitio de un muro diafragma (MD) de MNR sujeto a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron con una bolsa de aire. El MNR se construyó con tabiques de arcilla. El marco fue de acero estructural. Se concluyó que los factores que influyen en la resistencia son: la rigidez de los elementos de la periferia, los esfuerzos axiales iniciales y la excentricidad del muro respecto al marco.

Griffith y Vaculik (2007) estudiaron el comportamiento de muros de mampostería no reforzada (MNR) sujetos a presiones uniformes fuera del plano. Se ensayaron 8 muros a escala natural considerando como variables de estudio: la relación de aspecto, las condiciones de apoyo, las aberturas de los muros y la carga axial. Para el cálculo de la resistencia fuera del plano se utilizó el Método de Líneas de Falla (LFa). Este método subestimó la resistencia fuera del plano y predijo los desplazamientos observados experimentalmente. Se concluyó que la carga axial y la relación de aspecto incrementaron la resistencia fuera del plano.

Morandi *et al.* (2008) desarrollaron un modelo analítico para determinar la resistencia fuera del plano de MNR sujetos a cargas axiales y fuera del plano. El modelo se basó en el método de Líneas de Fluencia (LF). Se incluyen los efectos de segundo orden en el cálculo de los momentos resistentes. Se observó que los efectos de segundo orden se deben considerar para muros esbeltos. Con el modelo propuesto se obtienen resistencias conservadoras comparadas con las experimentales.

2.2 Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano

Varela *et al.* (2011) estudiaron el comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Ensayaron 6 muros a escala natural con diferentes condiciones de apoyo. Los tipos de apoyo fueron: desplazamiento fuera del plano restringido en tres y cuatro lados del muro. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes fueron de 15 x 15 cm (base x altura). El acero de refuerzo longitudinal consistió en cuatro barras de 9.5 mm de diámetro. Para el cálculo de la resistencia fuera del plano se utilizó el Método de Líneas de Fluencia (LF), el Método de las Líneas de Falla (LFa), el Método del Puntal de Compresión (PC) y el Método del Puntal de Compresión Modificado (PCM). En el Método de PCM se incluyó la rigidez de los elementos confinantes mediante un resorte lineal. La resistencia se subestimó con el Método de LFa, se sobrestimó con el Método del PC y se predijo con los Métodos de LF y el PCM. Se

concluyó que la resistencia fuera del plano fue poco sensible a las condiciones de apoyo evaluadas, sin embargo el patrón de agrietamiento inicial fue diferente.

Varela *et al.* (2012a) estudiaron el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada. Las variables de estudio fueron: la relación de aspecto, la relación de esbeltez y la rigidez de los elementos confinantes. Para las dimensiones de la sección transversal del elemento confinante superior se utilizaron tres diferentes peraltes, estos fueron de 20, 25 y 40 cm. La base de la sección transversal fue igual al espesor del muro, los cuales fueron de 12 y 15 cm. La falla por inestabilidad se presentó en los muros que con elementos confinantes de menor rigidez. Se presentó la falla por aplastamiento de la mampostería en muros con mayor rigidez en los elementos confinantes. Para determinar la resistencia fuera del plano analíticamente, se desarrollaron: el Método de Líneas de Falla (LFa), el Método de Líneas de Fluencia (LF), el Método del Puntal de Compresión (PC) y el Método del Puntal y el Resorte (PyR). El Método del PyR se basó en el PCM utilizado por Varela *et al.* (2011) y se modificó para tomar en cuenta la variación del área de contacto entre los segmentos de muro. La resistencia fuera del plano fue sobrestimada con el Método del PC y PCM; y se subestimó con el método de LF y LFa. El Método del PyR predijo la resistencia fuera del plano y el tipo de falla. Se concluyó que el patrón de agrietamiento final es independiente de la relación de esbeltez y es igual para muros con misma relación de aspecto. Este es función de la relación de aspecto y se puede obtener de acuerdo a las reglas de áreas tributarias para losas. La resistencia fuera del plano incrementa con la relación de aspecto y la rigidez de los elementos confinantes; por otro lado disminuye con la relación esbeltez.

Varela *et al.* (2012b) estudió el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada con diferentes niveles de carga axial. Ensayó tres muros a escala natural, dos con carga axial y uno sin carga axial. Los esfuerzos axiales considerados fueron 0.66 kg/cm^2 y 2.0 kg/cm^2 correspondientes a viviendas de un nivel y tres niveles. Las dimensiones de los elementos confinantes fueron de 15 x 20 cm (base x altura). El acero de refuerzo longitudinal para los muros sin carga

axial, consistió en cuatro barras de acero corrugado de 9.5mm. Para los muros con carga axial dicho refuerzo consistió en seis barras de acero corrugado de 12.7 mm de diámetro. En la parte analítica se empleó el Método del Puntal de Compresión Modificado (PCM) y el Método de Líneas de Fluencia (LF). Para el Método del Puntal de Compresión se propuso un procedimiento para considerar la carga axial en el cálculo de la rigidez del resorte lineal; lo cual permitió obtener mejores resultados con este método. En el muro sin carga axial se observó la falla por inestabilidad de los segmentos. En los muros con carga axial la falla fue por aplastamiento de la mampostería. Se concluyó que para muros con igual relación de aspecto y diferentes niveles de carga axial el patrón de agrietamiento final es similar. Al aumentar la carga axial se puede inducir la falla por aplastamiento de la mampostería debido al aumento de los esfuerzos a compresión sobre el panel.

Varela *et al.* (2015) ensayaron 4 muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Sus variables de estudio fueron la presencia de aberturas en el panel de mampostería, la presencia de castillos intermedios y la rigidez de los elementos confinantes en las aberturas. Los muros presentaron aberturas que simulaban puertas y ventanas. Para el confinamiento de las aberturas se utilizaron castillos exteriores y castillos interiores; de sección transversal de 15 x 15 cm (base x altura) y de 10 x 10 cm (base x altura), respectivamente. Las dimensiones de la sección transversal de la cadena superior fue de 15 x 17 cm (base x peralte) y de los castillos de 15 x 15 cm (base x altura). El acero de refuerzo longitudinal de los elementos confinantes consistió en cuatro barras de acero corrugado de 12.7 mm diámetro. Para determinar la resistencia fuera del plano se utilizó el Método del Puntal y el Resorte (PyR); el cual subestimó la resistencia fuera del plano de los muros. Se observó que la parte sólida de los muros con aberturas falló por aplastamiento. Se concluyó que la parte sólida de los muros con aberturas se comporta en una primera instancia como una losa apoyada en tres lados y para el patrón final de agrietamiento se comporta como una losa apoyada en 4 lados.

Moreno *et al.* (2015) ensayó 8 muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto y el tipo de

pieza. Las relaciones de aspecto estudiadas fueron de 0.75 y 1.00. Se consideraron cuatro tipos de piezas, bloques huecos de concreto de dos celdas, dos tipos de tabique multiperforados de arcilla y tabiques sólidos. Cada pieza tuvo diferente resistencia a la compresión. Se utilizó un esfuerzo axial de 0.83 kg/cm^2 correspondiente a una edificación de un nivel. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes fueron para los castillos $12 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ (base x peralte) y para la cadena superior de $12 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$ (base x peralte). El acero de refuerzo longitudinal para los elementos confinantes consistió en ocho barras de acero corrugado, cuatro de 12.7 mm diámetro y cuatro de 9.5 mm diámetro. Para determinar la resistencia fuera del plano de manera analítica se desarrolló el Método del Puntal Bidireccional (MPB). Este método se basa en: (1) el uso de la rigidez de ambos elementos confinantes (castillo y cadena); (2) la formación de un mecanismo de arco en dos direcciones ortogonales (vertical y horizontal); (3) la compatibilidad entre los desplazamientos en el plano, la rotación de los elementos confinantes, el acortamiento de la mampostería y el desplazamiento debido a la rotación de los segmentos de muro; (4) la formación de dos posibles mecanismos de falla: Inestabilidad de los segmentos del panel de mampostería o aplastamiento de las piezas de mampostería; (5) la formación previa del agrietamiento final del muro antes de la formación mecanismo de arco; (6) las variables que considera el MPB son: la relación de esbeltez, las condiciones de apoyo, la carga axial, la rigidez de los elementos confinantes y la presencia de aberturas. Se observó la falla de los muros por aplastamiento de la mampostería. Se concluyó que el patrón de agrietamiento es independiente al tipo de pieza y la resistencia a la compresión axial de estas. Para una misma relación de aspecto el patrón de agrietamiento final es igual sin importar la resistencia a la compresión de las piezas. La resistencia fuera del plano incrementa con la relación de aspecto del muro y la resistencia a la compresión de las piezas.

2.3 Conclusiones de la revisión de la literatura

Con base en la revisión de la literatura se concluye que las variables que controlan el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería no reforzada (MNR) y muros diafragma (MD) son: las condiciones de apoyo (Drysdale y Essawy 1988; Dawe y Seah 1989; Griffith y Vaculik 2007), la relación de esbeltez (altura entre espesor del muro) (Dawe y Seah 1989; Abrams *et al.* 1996; Flanagan y Bennett 1999), la carga axial (Henderson *et al.* 2003; Griffith y Vaculik 2007; Morandi *et al.* 2008), aberturas (Dawe y Seah 1989; Middleton y Drysdale 1995; Griffith y Vaculik 2007), rigidez de los elementos confinantes de la periferia (Henderson *et al.* 2003), excentricidad de los elementos confinantes respecto al muro (Henderson *et al.* 2003), tipo de pieza (Drysdale y Essawy 1988; Abrams *et al.* 1996) y la relación de aspecto (altura entre longitud del muro) (Drysdale y Essawy 1988; Griffith y Vaculik 2007). Similarmente, para muros de mampostería confinada se tiene que las variables que controlan el comportamiento son: las condiciones de apoyo (Varela *et al.* 2011), la rigidez de los elementos confinantes (Varela *et al.* 2012a), la relación de esbeltez, (Varela *et al.* 2012a), la carga axial (Varela *et al.* 2012b), aberturas (Varela *et al.* 2015), tipo de pieza (Moreno *et al.* 2015) y relación de aspecto (Varela *et al.* 2012a; Moreno *et al.* 2015). De dichas variables las más importantes son: la rigidez de los elementos confinantes, la relación de aspecto y la relación esbeltez.

Se han desarrollado diversos métodos analíticos para el cálculo de la resistencia fuera del plano: Líneas de falla (Drysdale y Essawy 1988; Dawe y Seah 1989; Griffith y Vaculik 2007; Varela *et al.* 2011; Varela *et al.* 2012a), Líneas de Fluencia (Drysdale y Essawy 1988; Dawe y Seah 1989; Middleton y Drysdale 1995; Morandi *et al.* 2008; Varela *et al.* 2011; Varela *et al.* 2012a, Varela *et al.* 2012b), el Puntal de Compresión (Varela *et al.* 2011; Varela *et al.* 2012a; Varela *et al.* 2012b), el Puntal y el Resorte (Varela *et al.* 2015) y el Puntal Bidireccional (Moreno *et al.* 2014; Varela *et al.* 2015). Para el cálculo de la resistencia fuera del plano de muros de mampostería no reforzada y muros

diafragmas únicamente se han utilizado los métodos de líneas de falla y líneas de fluencia. Para muros de mampostería confinada el Método del Puntal Bidireccional es con el que se predice la resistencia fuera del plano con mayor precisión. En dicho método el comportamiento fuera del plano de los muros se determina mediante la formación de un mecanismo de arco en dos direcciones ortogonales y el equilibrio de los puntales de compresión y las fuerzas fuera del plano. Los métodos analíticos para el cálculo de la resistencia fuera del plano únicamente consideran la falla del panel del muro.

Moreno *et al.* (2015) mencionan que el comportamiento fuera del plano de los muros de mampostería confinada se define por: un mecanismo de placa previo a la formación del primer de agrietamiento y un mecanismo de arco posterior a la formación del patrón de agrietamiento final. Después de la formación del patrón de agrietamiento final, el muro se divide en segmentos de muro que rotan provocando la formación de puntales de compresión en dos direcciones ortogonales. Las fuerzas en los puntales se transfieren al marco de elementos confinantes por lo que se produce flexión, cortante y torsión en dicho marco. Si los elementos confinantes tienen suficiente resistencia, la falla se induce en el panel del muro, en caso contrario, se induce la falla local en los elementos confinantes. La falla en el panel del muro puede ser debida al aplastamiento de la mampostería o la inestabilidad de los segmentos del muro.

En todos los muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano reportados en la literatura se indujo la falla en el panel del muro. En el ensaye de estos únicamente se ha observado la falla por inestabilidad de los segmentos del muro y el aplastamiento de la mampostería. En general, las dimensiones de la sección transversal y las cantidades de acero de refuerzo longitudinal de los elementos confinantes fueron mayores a las utilizadas en la práctica constructiva.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

Se presentan las actividades realizadas para el cumplimiento de los objetivos planteados en este trabajo: (1) Selección de variables de estudio, (2) Obtención de propiedades de los materiales, (3) Diseño de los muros, (4) Construcción de los muros, (5) Diseño del sistema de carga e instrumentación, (6) Ensaye de los muros e (7) Interpretación de resultados, la cual se desarrolla en el Capítulo 5 “Discusión de resultados” de este trabajo.

3.1 Selección de variables de estudio

Se seleccionó como variable de estudio la relación de aspecto de los muros. Se estudió un muro rectangular (M1) y otro cuadrado (M2), construidos a escala natural y con dimensiones similares a las de los estudios previos.

3.2 Obtención de propiedades de los materiales

Se determinaron las siguientes propiedades mecánicas de los materiales mediante muestreo y pruebas de laboratorio de acuerdo a la normatividad vigente:

- Resistencia a la compresión axial del concreto (Norma Mexicana NMX-C-061-ONNCCE-2001). Se ensayaron 12 cilindros para cada muro a una edad mínima de 28 días.
- Módulo de elasticidad del concreto (E_c); se calcula con la Ecuación 3.1. Donde (f_c) es la resistencia a compresión axial del concreto a los 28 días.
- Resistencia a compresión axial de las piezas de mampostería (Norma Mexicana NMX-C-038-ONNCE-2004). Se ensayaron 5 piezas a una edad mínima de 28 días. Adicionalmente, se registraron los tamaños de las piezas de mampostería de acuerdo a la NMX-C-038-ONNCE-2004.

- Resistencia a la compresión axial de la mampostería sobre área total de los bloques (f_{mt}) calculada con la Ecuación 3.2. Donde (f_{pt}) es la resistencia a compresión axial de los bloques de concreto sobre área total.
- Módulo de elasticidad de la mampostería (E_m) calculado con la Ecuación 3.3. Donde es (f_{mt}) es la resistencia a compresión axial de la mampostería sobre área total.

$$E_c = 8000 \times \sqrt{f_c} \quad (3.1)$$

$$f_{mt} = 3.875 \times \sqrt{f_{pt}} \quad (3.2)$$

$$E_m = 8300 \times \sqrt{f_{mt}} \quad (3.3)$$

Adicionalmente se realizó la granulometría de dos muestras del agregado fino para verificar su calidad de acuerdo a la NMX-C-077-1997-ONNCE.

3.3 Diseño de los muros

El diseño de los muros constó de dos etapas: definición de parámetros y cálculo de la cantidad de acero de refuerzo por flexión de los elementos confinantes. Los siguientes parámetros se mantuvieron constantes para el diseño de los muros:

- Altura de los muros (h) de 271 cm.
- Espesor de los muros (t) de 15 cm.
- Bloques huecos de tres celdas de concreto de resistencia a la compresión axial (f_p) de 40 kg/cm² y dimensiones nominales de 15 cm x 20 cm x 40 cm (ancho x alto x largo).
- Concreto con resistencia a la compresión axial (f_c) de 250 kg/cm².
- Mortero en proporción por volumen de 1:2:7 (Cemento Portland: Cal: Arena).
- Secciones transversales constante de los castillos y la cadena superior.
- Carga axial nula.

- Apoyo perimetral en los cuatro lados del muro como condición de apoyo.

Las dimensiones del muro M1 fue de 357 cm x 271 cm (longitud x altura) y del muro M2 de 275 cm x 271 cm. Las relaciones de aspecto de dichos muros fueron de 0.76 y 0.99, respectivamente. Las dimensiones de los castillos y la cadena superior fueron de 15 cm x 15 cm de acuerdo a los requisitos geométricos mínimos de las NTCM-04. Las dimensiones de la cadena inferior fueron de 15 cm x 25 cm. Está se dimensionó con una sección mayor con la finalidad de adecuar el muro, a las dimensiones del muro de reacción existente. Se consideraron muros no cargadores como son los muros interiores de viviendas o las bardas perimetrales; por lo tanto, no se aplicó carga axial a ambos muros. En la Figura 3.1 y Figura 3.2 se presentan las dimensiones del muro M1 y M2, respectivamente.

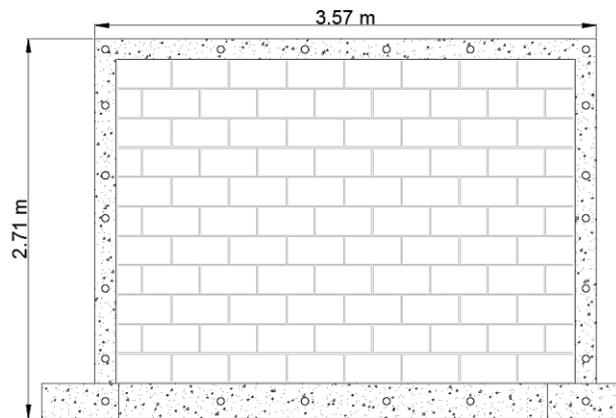


Figura 3.1. Dimensiones del muro M1

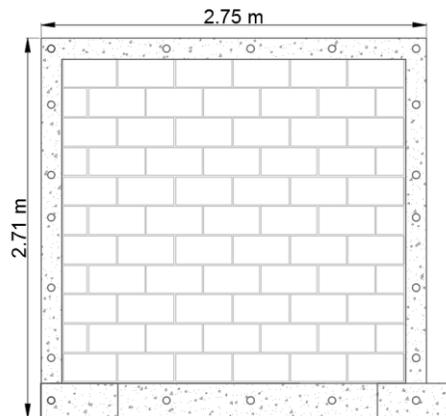


Figura 3.2. Dimensiones del muro M2

Se determinó la cantidad de acero de refuerzo por flexión de tal manera que se induzca la falla a flexión de los elementos confinantes. El procedimiento fue el siguiente:

1. Se determinó la carga fuera del plano (W_B), la carga en el plano (F_{PB}) y el tipo de falla. Para esto se utilizó el Método del Puntal Bidireccional con las propiedades geométricas y mecánicas del muro. Se utilizaron las propiedades de la sección gruesa de concreto de los elementos confinantes. Las fuerzas que se obtuvieron están asociadas a una falla del panel. La carga fuera del plano (W_B) para el muro M1 fue de 771.85 kg/m^2 y para el muro M2 fue de 1407.19 kg/m^2 . La carga en el plano (F_{PB}) para el muro M1 fue de 23.05 kg/cm y para el muro M2 fue de 40.31 kg/cm . El tipo de falla que se presentó fue la inestabilidad de los segmentos del muro y el aplastamiento de las piezas de mampostería, para el muro M1 y muro M2, respectivamente. Los datos de diseño que se utilizaron para el Método del Puntal Bidireccional se presentan en el Apéndice C.
2. Se determinó la distribución de momentos flexionantes actuantes (M_A) del marco de elementos confinantes. Para esto se realizó un análisis estructural elástico-lineal. Para este fin se aplicó la carga en el plano (F_{PB}) sobre el marco de elementos confinantes. Se modeló dicho marco utilizando el programa de análisis estructural SAP2000® (Computers and Structures Inc., 2005). En la Figura 3.3 se presenta como ejemplo el modelo utilizado para el muro M1.

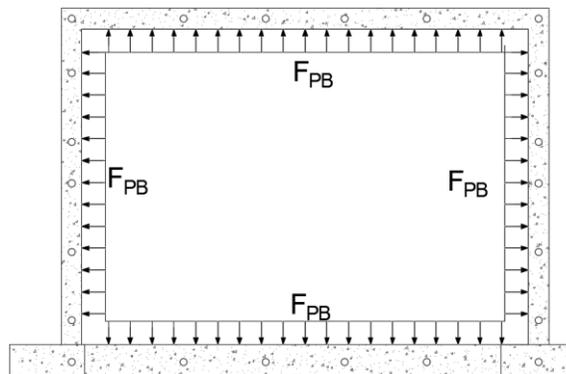


Figura 3.3. Modelo para el análisis estructural del muro M1

3. Se propuso una cantidad de acero de refuerzo longitudinal a flexión de tal manera que el momento resistente a flexión (M_R) fuera menor que el momento actuante (M_A). El momento (M_R) se calculó de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para Concreto (NTCC-04). Dicho refuerzo longitudinal consistió en 4 barras de acero corrugado de 9.5 mm de diámetro con esfuerzo nominal de fluencia de 4,200 kg/cm².
4. Se determinó la carga en el plano que produce la fluencia del acero de refuerzo longitudinal (F_{PY}). Dicha carga se determinó mediante una relación lineal entre el momento resistente propuesto (M_R) y el momento actuante máximo (M_A) producto de la carga en el plano asociada a la falla del panel (F_{PB}) (Ecuación 3.4). La carga en el plano (F_{PY}) para el muro M1 fue de 9.20 kg/cm y para el muro M2 fue de 14.70 kg/cm.

$$F_{PY} = \frac{M_R \times F_{PB}}{M_A} \quad (3.4)$$

5. Se determinó la carga fuera del plano (W_Y) que induce la fluencia del acero de refuerzo longitudinal (Ecuación 3.5). La carga fuera del plano (W_Y) para el muro M1 fue de 423.71 kg/m² y para el muro M2 fue de 736.67 kg/m².

$$W_Y = (W_{PB} - W_{CR}) \times \frac{F_{PB}}{F_Y} + W_{CR} \quad (3.5)$$

6. Se verificó que la carga fuera del plano (W_Y) sea mayor que la correspondiente al primer agrietamiento (W_{CR}). La carga fuera del plano (W_{CR}) se consideró como un porcentaje de la carga fuera del plano asociada a la falla del panel (W_{PB}), de acuerdo a la Ecuación 3.6, ajustada por Moreno *et al.* (2015). La carga fuera del plano (W_{CR}) para el muro M1 fue de 192.97 kg/m² y para el muro M2 fue de 351.80 kg/m².

$$W_{CR} = 0.25 \times W_B \quad (3.6)$$

7. Se seleccionó la cantidad de acero de refuerzo transversal de los elementos confinantes necesario para evitar una falla debida al cortante y la torsión generados por la carga en el plano (F_{PY}). Se utilizaron las disposiciones por cortante y torsión de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para Concreto (NTCC-04). El refuerzo transversal consistió en estribos de alambón de 6 mm de diámetro con esfuerzo de fluencia 2320 kg/cm² con separación variable. En la Tabla 3.1 se resumen los resultados del diseño para los muros. En la Tabla 3.2 se presenta la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal utilizado en los elementos confinantes de cada muro.

Tabla 3.1. Resultados del diseño del muro 1 y muro 2.

Muro		M1	M2
Resistencia fuera del plano asociada a la falla del panel	W_B (kg/m ²)	771.85	1407.19
Resistencia fuera del plano asociada al agrietamiento	W_{CR} (kg/m ²)	192.97	351.80
Resistencia fuera del plano asociada a la fluencia	W_Y (kg/m ²)	423.71	736.67
Carga en el plano asociada a la falla del panel	F_{PB} (kg/cm)	23.05	40.31
Carga en el plano asociada a la fluencia de los elemento confinantes	F_{PY} (kg/cm)	9.20	14.70

Tabla 3.2. Resumen de la cantidad de acero de los elementos confinantes

Muro	CADENA SUPERIOR		CADENA INFERIOR		CASTILLOS	
	Dim. (cm)	Acero de Refuerzo	Dim. (cm)	Acero de Refuerzo	Dim. (cm)	Acero de Refuerzo
M1	15 x 15	2 \varnothing #3 en ambos lechos E \varnothing #2 @5.0 cm (0-40 cm) E \varnothing #2 @7.0 cm (40-110 cm) E \varnothing #2 @20.0 cm (70-177 cm) E \varnothing #2 @7.0 cm (177-247 cm) E \varnothing #2 @5.0 cm (247- 287 cm)	15 x 15	2 \varnothing #3 en ambos lechos E \varnothing #2 @20.0 cm	15 x 15	2 \varnothing #3 en ambos lechos E \varnothing #2 @9.0 cm (0-50 cm) E \varnothing #2 @20.0 cm (50- 31 cm) E \varnothing #2 @10.0 cm (131-181 cm) E \varnothing #2 @5.0 cm (181-231 cm)
M2	15 x 15	2 \varnothing #3 en ambos lechos E \varnothing #2 @4.0 cm (0-50 cm) E \varnothing #2 @7.0 cm (50-90 cm) E \varnothing #2 @20.0 cm (90-155 cm) E \varnothing #2 @7.0 cm (155-195 cm) E \varnothing #2 @5.0 cm (195-235 cm)	15 x 15	2 \varnothing #3 en ambos lechos E \varnothing #2 @20.0 cm	15 x 15	2 \varnothing #3 en ambos lechos E \varnothing #2 @4.0 cm (0-30 cm) E \varnothing #2 @7.0 cm (30-80 cm) E \varnothing #2 @20.0 cm (80-151 cm) E \varnothing #2 @7.0 cm (151-191 cm) E \varnothing #2 @4.0 cm (191-231 cm)

3.4 Construcción de los muros

La construcción de los muros se realizó por trabajadores experimentados. El procedimiento constructivo utilizado consistió en las siguientes actividades:

1. Nivelación de la superficie de construcción mediante una cama de arena.
2. Habilitado del acero de refuerzo de la cadena inferior y de los castillos (Figura 3.4a).
3. Habilitado de la cimbra y colocación del concreto en la cadena inferior (Figura 3.4b).
4. Colocación de los bloques huecos de concreto hasta la sexta hilada (Figura 3.4c).
5. Habilitado de la cimbra y colocación del concreto en los castillos hasta una altura de 1.60 m.
6. Colocación de los bloques huecos de concreto hasta la última hilada (Figura 3.4d).
7. Habilitado del acero de refuerzo de la parte superior de los castillos y de la cadena superior.
8. Habilitado de la cimbra y colocación del concreto de la parte superior de los castillos hasta una altura de 2.56 m (Figura 3.4e).
9. Habilitado de la cimbra y colocación del concreto de la cadena superior (Figura 3.4f).

En la Figura 3. 5 se presenta una vista de los muros de mampostería confinada una vez concluida la etapa de construcción.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.4. Proceso constructivo de los muros



a) Muro M1

b) Muro M2

Figura 3. 5. Muros construidos.

3.5 Diseño del sistema de carga e instrumentación

La carga se aplicó mediante un sistema de carga fuera del plano y un sistema de soporte, utilizados en estudios previos (Moreno 2010; López 2010; Polanco 2011; Chan 2012; Baeza 2014; Moreno 2014). El sistema de carga consistió en dos bolsas de aire de 300 cm de longitud y 120 cm de altura. Las bolsas de aire se colocaron entre el muro espécimen y el muro de reacción existente. El sistema de soporte consistió en un PTR de 100 mm x 100 mm x 3 mm con un redondo liso de 19 mm soldado longitudinalmente. Dicho perfil se colocó al centro de los elementos confinantes como apoyo simple. Por otro lado en el muro M2 se retiró el PTR. En su lugar se colocaron placas de acero con dimensiones de 150 mm x 75 mm x 9.8 mm (largo x ancho x espesor) con un redondo liso de 19 mm de diámetro soldado longitudinalmente. Dichos sistemas de soporte restringieron los desplazamientos fuera del plano y permitieron la libre rotación de los elementos confinantes. En

ambos casos la separación entre dichos muros fue de 20 cm y se conectaron entre sí mediante barras roscadas de 12.7 mm de diámetro. Los muros se anclaron a la losa de reacción mediante cuatro barras roscadas de acero de 38 mm de alta resistencia (B7). En la Figura 3.6 y Figura 3.7 se presenta el sistema de carga utilizado para el muro M1 y muro M2, respectivamente.

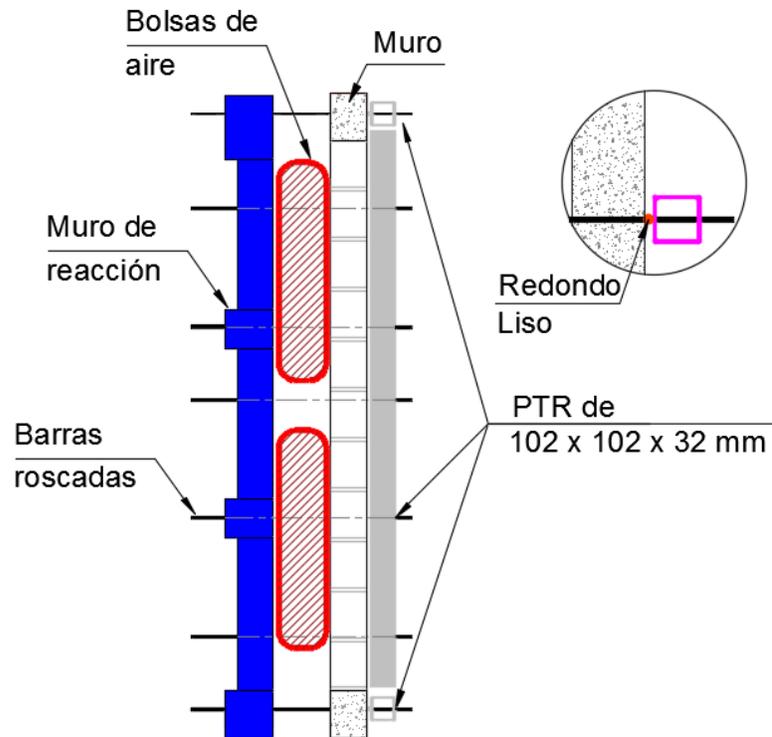


Figura 3.6. Sistema de carga y soporte del muro M1

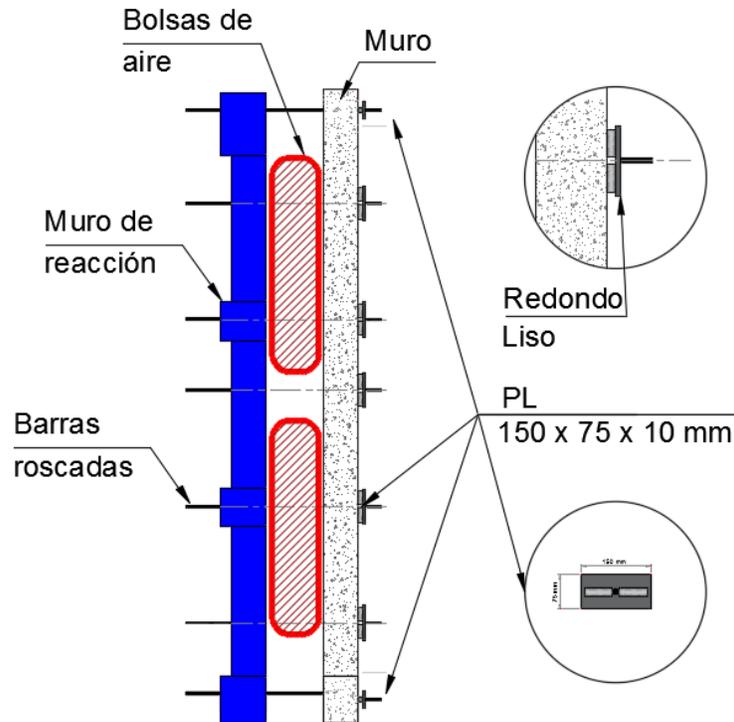


Figura 3.7. Sistema de carga y soporte del muro M2

Los desplazamientos fuera y dentro del plano se registraron con Potenciómetros Lineales (PL) de 25 mm, 50 mm y 100 mm. La carga en las bolsas de aire se registró mediante Transductores de Presión (TP) de 0.36 kg/cm^2 de capacidad. La deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal se midió mediante galgas extensométricas (SG) de 6 mm de longitud. La carga transmitida a los elementos confinantes se midió en el anclaje de los muros con Celdas de Carga (CC) con capacidad de 22.7 Ton. Los datos se registraron mediante un chasis de adquisición de datos. En la Figura 3.8 y la Figura 3.9 se presenta la ubicación y la capacidad de los potenciómetros lineales, transductores de presión, galgas extensométricas y celdas de carga del muro M1 y M2, respectivamente.

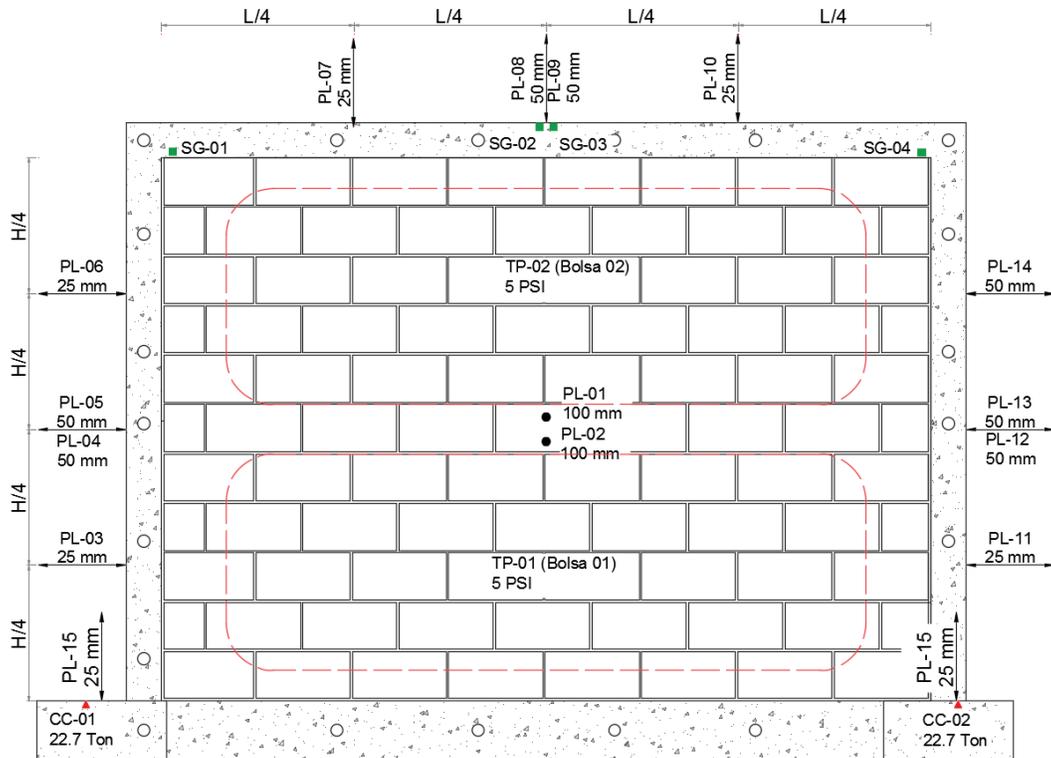


Figura 3.8. Distribución de la instrumentación del muro M1

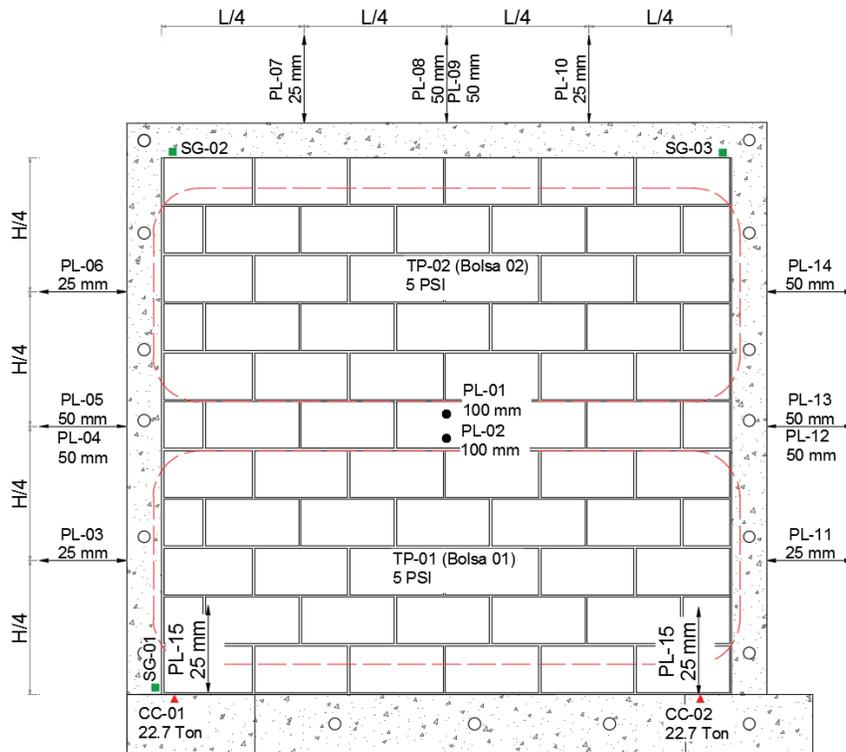


Figura 3.9. Distribución de la instrumentación del muro M2

3.6 Ensaye de los muros

Los muros se ensayaron bajo cargas fuera del plano monotónicas incrementales hasta alcanzar la falla. El ensaye inició con el inflado de las bolsas de aire hasta una carga aproximada de 50 kg/m^2 . En este punto se verificó que la presión de las bolsas de aire fuera similar. De igual manera se revisó que toda la instrumentación funcionará adecuadamente. Después se incrementó gradualmente la carga y se monitoreó el avance del agrietamiento de los muros. La prueba se detuvo momentáneamente en algunos puntos en los que se observó un agrietamiento significativo, con el propósito de marcar en el muro el avance de dicho agrietamiento.

CAPITULO 4.

RESULTADOS

En este capítulo se presentan las propiedades de los materiales y los resultados experimentales de los ensayos de los muros.

4.1 Pruebas de materiales

En la Figura 4.1 se presentan las curvas de granulometría de la arena del mortero de las muestras realizadas. El módulo de finura fue de 3.10 y 3.11 para la muestra A y B, respectivamente. La granulometría para ambas muestras se encuentra entre los límites inferior y superior establecidos en la norma NMX-C-077-ONNCE-1997. Los detalles de la granulometría se presentan en el Apéndice A.

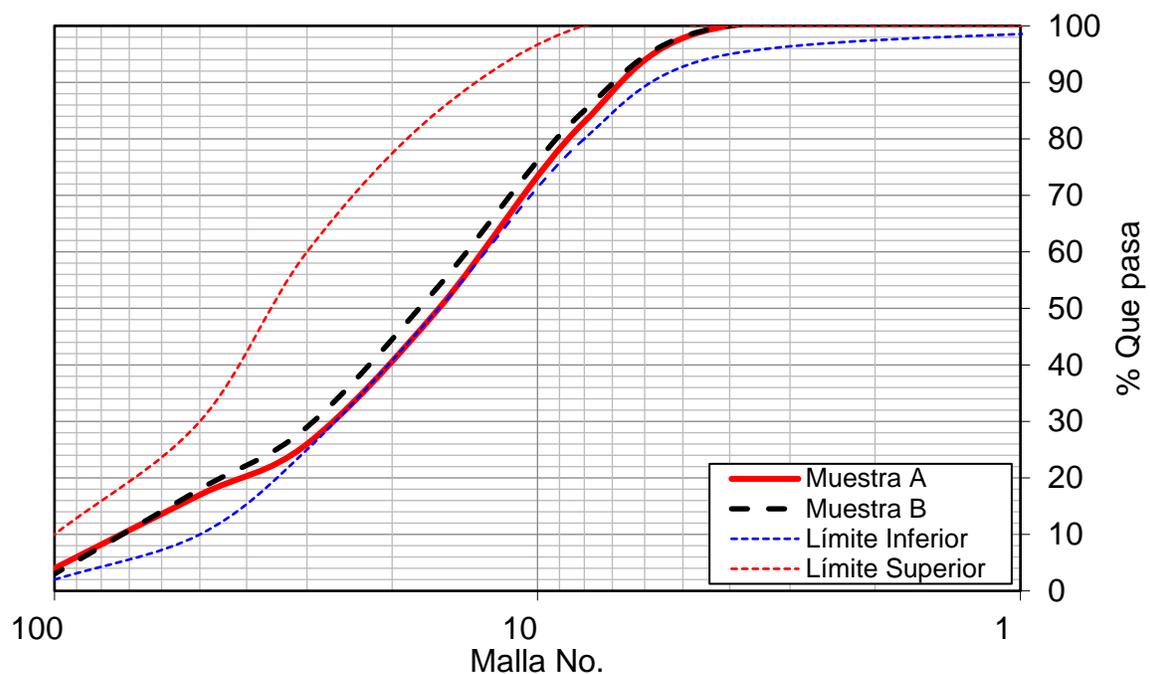


Figura 4.1. Curva de granulometría de la muestras A y B de la arena

Las dimensiones reales promedio de los bloques huecos de concreto de tres celdas fueron de 14.3 cm x 19.2 cm x 39.6 cm (espesor x altura x largo) (Figura 4.2). El espesor promedio de las paredes de las celdas fue de 2.59 cm. Dicho espesor se

determinó como el promedio de los valores superiores e inferiores de las paredes de las celdas. Los valores considerados fueron T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8 y T9 (Figura 4.2). El área neta promedio y el área gruesa promedio de los bloques fue de 276.78 cm² y 565.42 cm², respectivamente. En el Apéndice A se presentan las dimensiones registradas de los bloques.

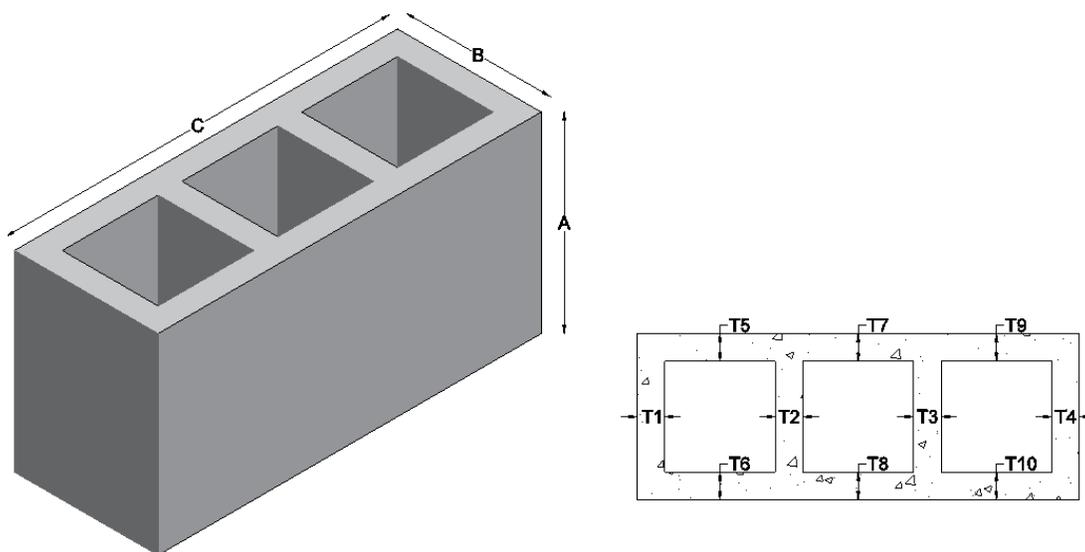


Figura 4.2. Bloques huecos de concreto de 3 celdas de 15 cm de espesor

En la Tabla 4.1 se presenta la resistencia a compresión axial de los bloques de concreto. La resistencia a compresión axial de los bloques sobre área total (f_{pt}) y sobre área neta (f_{pn}) fue de 83.80 kg/cm² y 41.03 kg/cm², respectivamente. El coeficiente de variación de dichas resistencias fue de 6.39%.

Tabla 4.1. Resistencia a compresión axial de las piezas

Bloque	Área (cm ²)		Resistencia (kg/cm ²)	
	Total	Neta	Área Total	Área Neta
B1	564.85	279.64	41.66	84.16
B2	560.90	274.74	45.38	92.66
B3	566.28	274.53	38.83	80.09
B4	570.24	276.15	38.34	79.16
B5	564.85	278.82	40.96	82.97
Promedio	565.42	276.78	41.03	83.80
CV	0.59%	0.85%	6.39%	6.39%

En la Tabla 4.2 y Tabla 4.3 se presentan los valores de la resistencia a compresión axial promedio del mortero (f_f) y del concreto (f_c), respectivamente.

Tabla 4.2. Resistencia a compresión axial del mortero

Resistencia (kg/cm ²)	Edad (Días)
36.05	162

Tabla 4.3. Resistencia a compresión axial del concreto

Muro	Resistencia (kg/cm ²)	Coefficiente de variación	Edad (días)
M1	281.05	4.01%	51
M2	269.50	5.01%	46

4.2 Ensaye de muros de mampostería

4.2.1 Comportamiento del muro M1

El primer evento observado durante el ensaye del muro M1 fue la aparición de una grieta horizontal en la cara frontal entre la séptima y la octava hilada del muro (Figura 4.3a). Con el incremento de la carga se propagaron las grietas de forma escalonada del centro del panel hacia las uniones entre las cadenas y los castillos (Figura 4.3b y Figura 4.3c); posteriormente se formó una grieta horizontal entre la sexta y la séptima hilada del muro (Figura 4.3d). En la Figura 4.4 se presenta el patrón de agrietamiento final de dicho muro.

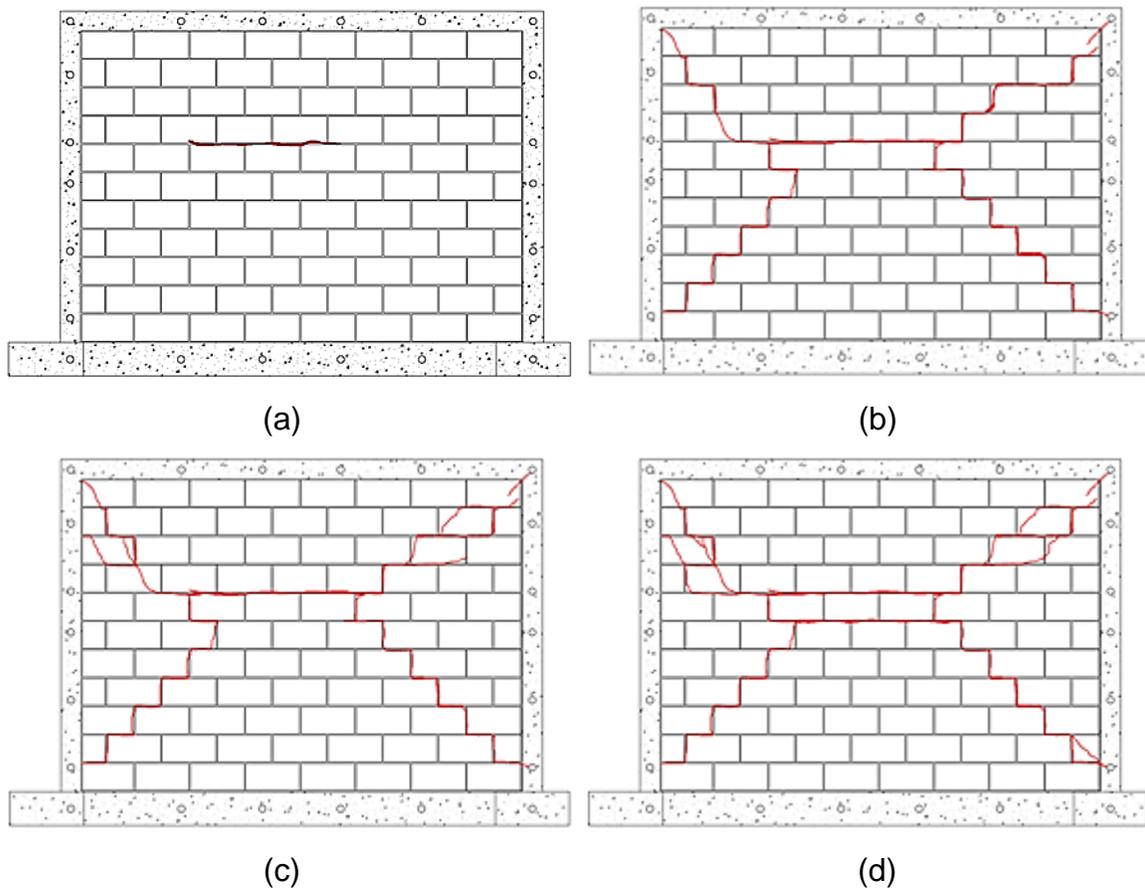


Figura 4.3. Evolución del agrietamiento de la cara frontal del muro M1



Figura 4.4. Patrón de agrietamiento del muro M1

Adicionalmente, en la cara posterior del muro M1 se observó el agrietamiento horizontal del panel entre la décima y la décimo primera hilada del muro; así como entre la primera y la segunda hilada. Posteriormente se observó el agrietamiento de la cadena superior, en dicha cara del muro (Figura 4.5). Con el incremento de carga se observó la formación de una grieta vertical del lado derecho del muro entre el panel de mampostería y el castillo. Se observó que la primera y la décimo primera hilada permanecieron adheridas al muro. La falla del muro se atribuyó a la inestabilidad de los segmentos de muro (Figura 4.6).

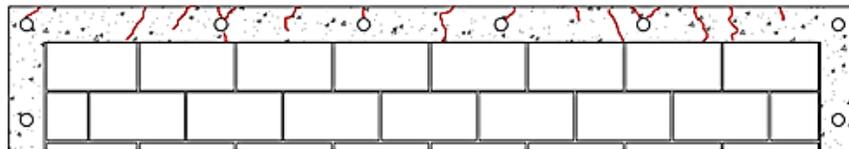


Figura 4.5. Agrietamiento de la cadena superior del muro M1



Figura 4.6. Falla del muro M1

En la Figura 4.7 se presenta la curva carga fuera del plano - desplazamiento fuera del plano del muro M1. Las cargas reportadas corresponden a las medidas sobre el área neta de contacto de las bolsas de aire. El desplazamiento fuera del plano se registró en el centro del panel del muro (PL1 y PL2). La resistencia fuera del plano del muro M1 fue de 1180.65 kg/m^2 . El desplazamiento fuera del plano asociado a dicha resistencia fue de 2.44 cm .

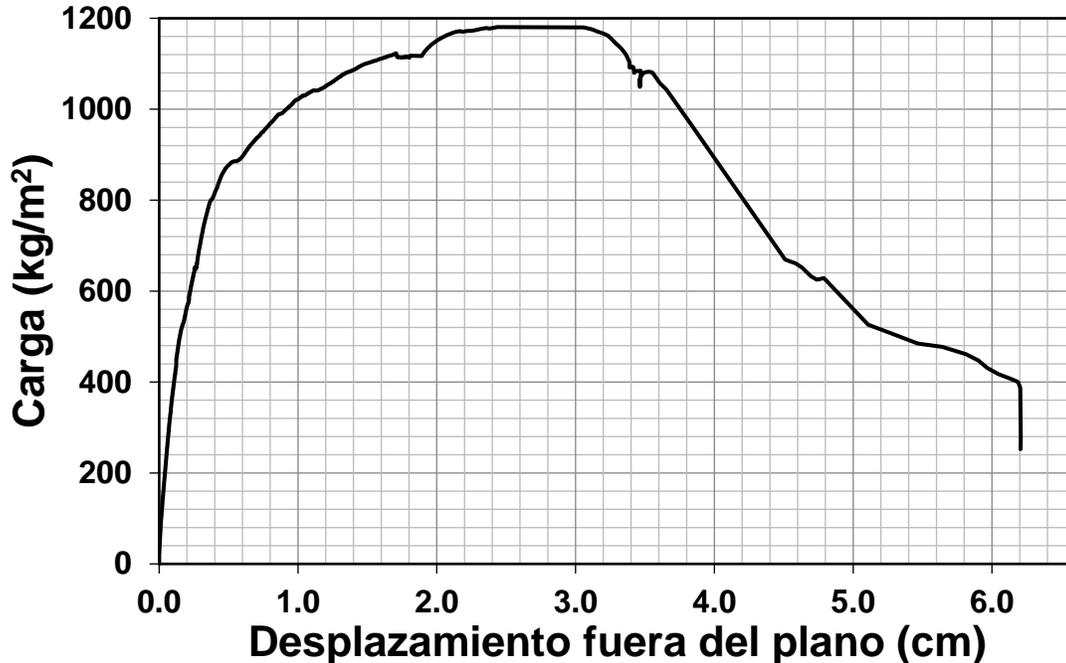


Figura 4.7. Curva carga fuera del plano -desplazamiento fuera del plano del muro M1

En la Figura 4.8, se presentan las curvas carga fuera del plano - desplazamiento en el plano de la cadena superior. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas, se registraron con los potenciómetros lineales PL07, PL10 y el promedio de PL08 y PL09, respectivamente. En la Figura 4.9 y la Figura 4.10 se presentan las curvas carga fuera del plano - desplazamiento en el plano del castillo izquierdo y del castillo derecho, respectivamente. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas para el castillo izquierdo, se registraron con los potenciómetros lineales PL03, PL06 y el promedio de PL04 y PL05, respectivamente. Similarmente para las tres curvas del castillo derecho dichos desplazamientos se registraron, con los potenciómetros lineales PL11, PL14 y el promedio de PL12 y PL13. Los desplazamientos en el plano, asociados a la resistencia fuera del plano del muro, fueron de 4.04 mm, 1.39 mm y 2.56 mm para el centro de la cadena superior, el centro del castillo izquierdo y el centro del castillo derecho, respectivamente.

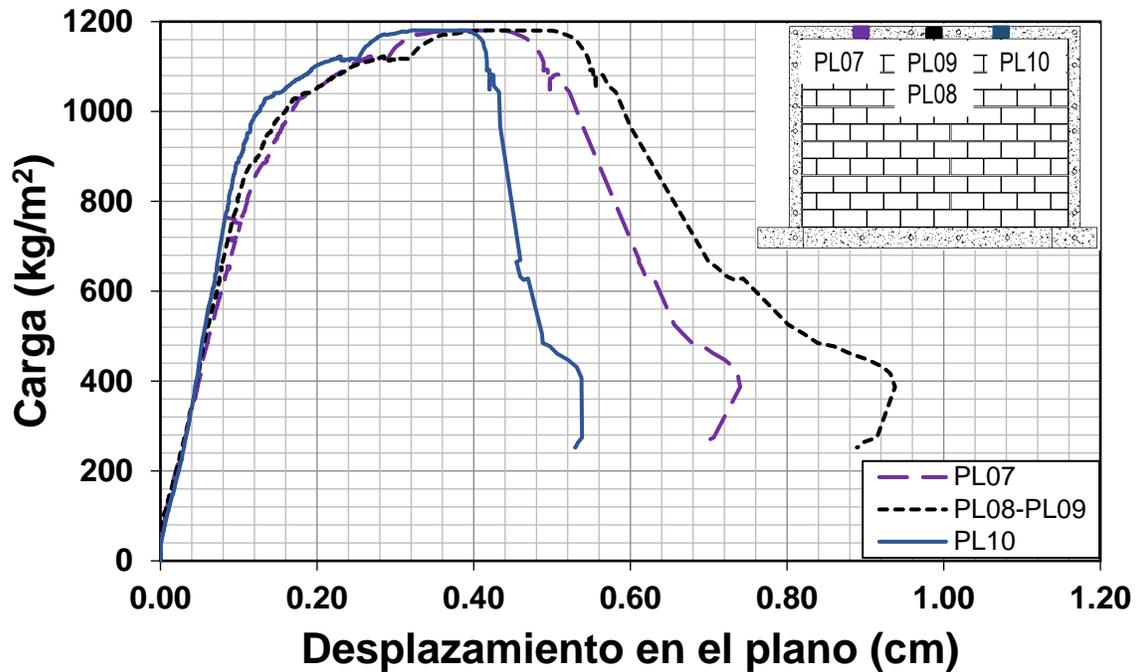


Figura 4.8. Curva carga fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M1
(Cadena superior)

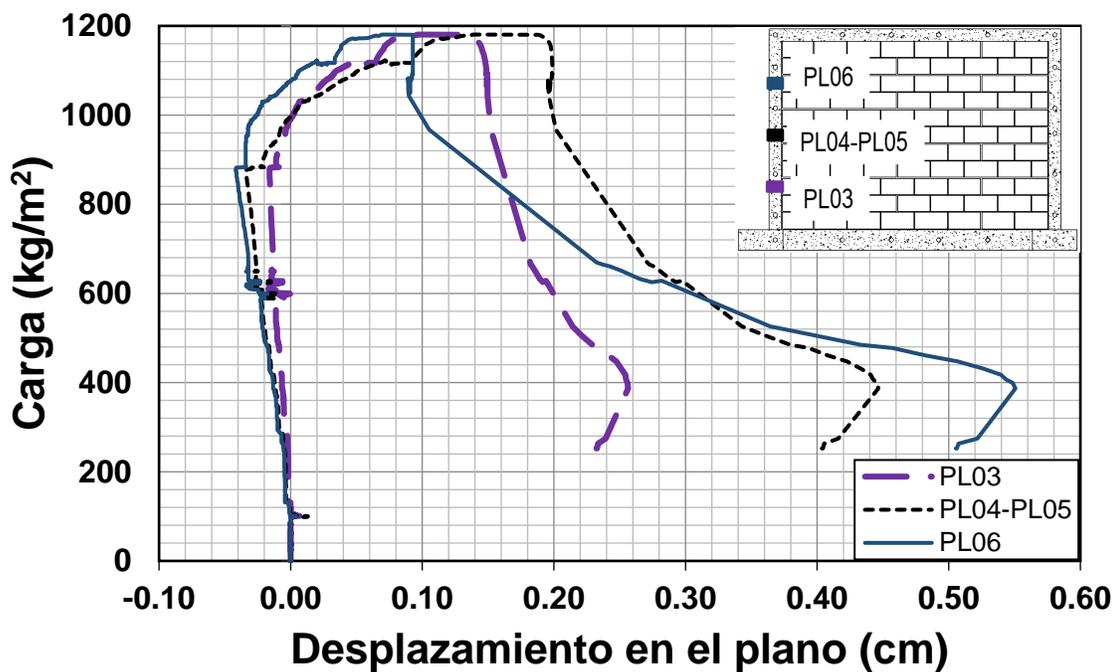


Figura 4.9. Curva carga fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M1
(Castillo izquierdo)

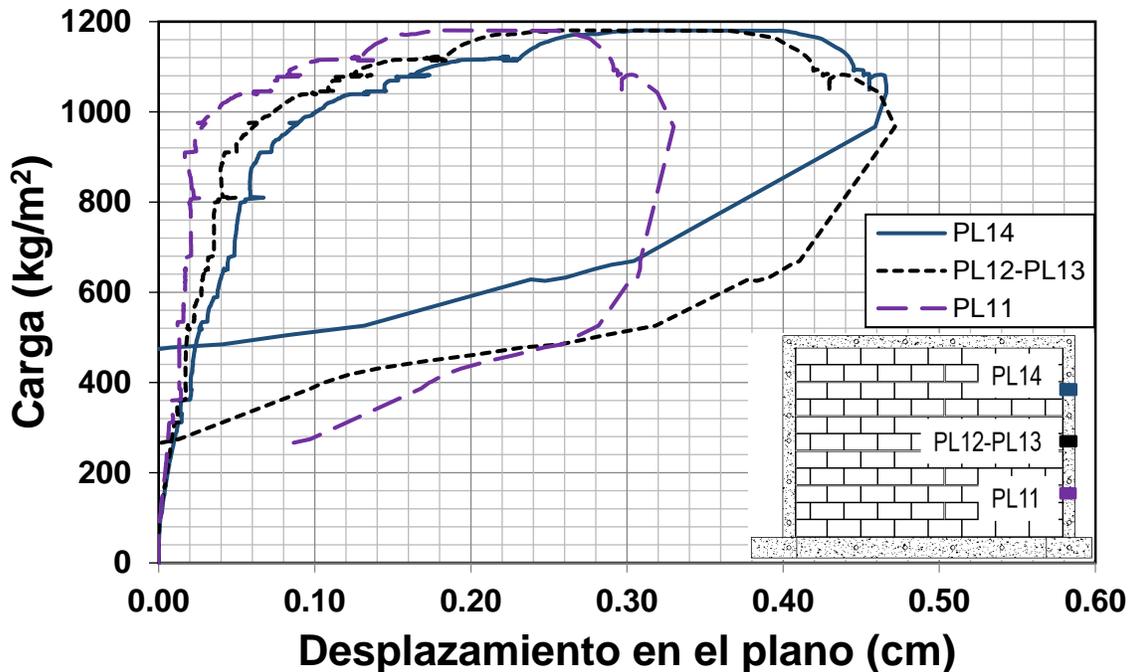


Figura 4.10. Curva carga fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo derecho)

En la Figura 4.11 se presentan las curvas desplazamiento fuera del plano - desplazamiento en el plano de la cadena superior. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas, se registraron con los potenciómetros lineales PL07, PL10 y el promedio de PL08 y PL09, respectivamente. En la Figura 4.12 y la Figura 4.13 se presentan las curvas desplazamiento fuera del plano - desplazamiento en el plano del castillo izquierdo y del castillo derecho, respectivamente. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas para el castillo izquierdo, se registraron con los potenciómetros lineales PL03, PL06 y el promedio de PL04 y PL05, respectivamente. Similarmente para las tres curvas del castillo derecho dichos desplazamientos se registraron, con los potenciómetros lineales PL11, PL14 y el promedio de PL12 y PL13. En la Figura 4.12 y la Figura 4.13 se observa que para un mismo desplazamiento fuera del plano, el castillo derecho del muro M1 tuvo mayores desplazamientos horizontales en el plano que el castillo izquierdo. Lo anterior se atribuye a que en el lado derecho se inflaron las bolsas de aire.

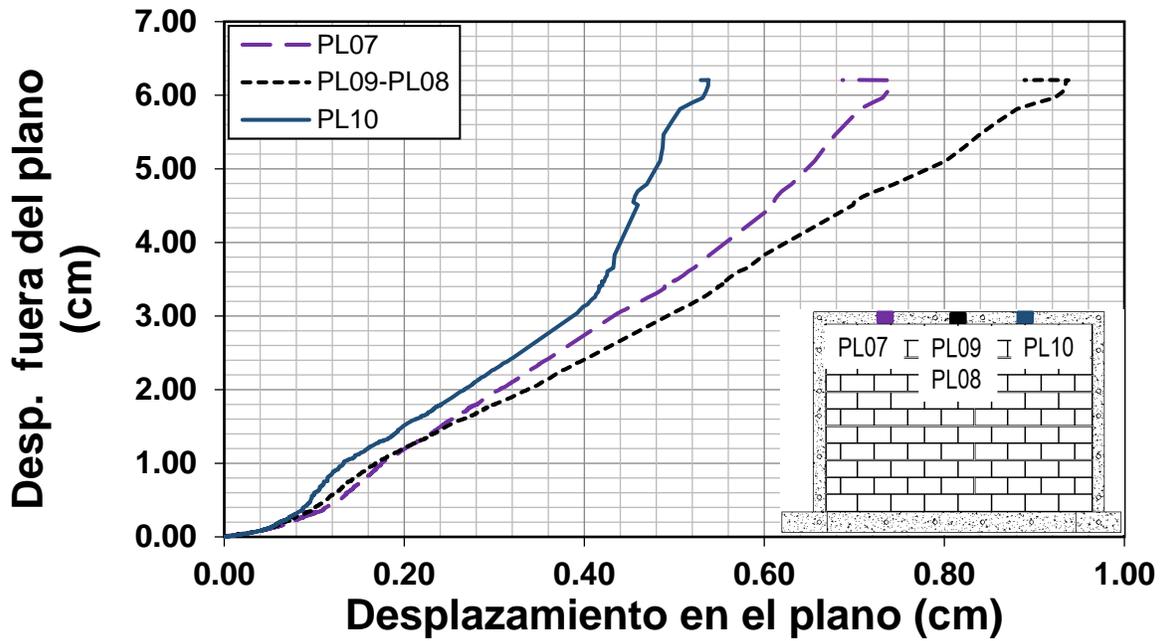


Figura 4.11. Curva desplazamiento fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M1 (Cadena superior)

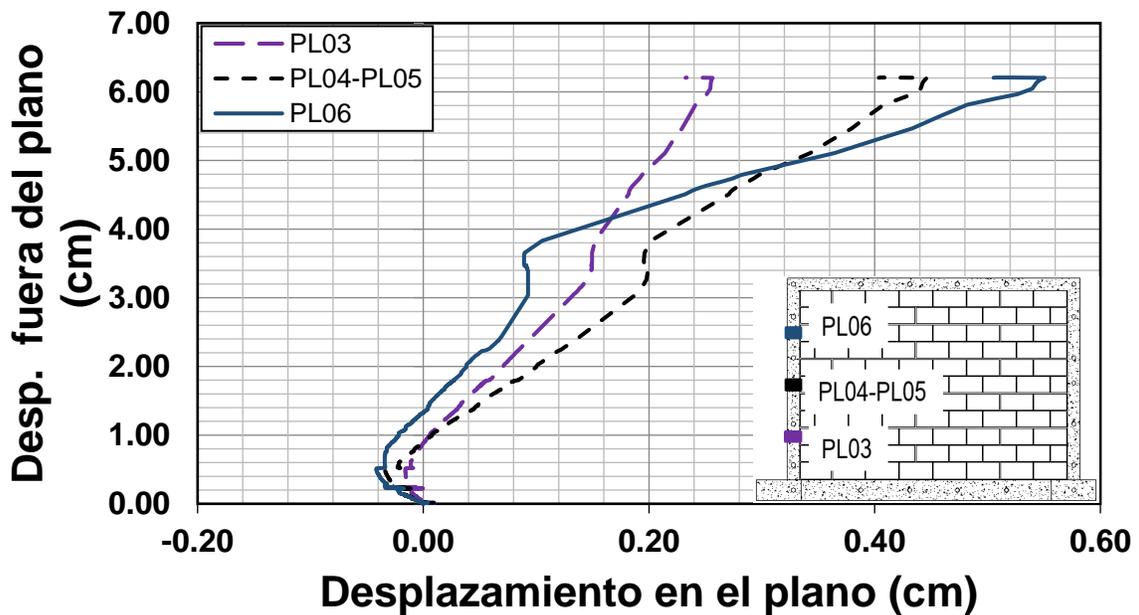


Figura 4.12. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo izquierdo)

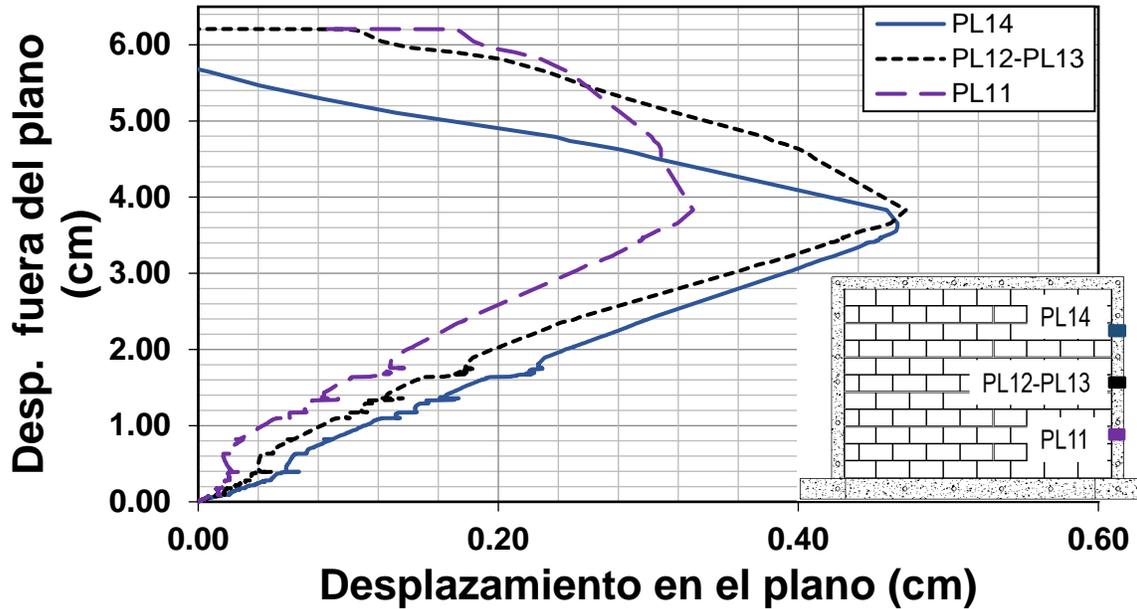


Figura 4.13. Curva desplazamiento fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M1 (Castillo derecho)

En la Figura 4.14 se presentan las curvas carga-deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal. Las deformaciones unitarias de las tres curvas presentadas, corresponden a las registradas con las galgas extensométricas SG01, SG02 y SG03, respectivamente. Las deformaciones unitarias promedio asociadas a la resistencia fuera del plano fueron de 0.00065 cm/cm y 0.00043 cm/cm para el extremo y al centro de la cadena superior, respectivamente. Dichas deformaciones unitarias fueron menores que la deformación unitaria de fluencia ($\epsilon_y=0.0021$ cm/cm).

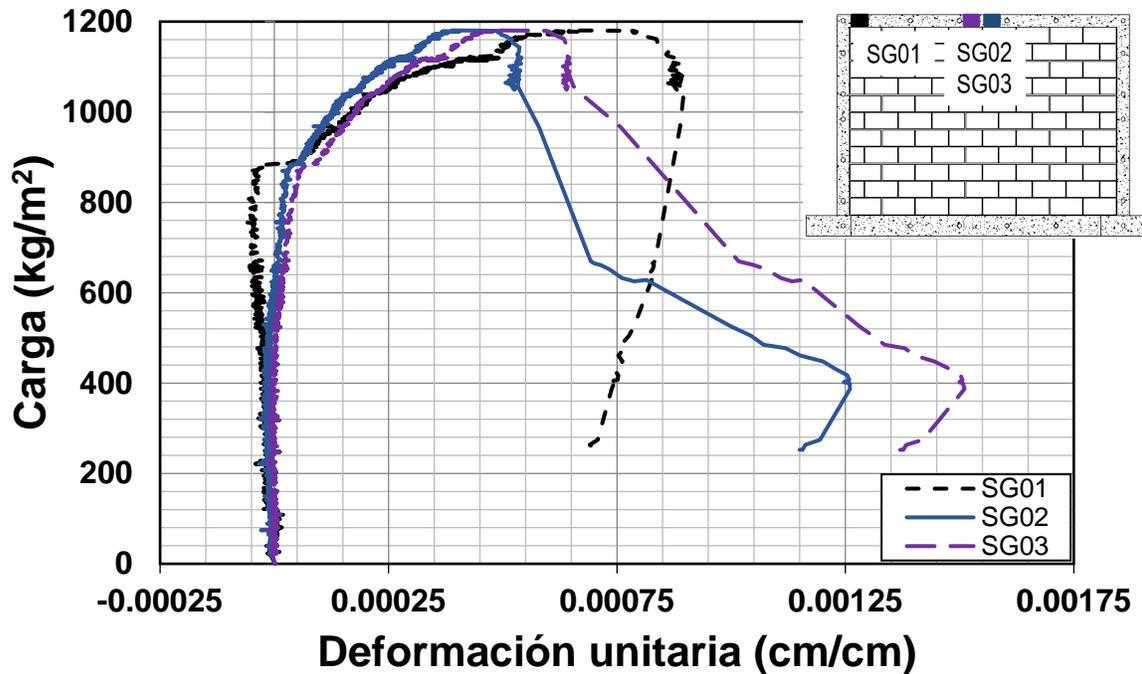


Figura 4.14. Curva carga-deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal del muro M1

4.2.2 Comportamiento del muro M2

El primer evento observado durante el ensaye del muro M2 fue la aparición de una grieta horizontal en la cara frontal entre la sexta y la séptima hilada del muro (Figura 4.15a). Con el incremento de la carga se propagaron las grietas de forma escalonada del centro del panel hacia las uniones entre las cadenas y los castillos (Figura 4.15b y Figura 4.15c); posteriormente se formó una grieta horizontal entre la cuarta y la quinta hilada del muro (Figura 4.15d). Finalmente se observó el agrietamiento de los elementos confinantes por flexión, cortante y torsión. En la Figura 4.16 se presenta el patrón de agrietamiento final de dicho muro, respectivamente. Finalmente en la Figura 4.17 se presenta el agrietamiento de los elementos confinantes.

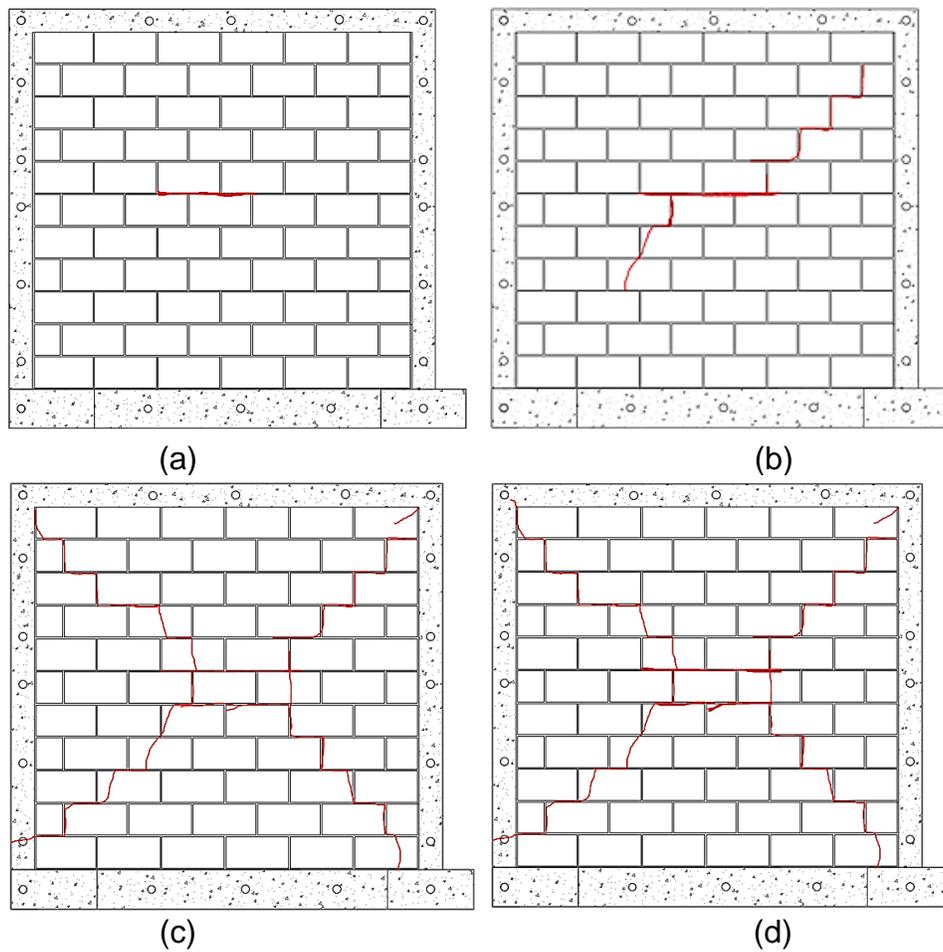


Figura 4.15. Evolución del agrietamiento de la cara frontal del muro M2



Figura 4.16. Patrón de agrietamiento del muro M2

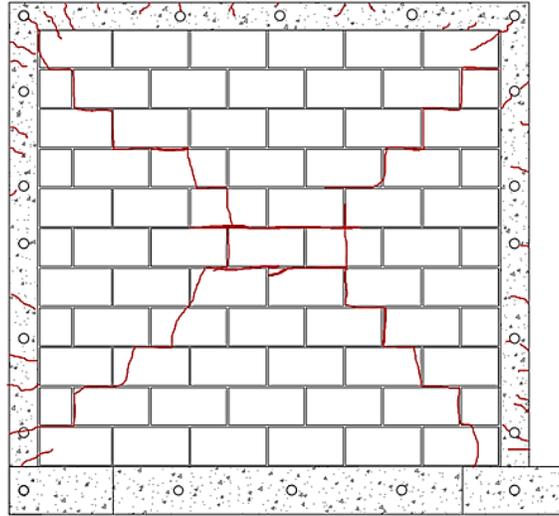


Figura 4.17. Agrietamiento de los elementos confinantes del muro M2

Adicionalmente, en la cara posterior del muro M2 se observó el agrietamiento horizontal del panel entre la décima y la décimo primera hilada del muro; así como entre la primera y la segunda hilada. Con el incremento de carga se observó la formación de una grieta vertical del lado derecho del muro entre el panel de mampostería y el castillo. Finalmente se observó que la primera y la décimo primera hilada permanecieron adheridas al muro. La falla del muro se atribuyó al aplastamiento de la mampostería (Figura 4.18).



Figura 4.18. Falla del muro M2

En la Figura 4.19 se presenta la curva de carga fuera del plano - desplazamiento fuera del plano del muro M2. Las cargas reportadas corresponden a las medidas sobre el área neta de contacto de las bolsas de aire. El desplazamiento fuera del plano se registró en el centro del panel del muro (PL1 y PL2). La resistencia fuera del plano del muro M2 fue de 1528.86 kg/m². El desplazamiento fuera del plano asociado a dicha resistencia fue de 1.13 cm.

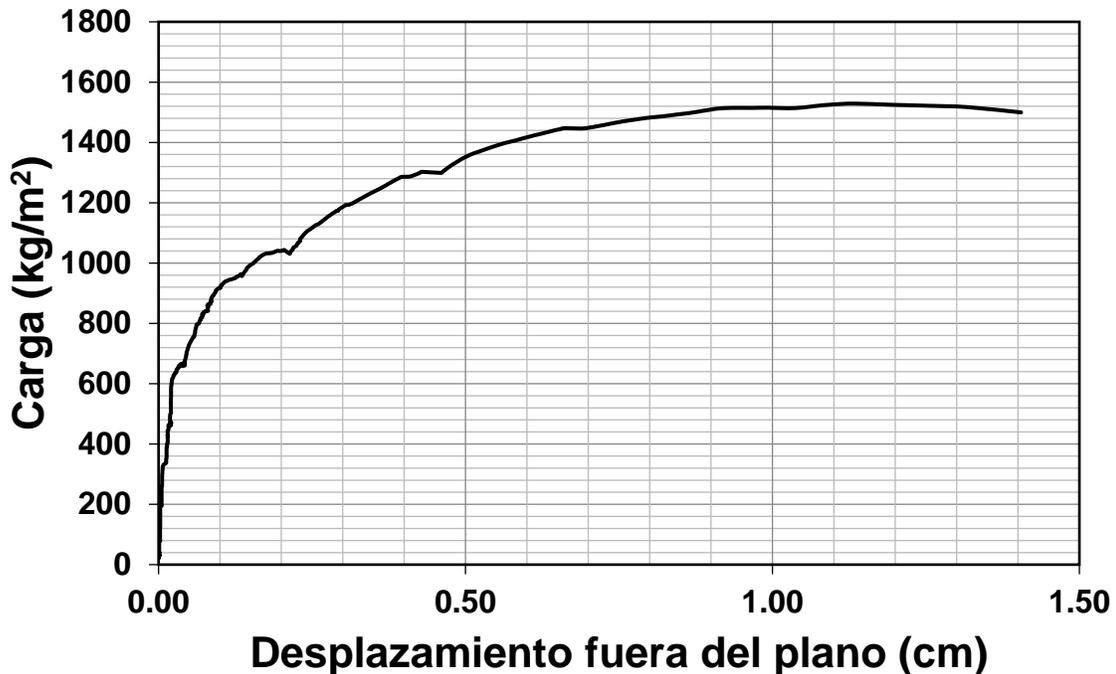


Figura 4.19. Curva carga fuera del plano -desplazamiento fuera del plano del muro M2

En la Figura 4.20, se presentan las curvas carga fuera del plano - desplazamiento en el plano de la cadena superior. Los desplazamientos verticales de las tres curvas presentadas, se registraron con los potenciómetros lineales PL07, PL10 y el promedio de PL08 y PL09, respectivamente. En la Figura 4.21 y la Figura 4.22 se presentan las curvas carga fuera del plano - desplazamiento en el plano del castillo izquierdo y del castillo derecho, respectivamente. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas para el castillo izquierdo, se registraron con los potenciómetros lineales PL03, PL06 y el promedio de PL04 y PL05, respectivamente. Similarmente para las tres curvas del castillo derecho dichos

desplazamientos se registraron, con los potenciómetros lineales PL11, PL14 y el promedio de PL12 y PL13. Los desplazamientos en el plano, asociados a la resistencia fuera del plano del muro fueron de 2.25 mm, 1.04 mm y 2.49 mm para el centro de la cadena superior, el centro del castillo izquierdo y el centro del castillo derecho, respectivamente.

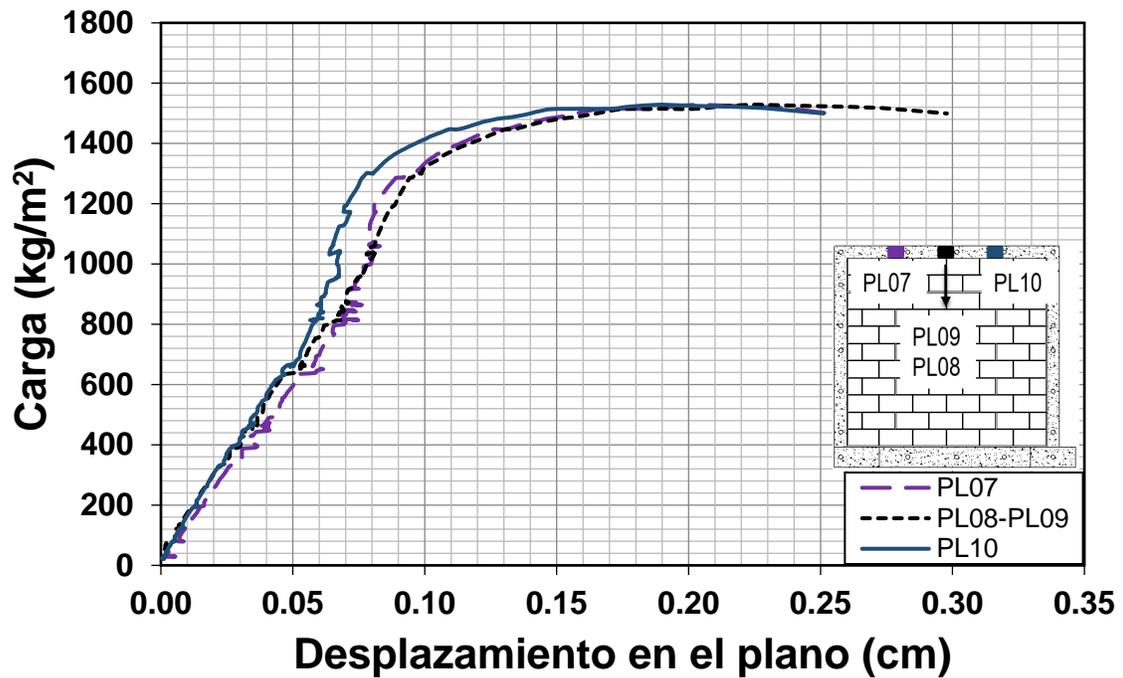


Figura 4.20. Curva carga fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M2 (Cadena superior)

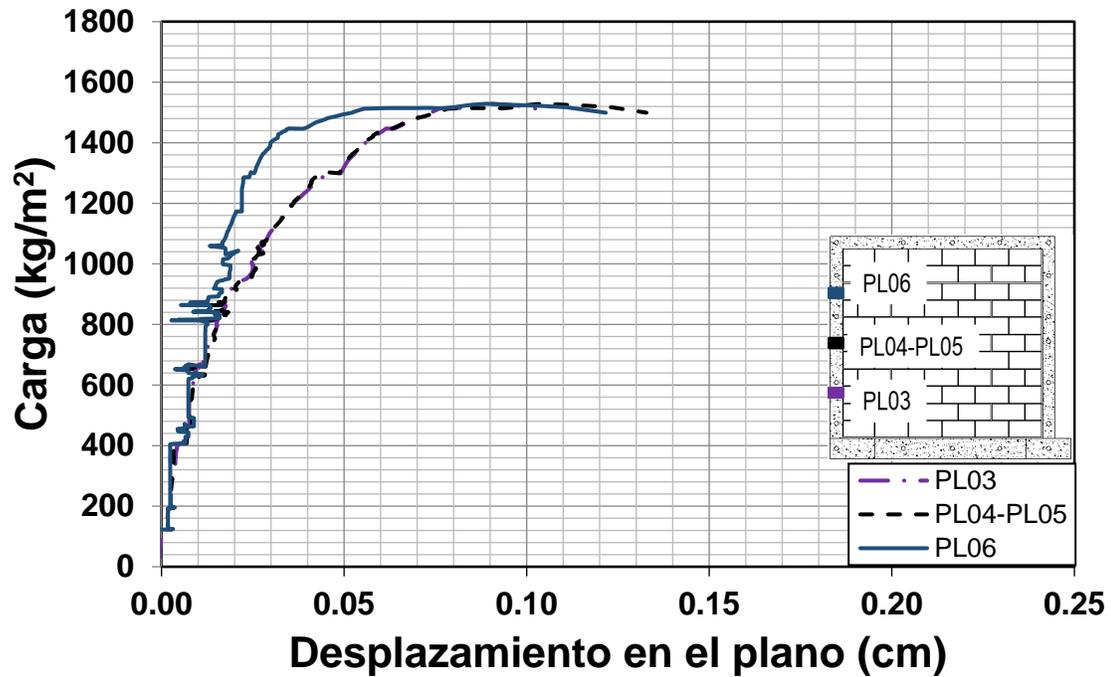


Figura 4.21. Curva carga fuera del plano-desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo izquierdo)

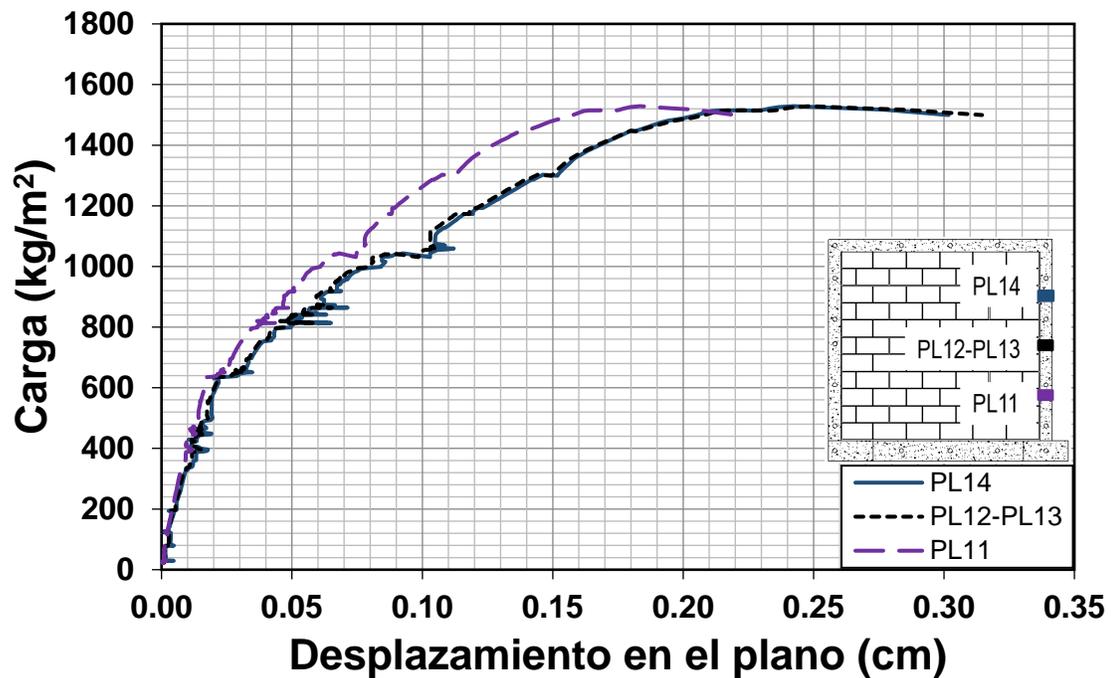


Figura 4.22. Curva carga fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo derecho)

En la Figura 4.23 se presentan las curvas desplazamiento fuera del plano - desplazamiento en el plano de la cadena superior. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas, se registraron con los potenciómetros lineales PL07, PL10 y el promedio de PL08 y PL09, respectivamente. En la Figura 4.24 y la Figura 4.25 se presentan las curvas desplazamiento fuera del plano - desplazamiento en el plano del castillo izquierdo y del castillo derecho, respectivamente. Los desplazamientos en el plano de las tres curvas presentadas para el castillo izquierdo, se registraron con los potenciómetros lineales PL03, PL06 y el promedio de PL04 y PL05, respectivamente. Similarmente para las tres curvas del castillo derecho dichos desplazamientos se registraron, con los potenciómetros lineales PL11, PL14 y el promedio de PL12 y PL13. En la Figura 4.24 y la Figura 4.25 se observa que para un mismo desplazamiento fuera del plano, el castillo derecho del muro M2 tuvo mayores desplazamientos horizontales en el plano que el castillo izquierdo. Lo anterior se atribuye a las razones dadas para el muro M1.

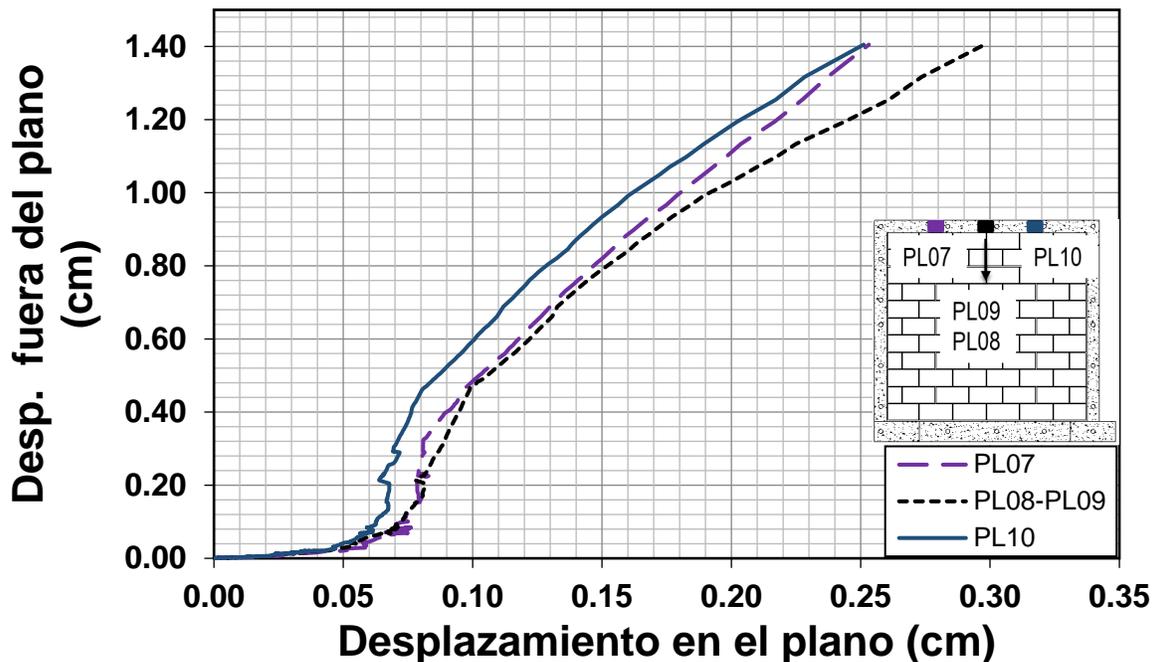


Figura 4.23. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Cadena superior)

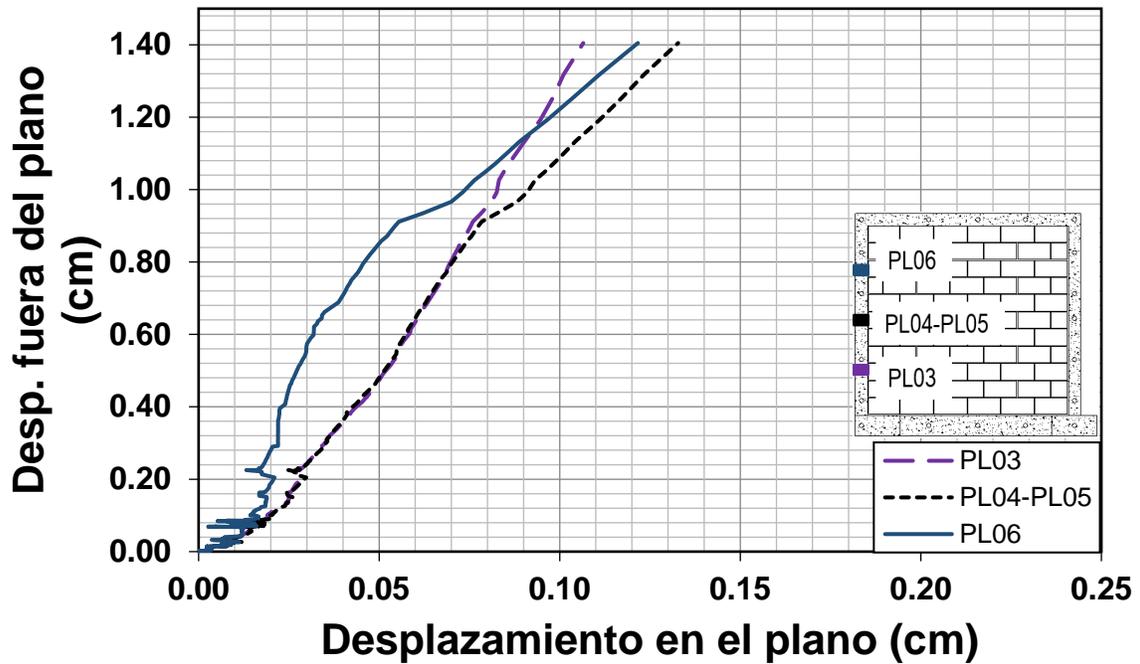


Figura 4.24. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo izquierdo)

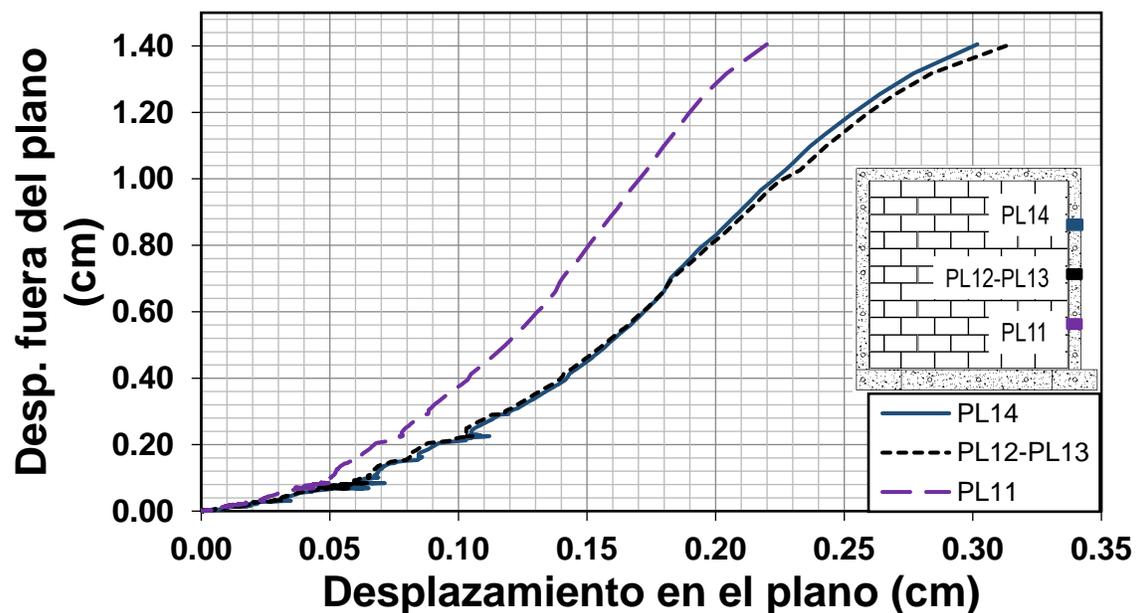


Figura 4.25. Curva desplazamiento fuera del plano -desplazamiento en el plano del muro M2 (Castillo derecho)

En la Figura 4.26 se presentan las curvas carga-deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal. Las deformaciones unitarias de las cuatro curvas presentadas, corresponden a las registradas con las galgas extensométricas SG01, SG02, SG03 y SG04, respectivamente. Las deformaciones unitarias promedio asociadas a la resistencia fuera del plano fueron de 0.00029 cm/cm y 0.00060 cm/cm para el extremo de la cadena superior y la base de los castillos, respectivamente. Dichas deformaciones unitarias fueron menores que la deformación unitaria de fluencia ($\epsilon_y=0.0021$ cm/cm).

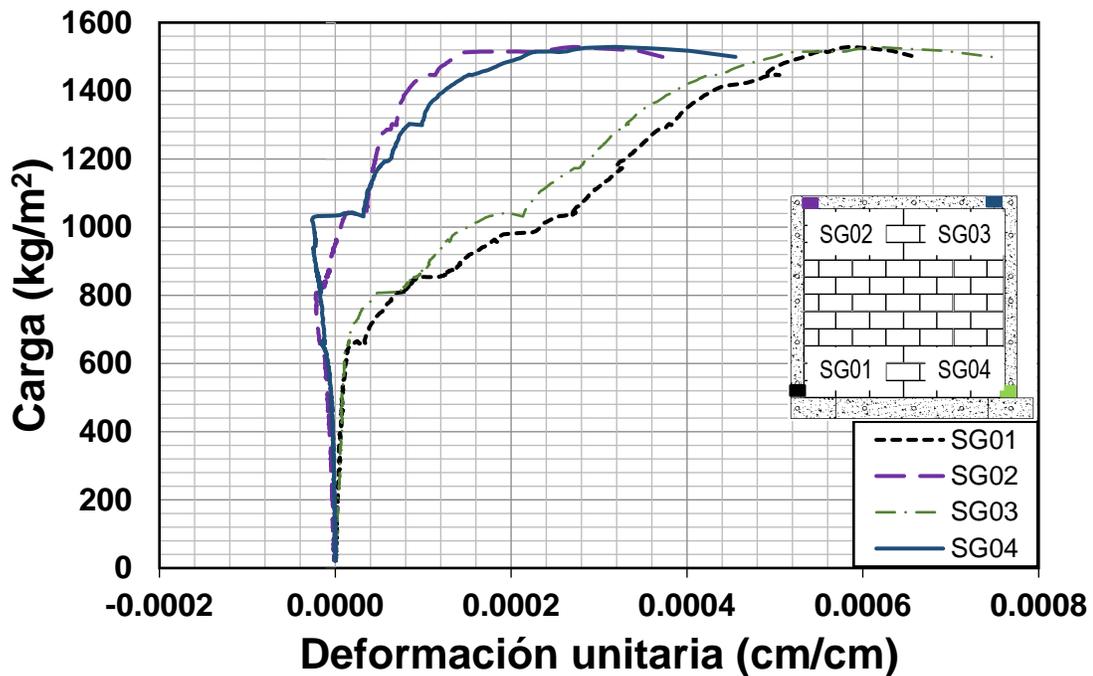


Figura 4.26. Curva carga fuera del plano -deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal del muro M2

CAPÍTULO 5

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este Capítulo se presenta una discusión de los resultados del ensaye de los muros de mampostería confinada y de los modelos analíticos utilizados en este trabajo.

5.1 Patrón de agrietamiento de los muros

El patrón de agrietamiento final de los muros fue diferente. Para el caso del muro M1 (Rectangular) el patrón de agrietamiento dividió al muro en dos segmentos triangulares, un segmento rectangular y dos segmentos trapezoidales (Figura 4.4). Para el caso del muro M2 (cuadrado) se formaron cuatro segmentos triangulares y un segmento rectangular (Figura 4.16). La diferencia en el patrón de agrietamiento de los muros es debida a las diferencias en su geometría. Ambos muros tuvieron diferente relación de aspecto, la longitud fue diferente y la altura constante. Con base en lo anterior se observa que el patrón de agrietamiento de ambos muros depende de su relación aspecto.

La formación de las grietas diagonales de los muros siguió una trayectoria escalonada con un ángulo de aproximadamente 45 grados. La trayectoria escalonada se debe a que la adherencia entre el bloque y el mortero fue menor que la resistencia a tensión de los bloques. Se esperaba observar grietas en las zonas de contacto entre los elementos confinantes y el panel del muro ya que en dichas zonas se encuentran los momentos máximos. Sin embargo, para la cadena superior el agrietamiento no ocurrió en dicha zona debido a que el concreto penetró en los bloques durante el proceso constructivo del muro. Para el caso de los castillos, dicho agrietamiento no ocurrió, debido a que la rugosidad de los bloques, produce una mejor adherencia entre el concreto y las paredes de los bloques. Lo anterior permitió que se adhiriera a la cadena superior la décimo primera hilada de bloques y que se adhiriera a los castillos un fragmento de los bloques.

5.2 Comparación de resultados analíticos y experimentales

La resistencia fuera del plano sobre área neta del muro M1 fue de 1,180.65 kg/m² y la del muro M2 fue de 1,528.86 kg/m². El desplazamiento fuera del plano asociado a la falla de los muros para el muro M1 fue de 2.44 cm y para el muro M2 fue de 1.13 cm. Dichas diferencias son debidas a que el marco de elementos confinantes del muro M2 es más rígido que el marco del muro M1. Ambos muros tuvieron la misma altura, por lo tanto la rigidez del marco se incrementa al reducir la longitud del muro e incrementar la relación aspecto del muro. El aumento en la rigidez de los elementos confinantes se relaciona con un aumento en la resistencia fuera del plano así como la reducción de los desplazamientos fuera del plano del muro.

Con la finalidad de comparar la resistencia experimental de los muros con la analítica, en el Apéndice B se calculan los factores de corrección por área neta de acuerdo al procedimiento descrito por Varela *et al.* (2015). Dicho factor se utilizó para el cálculo de la resistencia fuera del plano experimental sobre área total (W_E). En la Tabla 5.1 se compara la resistencia fuera del plano experimental (W_E) con la resistencia analítica calculada mediante el método del Puntal Bidireccional (W_B) para ambos muros. Por otro lado en la Tabla 5.2 se compara el desplazamiento fuera del plano experimental (Δ_E) y el analítico calculado mediante el método del Puntal Bidireccional (Δ_B) para los muros. En ambos casos la resistencia y los desplazamientos fuera del plano están asociados a la falla del panel del muro.

Tabla 5.1. Resistencias fuera del plano analíticas y experimentales

Muro	W_E	W_B	W_B/W_E
M1	767	772	1.01
M2	1146	1407	1.22

Tabla 5.2. Desplazamientos fuera del plano analíticos y experimentales

Muro	Δ_E	Δ_B	Δ_B/Δ_E
M1	2.44	5.60	2.30
M2	1.13	2.80	2.47

En la Tabla 5.1 se observa que con el método del Puntal Bidireccional se predice de manera adecuada la resistencia fuera del plano asociada a la falla del panel de los muros estudiados. El error en la predicción de la resistencia fuera del plano en promedio fue del 12%. Sin embargo, en la Tabla 5.2 se observa que para ambos muros los desplazamientos fuera del plano se sobrestimaron en promedio en un 205%.

5.3 Incertidumbre en las variables del Método del Puntal Bidireccional

El diseño de los muros se realizó de tal forma que se observará la falla local en el marco de elementos confinantes. Por lo que se esperaba que dichos elementos se agrietaran significativamente y que fluyera el acero de refuerzo longitudinal. Sin embargo, en el ensaye se observó la falla en el panel de los muros. Por otro lado, las mayores deformaciones unitarias se registraron en los extremos de la cadena superior del muro M1 (Figura 4.14) y en la base de los castillos del muro M2 (Figura 4.26). La deformación unitaria asociada a la resistencia fuera del plano fue de 0.00065 y 0.00060 en las posiciones descritas anteriormente para el muro M1 y M2, respectivamente. Dichas deformaciones son un 31% y un 29% de la deformación unitaria de fluencia.

Con el método del Puntal Bidireccional se sobrestiman los elementos mecánicos en el marco de elementos confinantes así como los desplazamientos fuera del plano. Lo anterior se debe a las siguientes razones: (1) La rigidez de los elementos confinantes es mayor a la utilizada en el método del Puntal Bidireccional. (2) El módulo de elasticidad del concreto obtenido con las ecuaciones de las NTCC es incorrecto, ya que para concretos de la región con agregados calizos se obtienen valores menores a los que corresponden a la realidad. (3) La distribución uniforme de fuerzas en el plano que se utiliza no corresponde a la distribución real de fuerzas en el plano. (4) Existía un error en el programa original del método del Puntal Bidireccional que sobreestimó las fuerzas en el plano en un 200% (Moreno *et al.* 2015); dicho error no afectó el cálculo de la resistencia y los

desplazamientos fuera del plano. (5) El patrón de agrietamiento de los muros es diferente al utilizado en el método del Puntal Bidireccional.

La rigidez de los elementos confinantes es mayor a la utilizada en el método del Puntal Bidireccional. En dicho método se utilizan las propiedades de la sección gruesa de concreto. Sin embargo, la adhesión mecánica que existe entre los bloques y los elementos confinantes de concreto reforzado, permite la formación de una sección compuesta concreto-bloque. Por lo tanto en algunas zonas del marco de elementos confinantes existe una mayor rigidez y resistencia a flexión que la que corresponde únicamente a la sección transversal gruesa de concreto reforzado. De tal forma que resulta racional considerar una inercia mayor que tome en cuenta este fenómeno. En la Figura 5.1 se presentan: (a) la sección transversal gruesa, (b) la sección transversal de concreto reforzado, (c) la sección transversal compuesta concreto-bloque de la cadena superior y (d) la sección transversal compuesta concreto-bloque de los castillos. En la Tabla 5.1 se presentan los valores de la inercia gruesa (I_g), inercia transformada no agrietada (I_{tna}) e inercia transformada agrietada (I_{ta}) para las secciones descritas anteriormente.

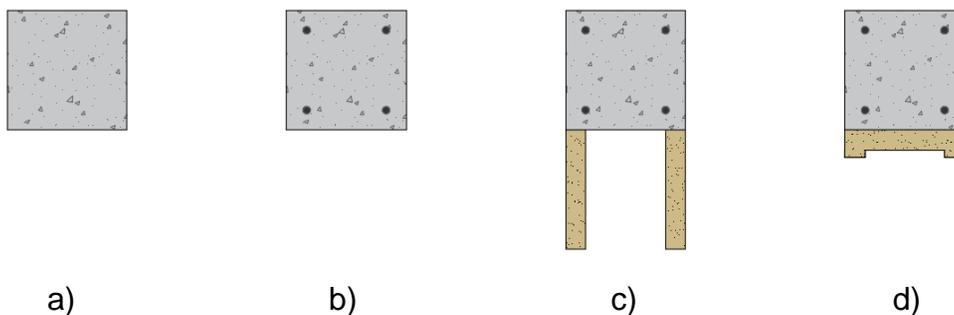


Figura 5.1. Sección transversal de los elementos confinantes

Tabla 5.3. Inercias de los elementos confinantes

Sección	I_g (cm ⁴)	I_{tna} (cm ⁴)	I_{ta} (cm ⁴)	I_{tna}/I_g	I_{ta}/I_g
a	4,080	-	-	-	-
b	-	4,870	1,590	1.2	0.4
c	-	16,680	7,680	4.1	1.9
d	-	5930	2120	1.5	0.5

Por otro lado, el módulo de elasticidad utilizado es incorrecto para concretos de la región con agregados calizos. En trabajos anteriores debido a la ausencia de información sobre el concreto de la región, se había recurrido de manera supletoria a las NTCC-04 para el cálculo del módulo de elasticidad del concreto (Ecuación 5.1). Sin embargo, Rosado (2014) propuso la Ecuación 5.2 para el cálculo del módulo de elasticidad de concretos de la región.

$$E_c = 8,000 \times \sqrt{f_c} \quad (5.1)$$

$$E_c = 11,000 \times \sqrt{f_c} \quad (5.2)$$

Un aumento en la inercia o en el módulo de elasticidad produce un aumento en la rigidez a flexión de los elementos confinantes (K). En la Figura 5.2 y Figura 5.3 se presentan las curvas experimental y analítica del muro M1 y M2, respectivamente. Las curvas analíticas se calcularon mediante el método del Puntal Bidireccional. En dichas curvas se multiplicó por un factor (α) la rigidez a flexión (K). Dicha rigidez se calculó con las propiedades de la sección gruesa y el módulo de elasticidad para concretos con agregados calizos. Los valores del factor (α) utilizados fueron: 0.6, 0.73, 1, 1.2, 2, 3, 4 y 5. El factor (α) de 0.73 representa las propiedades de la sección gruesa y el módulo de elasticidad obtenido con la recomendaciones de las NTCC-04.

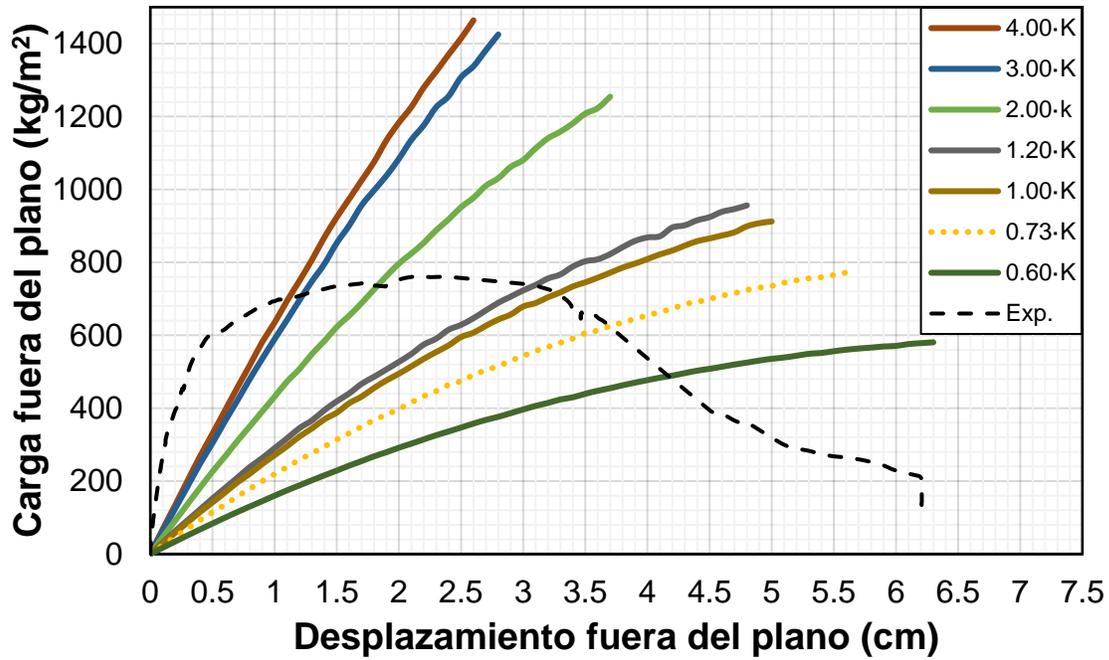


Figura 5.2. Curva carga fuera del plano– desplazamiento fuera del plano para el muro M1

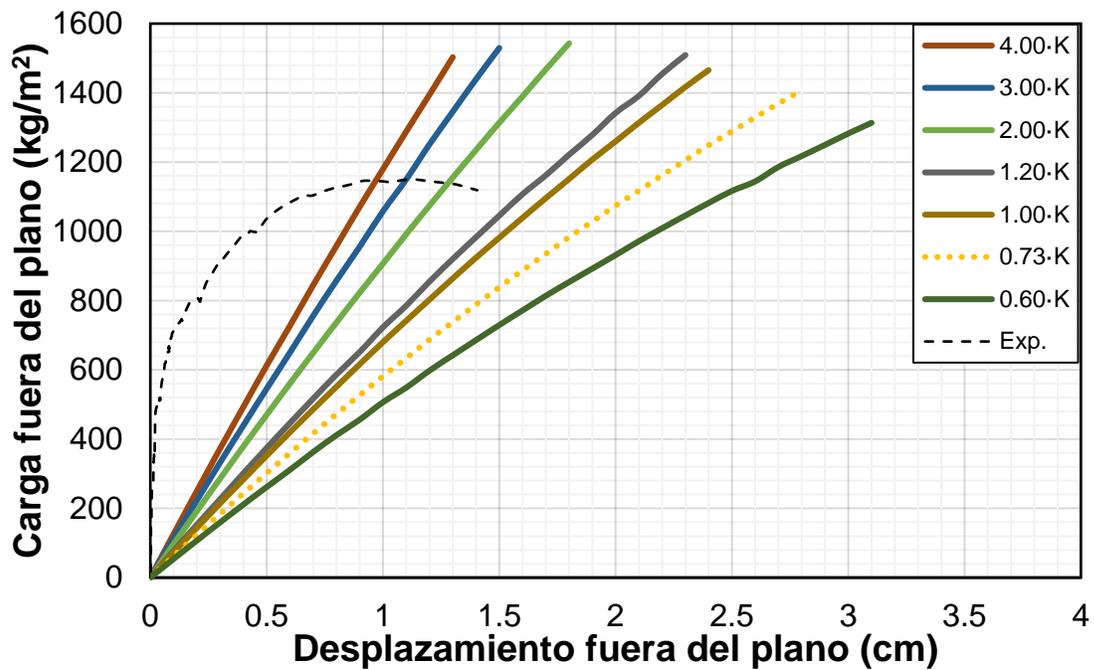


Figura 5.3. Curva carga – desplazamiento fuera del plano para el muro M2

En la Figura 5.2 y Figura 5.3 se observa en general que, al incrementar la rigidez a flexión (K) en el modelo analítico, se incrementa la resistencia fuera del plano y se disminuye el desplazamiento fuera del plano del muro. En la Figura 5.2 se observa que el incremento de la resistencia fuera del plano es sensible al incremento de la rigidez a flexión; sin embargo, en la Figura 5.3 se observa que dicho incremento no es sensible al incremento de la rigidez. Es posible calibrar el método del Puntal Bidireccional para que incluya el efecto de los bloques adheridos en el marco de elementos confinantes y el módulo de elasticidad para concreto con agregado de origen calizo. Sin embargo, es complicado seleccionar la rigidez a flexión de los elementos confinantes para que incluya el efecto de la sección compuesta.

La distribución uniforme de fuerzas en el plano que se utiliza no corresponde a la distribución real de fuerzas en el plano. En dicho método se asume una distribución uniforme de fuerzas en el plano de magnitud constante sobre todos los elementos confinantes. Sin embargo, se ha observado que dicha distribución de fuerzas sigue la regla de áreas tributarias para losas apoyadas perimetralmente y su magnitud es proporcional a la rigidez de cada elemento confinante (Paleo 2016). Dichas razones pueden llevar a sobrestimar los elementos mecánicos en el marco de elementos confinantes.

En la Tabla 5.4 y Tabla 5.5 se comparan tres distribuciones de fuerzas en el plano para el muro M1 y M2, respectivamente. En dichas tablas se presentan: la resistencia fuera del plano (W), el desplazamiento fuera del plano (Δ_{FP}), los momentos flexionantes y la magnitud de las fuerzas en el plano de la cadena superior (FP_{CS}) y los castillos (FP_K). En la primera fila se presentan los resultados experimentales de los muros. Para el muro M1 se presentan los momentos en el extremo (M_1) y al centro de la cadena superior (M_2); para el muro M2 se presentan los momentos en el extremo de la cadena superior (M_1) y en la base de los castillos (M_2). Los momentos flexionantes experimentales se calcularon en el Apéndice D con base en las deformaciones unitarias asociadas a la resistencia fuera del plano. Las distribuciones utilizadas fueron: (1) distribución uniforme de fuerzas en el plano de igual magnitud en las cadenas y castillos (Figura 5.4a y Figura 5.5a), (2)

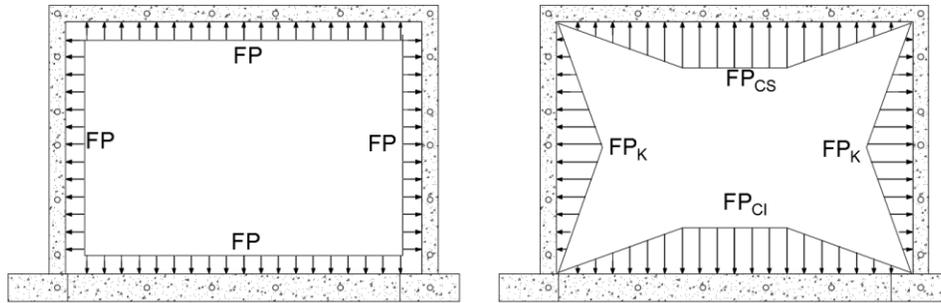
distribución de acuerdo a la regla de distribución de áreas tributarias con magnitud constante sobre todos los elementos confinantes (Figura 5.4b y Figura 5.5b) y (3) distribución de acuerdo a la regla de distribución de áreas tributarias con diferente magnitud en los castillos y cadenas (Figura 5.4b y Figura 5.5b). Para el cálculo de las predicciones se utilizaron las propiedades de la sección gruesa y el módulo de elasticidad para agregado de origen calizo.

Tabla 5.4. Resultados del análisis de fuerzas en el plano del muro M1

Dist.	W (Kg/m²)	D_{FP} (cm)	M₁ (kg-m)	M₂ (kg-m)	FP_{CS} (kg/cm)	FP_k (kg/cm)	FP_k/ FP_{CS}
Exp.	767	2.44	273.9	590.4	-	-	
1	879	4.80	580.5	740.5	12.0	12.0	1.00
2	714	7.00	647.0	915.7	16.0	16.0	1.00
3	916	5.70	748.6	822.0	15.5	22.9	1.48

Tabla 5.5. Resultados del análisis de fuerzas en el plano del muro M2

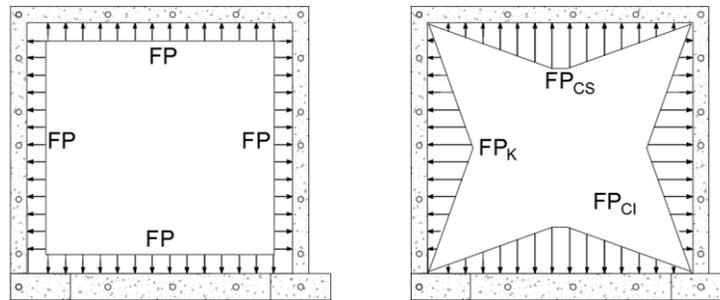
Dist.	W (Kg/m²)	D_{FP} (cm)	M₁ (kg-m)	M₂ (kg-m)	FP_{CS} (kg/cm)	FP_k (kg/cm)	FP_k/ FP_{CS}
Exp.	1147	1.13	150.6	246.9	-	-	-
1	1419	2.20	525.4	467.7	19.6	19.6	1.00
2	1476p.	3.10	588.5	519.4	31.0	31.0	1.00
3	1586	2.70	660.6	692.5	31.7	38.5	1.22



a) Uniforme

b) Áreas tributarias

Figura 5.4. Distribución de fuerzas en el plano (M1)



a) Uniforme

b) Áreas tributarias

Figura 5.5. Distribución de fuerzas en el plano (M2)

El cambio de la distribución de fuerzas en plano uniforme por la distribución de áreas tributarias, incrementa la predicción los desplazamientos en el plano, las fuerzas en el plano y los momentos flexionantes en el marco de elementos confinantes. Se concluye que es posible con cualquier distribución predecir la resistencia fuera del plano junto con los desplazamientos fuera del plano. Sin embargo, es necesario considerar las reservas de rigidez que provee la sección compuesta que se forma con los bloques adheridos. La distribución uniforme de fuerzas en el plano de igual magnitud en las cadenas y castillos, es la que predijo mejor la resistencia y los desplazamientos fuera del plano.

En la Figura 5.6 y Figura 5.7 se presenta el patrón de agrietamiento utilizado en el método del Puntal Bidireccional y una idealización del patrón de agrietamiento real, para el muro M1 y M2, respectivamente. En dicho método se asume que las grietas

se propagan en un ángulo de 45 grados en las diagonales. Sin embargo las grietas se propagan de forma escalonada a través de las juntas bloque-mortero, desde el centro hasta las esquinas del panel. Por otro lado la longitud de los segmentos asumida en dicho método es mayor que en el patrón real. Lo anterior es debido que se desprecia el segmento central del panel y se asume que las grietas exteriores se forman en el centro de los elementos confinantes. Con base en lo anterior se concluye que existe un error de modelado en el equilibrio fuera del plano entre los puntales de compresión y las cargas fuera del plano. Lo anterior es debido a que al ser diferente la longitud del segmento del muro, también lo son el ángulo y la longitud del puntal de compresión.

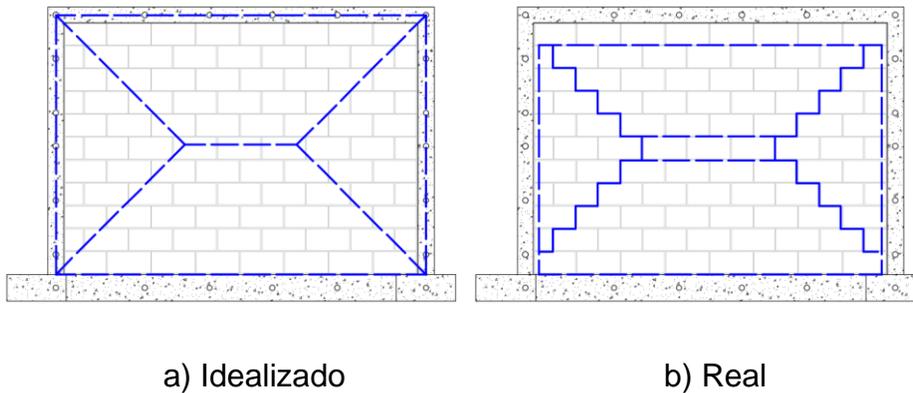


Figura 5.6. Patrones de agrietamiento para el muro M1

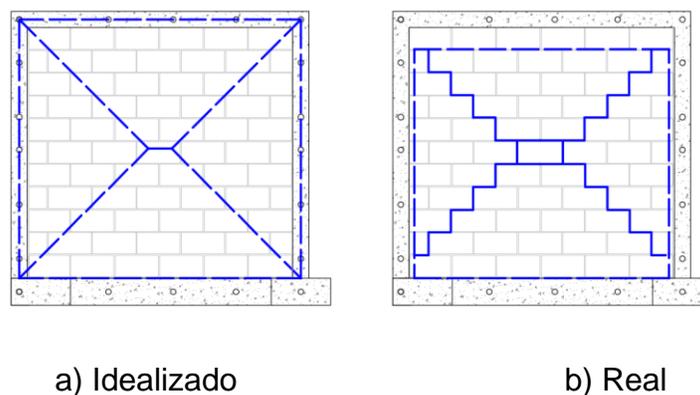


Figura 5.7. Patrones de agrietamiento para el muro M2

5.4 Calibración del método del Puntal Bidireccional

Con base en la discusión presentada en la sección anterior, para simplificar el análisis de MMC es posible utilizar una distribución uniforme de fuerzas en el plano de igual magnitud en las cadenas y castillos, el módulo de elasticidad adecuado para el concreto de la región y las propiedades geométricas de la sección transversal gruesa de concreto. Sin embargo el despreciar el efecto de los bloques de concreto adheridos y la distribución real de fuerzas en el plano, implica que los desplazamientos fuera del plano, las fuerzas en el plano y los momentos flexiones sean sobreestimados.

Para calibrar el método del Puntal Bidireccional se puede seleccionar el valor adecuado de longitud de falla. Este factor representa el porcentaje de franjas que se deben aplastar para considerar la falla por aplastamiento del panel. Moreno *et al.* (2015) propuso una longitud de falla del 50%. Para la calibración se consideran los 18 muros de la literatura reportados por Moreno (2014) y los dos estudiados en este trabajo. Finalmente se procede a minimizar el error de la predicción de la resistencia fuera del plano de los muros.

Para el cálculo del error en función de la longitud de falla de cada MMC se utilizó la Ecuación 5.3. En dicha ecuación el subíndice i se refiere a cualquiera de los muros considerados y por ende puede tomar el valor de 1 a 20. La resistencia fuera del plano analítica del muro en función de la longitud de falla $(W_{PB}(LF))_i$ se calculó con base en los resultados del MPB y un ajuste polinómico de orden 3 mediante mínimos cuadrados. La variable W_{iEXP} es la resistencia fuera del plano experimental reportada del muro i considerado. El error global $E_g(LF)$ se calculó con la Ecuación 5.4 como el promedio de la sumatoria del error de cada uno de los muros. En la Figura 5.8 se presenta la curva de error global de todos los muros en función de la longitud de falla. Dicha curva se minimiza con una longitud de falla del 45%.

$$E_i(LF) = \left| \frac{(W_{PB}(LF))_i}{W_{iEXP}} \right| - 1 \quad (5.3)$$

$$E_g(LF) = \sum_1^{20} \frac{E_i(LF)}{n} \quad (5.4)$$

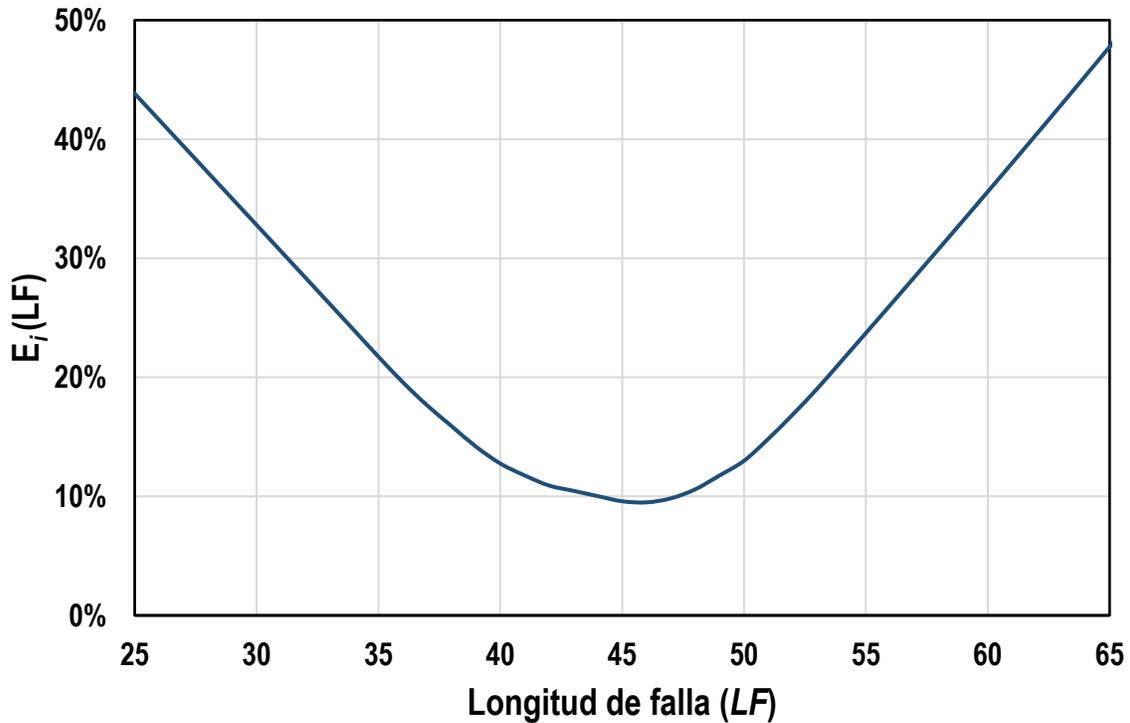


Figura 5.8. Minimización del error global de los muros

En la Figura 5.9 se presenta de manera gráfica la razón entre la predicción de la resistencia analítica sobre la resistencia experimental de los MMC utilizando la longitud de falla del 45%. Los triángulos representan los resultados del Puntal Bidireccional con el módulo de elasticidad de las NTCC-04 y los círculos representan la modificación del método con el módulo de elasticidad para concreto con agregado calizo.

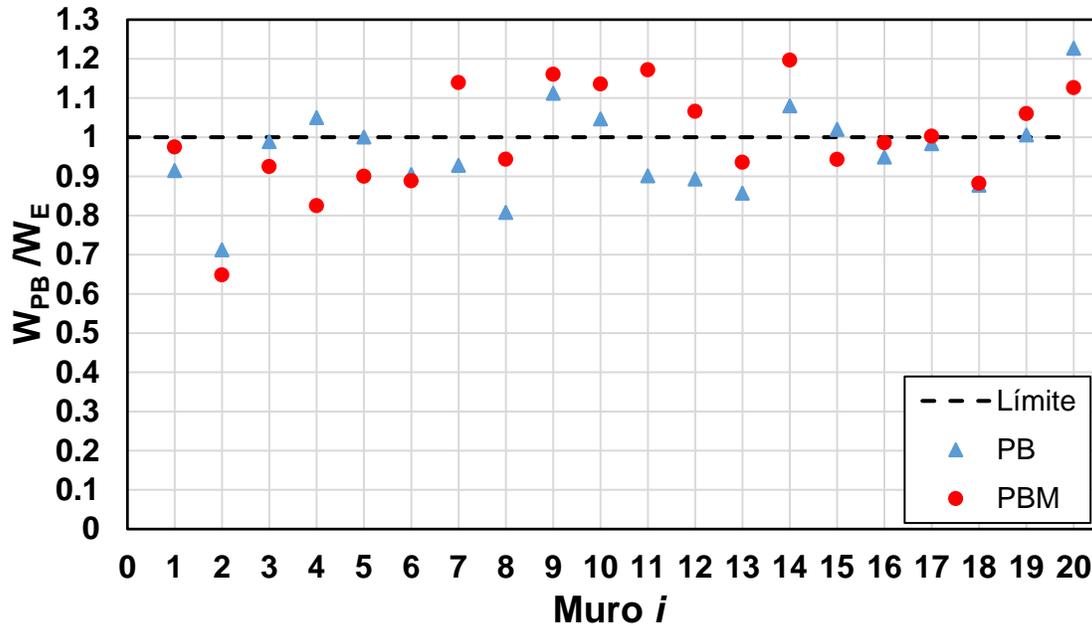


Figura 5.9. Predicción de los muros de la literatura (LF =45%)

En la Tabla 5.6 se comparan las resistencias fuera del plano de los MMC de la literatura con los resultados del Método del Puntal Bidireccional utilizando el módulo de elasticidad de las NTCC-04 (PB) y la modificación Método del Puntal Bidireccional descrita anteriormente (PBM). Dicha modificación incremento el error en las predicciones de la resistencia fuera del plano del 10% al 11%. En la Tabla 5.6 se observa que para el caso de los muros ensayados en este trabajo, el error en la predicción de la resistencia fuera del plano con los ajustes realizados al Método del Puntal Bidireccional, para el muro M1 (muro 19) se incrementó en un 5% y para el muro M2 se redujo en un 10% (muro 20).

Tabla 5.6. Comparativa de las resistencias fuera del plano analíticas

Muro	W_E (kg/cm²)	W_{PBM} (kg/cm²)	W_B (kg/cm²)	$W_{PBM}/$ W_E	$W_{PB}/$ W_E	Error% (PBM)	Error% (PB)
1	1683.5	1641.2	1540.0	0.97	0.91	3%	9%
2	1454.1	943.0	1162.0	0.65	0.80	35%	20%
3	1656.0	1531.8	1613.0	0.93	0.97	7%	3%
4	1125.7	928.7	1221.0	0.83	1.08	17%	8%
5	1487.7	1339.4	1338.0	0.90	0.90	10%	10%
6	1626.4	1444.7	1454.0	0.89	0.89	11%	11%
7	1022.7	1165.0	1171.0	1.14	1.14	14%	14%
8	1879.3	1773.4	1743.0	0.94	0.93	6%	7%
9	1507.1	1748.7	1676.0	1.16	1.11	16%	11%
10	1610.1	1828.4	1782.0	1.14	1.11	14%	11%
11	898.0	1052.5	809.0	1.17	0.90	17%	10%
12	1070.0	1140.4	956.0	1.07	0.89	7%	11%
13	1128.0	1056.1	967.0	0.94	0.86	6%	14%
14	747.0	894.0	807.0	1.20	1.08	20%	8%
15	1370.0	1291.7	1397.0	0.94	1.02	6%	2%
16	1796.0	1769.9	1704.0	0.99	0.95	1%	5%
17	1842.0	1846.9	1811.0	1.00	0.98	0%	2%
18	1452.0	1281.2	1274.0	0.88	0.88	12%	12%
19	767.4	813.5	771.8	1.06	1.01	6%	1%
20	1146.7	1291.6	1407.2	1.13	1.23	13%	23%
Promedio						11%	10%
Desviación						8%	6%
CV						72%	60%

En la Tabla 5.7 se comparan los desplazamientos fuera del plano experimentales de los MMC de la literatura, con los resultados del Método del Puntal Bidireccional utilizando el módulo de elasticidad de las NTCC-04 (PB) y la modificación Método del Puntal Bidireccional descrita anteriormente (PBM). Los desplazamientos fuera del plano experimentales se obtuvieron de los trabajos: Moreno (2010), López (2010), Polanco (2011), Chan (2012), Baeza (2014), Moreno (2014). Dicha modificación disminuyó el error en las predicciones de los desplazamientos fuera del plano del 44% al 43%. De igual manera, el coeficiente de variación del error se

redujo del 88% al 46%. En la Tabla 5.7 se observa que para el caso de los muros ensayados en este trabajo, el error en la predicción de los desplazamientos fuera del plano con los ajustes realizados al Método del Puntal Bidireccional, para el muro M1 (muro 19) se redujo en un 62% y para el muro M2 se redujo en un 79% (muro 20).

Tabla 5.7. Comparativa de los desplazamientos fuera del plano analíticos

Muro	ΔE (cm)	ΔPBM (cm)	ΔB (cm)	$\Delta PBM /$ ΔE	$\Delta B /$ ΔE	Error% (PBM)	Error% (PB)
1	1.24	1.00	1.00	0.81	0.81	19%	19%
2	2.06	1.10	1.30	0.53	0.63	47%	37%
3	3.57	2.20	1.50	0.62	0.42	38%	58%
4	3.80	1.30	1.70	0.34	0.45	66%	55%
5	3.68	2.60	3.10	0.71	0.84	29%	16%
6	3.18	2.20	2.80	0.69	0.88	31%	12%
7	2.80	3.70	5.10	1.32	1.82	32%	82%
8	3.50	1.50	2.00	0.43	0.57	57%	43%
9	2.50	1.50	2.10	0.60	0.84	40%	16%
10	2.20	2.10	2.90	0.95	1.32	5%	32%
11	4.07	3.20	4.20	0.79	1.03	21%	3%
12	4.86	2.70	3.80	0.56	0.78	44%	22%
13	3.92	3.40	4.10	0.87	1.05	13%	5%
14	9.00	2.70	3.60	0.30	0.40	70%	60%
15	3.01	1.70	2.50	0.56	0.83	44%	17%
16	3.53	1.80	2.30	0.51	0.65	49%	35%
17	3.38	1.60	2.20	0.47	0.65	53%	35%
18	4.75	1.40	2.00	0.29	0.42	71%	58%
19	2.44	4.10	5.60	1.68	2.30	68%	130%
20	1.13	1.90	2.80	1.68	2.48	69%	148%
Promedio						43%	44%
Desviación						20%	39%
CV						46%	88%

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados experimentales de dos muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano y los resultados analíticos correspondientes, se presentan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- 1) El patrón de agrietamiento fue diferente para ambos muros. Dicho patrón es función de la relación aspecto de los muros. La formación de las grietas diagonales de ambos muros siguió una trayectoria escalonada con un ángulo de aproximadamente 45 grados.
- 2) Después de la formación del patrón de agrietamiento y la falla del panel, parte de los bloques quedaron adheridos a los elementos confinantes. Debido a lo anterior se forma una sección compuesta concreto-bloque. Por lo que existen zonas en el marco de elementos confinantes en las que hay mayor resistencia y rigidez que la que provee únicamente la sección transversal de concreto reforzado.
- 3) La falla observada en el muro M1 fue la inestabilidad de los segmentos del muro y la falla del muro M2 se debió al aplastamiento de la mampostería.
- 4) La resistencia fuera del plano de los muros aumenta conforme aumenta la relación aspecto, para una altura de muro constante. La capacidad de deformación de los muros disminuye conforme aumenta la relación de aspecto.
- 5) El uso de una distribución uniforme de fuerzas en el plano o una distribución de acuerdo a la regla de distribución de áreas tributarias para losas apoyadas perimetralmente en el método del Puntal Bidireccional tiene poco efecto sobre el valor obtenido de la resistencia fuera del plano de muros.

- 6) Se recomienda utilizar en el método del Puntal Bidireccional para los elementos confinantes, una distribución uniforme de fuerzas en el plano de igual magnitud en las cadenas y castillos, las propiedades geométricas de la sección gruesa de concreto, el módulo de elasticidad para concreto de origen calizo y para el panel de mampostería una longitud de falla del 45%.
- 7) Se recomienda estudiar mediante modelos de elemento finito la distribución real de las fuerzas en el plano en los elementos confinantes y obtener la ecuación que describe dichas fuerzas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrams D., Angel R., Uzarski J. (1996). Out of Plane Strength of Unreinforced Masonry Infill Panels. Earthquake Spectra, Vol 12, 1996, Num. 4.

Baeza J. (2014). Comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada de tabiques sólidos de arcilla con diferente relación de aspecto. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Chan S. (2012). Comportamiento de muros de mampostería confinada con aberturas sujetos a cargas fuera del plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Drysdale R., Essawy A. (1988). Out Of Plane Bending Of Concrete Block Walls. ASCE Structural Journal Engineering, Vol. 144, 1988, Num. 1.

Griffith M, Vaculik J. (2007). Out of Plane Flexural Strength of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls. TMS Journal, September, 2007.

López I. (2010). Comportamiento de muros de mampostería confinada con diferentes relaciones de esbeltez sujetos a cargas fuera del plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Moreno J. (2014). Propuesta de diseño para muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano". Tesis de Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Moreno H. J., Varela R. J., Fernandez B. L., (2015) Out-of-Plane Design Procedure for Confined Masonry Walls. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 04015126- 1

Moreno J. (2010). Comportamiento de muros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto sujetos a cargas perpendiculares a su plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Navarrete M. D. (2009). Comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada con diferentes condiciones de apoyo. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Norma Mexicana NMX-C-036-ONNCE-2004. Industria de la construcción - Bloques, tabiques o ladrillos, tabicones y adoquines- Resistencia a la compresión - método de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.

Norma Mexicana NMX-C-038-ONNCE-2004. Industria de la construcción – Determinación de las dimensiones de ladrillos, tabiques, bloques y tabicones para la construcción. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.

Norma Mexicana NMX-C-077-ONNCCE-1997. Agregados para concreto – Análisis granulométrico – Método de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.

Norma Mexicana NMX-C-083-ONNCCE-2002. Industria de la construcción – Concreto- Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto- Método de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.

Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE-1997. Industria de la construcción – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 2004.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 2004.

Paleo A. (2016). Resistencia al agrietamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Polanco M. (2011). Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas axiales y cargas fuera del plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Rodríguez, M.E.; y Botero, J.C. (1994). Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. Publicaciones Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, Num. 575, pp. 302-311.

Rosado A. (2014). Desempeño elástico y plástico del concreto fabricado con agregados reciclados de origen calizo de residuos de demolición. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

Scott, B.D., Park, R., y Priestley, M.J.N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. ACI Journal, V.79, No.1 (1-2), pp. 13-27.

Varela R. J, Chan E. S., Fernández B. L., Moreno H. J. (2015). Comportamiento de muros de mampostería confinada con aberturas sujetos a cargas fuera del plano. "Concreto y cemento. Investigación y desarrollo", 7(1), 52-65.

Varela R. J., Moreno H. J., López G. I., Fernández B. L., Moreno E. I. (2012a). Out-of-plane strength of confined masonry walls. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 138(11), 1331 -1341. 56.

Varela R. J., Navarrete M. D, Fernández B. L., Moreno E. I. (2011). Out of plane behavior of confined masonry walls. "Engineering Structures", 33(5), 1734-1741. 55.

Varela R. J., Polanco M. M., Fernández B. L., Moreno E. I. (2012b). Confined masonry walls subjected to combined axial loads and out-of-plane uniform pressures. "Canadian Journal of Civil Engineering", 39(4), 439-447.

APÉNDICE A

En este apéndice se presentan los resultados de los materiales evaluados: granulometrías de las muestras de arena, dimensiones de los bloques y la resistencia a compresión axial del mortero y del concreto.

A.1 Granulometría de la arena

Tabla A.1. Granulometría de la arena, muestra 1

Malla	Peso (gr)	% del peso total		% Acumulados	% Que pasa	L. Inferior	L. Superior
		Decimales	Enteros				
3/8	0	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
No. 4	0	0.00	0.00	0.00	100.00	95	100
No. 8	123	15.31	15.00	15.00	85.00	80	100
No. 16	249.5	31.05	31.00	46.00	54.00	50	85
No.30	201	25.02	25.00	71.00	29.00	25	60
No. 50	87	10.83	11.00	82.00	18.00	10	30
No. 100	117.5	14.62	15.00	97.00	3.00	2	10
Charola	25.5	3.17	3.00	100.00	0.00	2.3	3.1
Sumas	803.5	100.000	100				

Módulo de Finura	Obtenido	L. Inferior	L. Superior
	3.0	2.3	3.1

Tabla A.2. Granulometría de la arena, muestra 2

Malla	Peso (gr)	% del peso total		% Acumulados	% Que pasa	L. Inferior	L. Superior
		Decimales	Enteros				
3/8	0	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
No. 4	0	0.00	0.00	0.00	100.00	95	100
No. 8	103	16.56	17.00	17.00	83.00	80	100
No. 16	207	33.28	33.00	50.00	50.00	50	85
No.30	146.5	23.55	24.00	74.00	26.00	25	60
No. 50	57	9.16	9.00	83.00	17.00	10	30
No. 100	78	12.54	13.00	96.00	4.00	2	10
Charola	30.5	4.90	5.00	101.00	-1.00	2.3	3.1
Sumas	622	100.000	101				

Módulo de Finura	Obtenido	L. Inferior	L. Superior
	3.1	2.3	3.1

A.2 Dimensiones de bloques

Tabla A.3. Dimensiones de bloques huecos de 15x20x40cm

Bloque	A (cm)	B (cm)	C (cm)	T1 (cm)	T2 (cm)	T3 (cm)	T4 (cm)	T5 (cm)	T6 (cm)	T7 (cm)	T8 (cm)	T9 (cm)	T10 (cm)
B1	19.10	14.30	39.50	25.55	26.42	24.39	25.79	27.98	25.91	32.35	21.43	27.45	24.69
				25.75	26.38	24.46	26.06	28.62	25.70	32.78	21.46	27.62	24.76
B2	19.20	14.20	39.50	25.69	24.87	25.39	26.61	24.83	27.12	25.18	27.14	25.24	27.50
				25.65	24.63	25.43	26.94	25.30	26.58	25.20	27.52	24.75	27.70
B3	19.10	14.30	39.60	24.02	25.55	27.14	24.16	23.16	28.45	22.70	28.68	22.54	28.70
				23.88	25.56	27.71	23.95	23.23	28.84	22.80	28.66	22.91	28.70
B4	19.10	14.40	39.60	25.62	25.21	25.24	27.00	24.71	27.50	25.12	27.29	24.94	25.69
				25.75	24.51	25.60	26.90	25.12	26.58	24.92	27.60	24.88	28.30
B5	19.50	14.30	39.50	25.46	24.34	26.30	25.96	24.19	28.68	20.77	32.45	24.96	28.42
				27.75	24.34	26.56	25.12	24.24	28.30	20.59	32.57	24.10	28.41

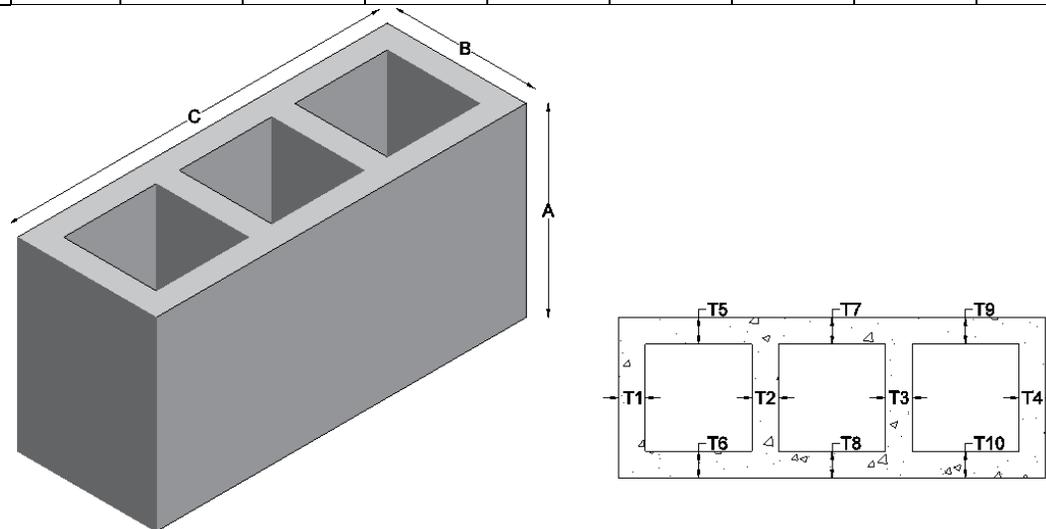


Figura A.1. Bloques huecos de concreto de 3 celdas de 15 cm de espesor

APÉNDICE B

En este apéndice se presentan el cálculo del factor de corrección por área efectiva, el cual se utiliza para transformar de una carga por área efectiva a una carga equivalente por área total.

$$FC = \frac{A_T}{A_b} \cdot \left(2 - \frac{h_s}{h_b}\right) \cdot \left(2 - \frac{L_s}{L_b}\right) \quad (\text{B.1})$$

Donde:

FC	Factor de corrección
A_T	Área total del muro
A_b	Área efectiva de ambas bolsas
h_s	Altura del muro
h_b	Altura efectiva de ambas bolsas
L_s	Longitud total del muro
L_b	Longitud efectiva de ambas bolsas

El cálculo del tamaño de la bolsa efectivo se calcula restando al tamaño original una longitud que es función de la separación que existe entre ambos muros al alcanzar la resistencia fuera del plano. Dicha separación se calcula como la suma de la separación inicial entre los muros (muro de reacción y el espécimen) y el desplazamiento fuera del plano del muro al momento de alcanzar la resistencia fuera del plano. En la Figura B.1 se presenta la longitud que se pierde en cada uno de los cuatro lados de la bolsa. El tamaño inicial de la bolsa es de 300 cm de largo por 120 cm de alto. La separación inicial entre ambos muros fue de 20 cm.

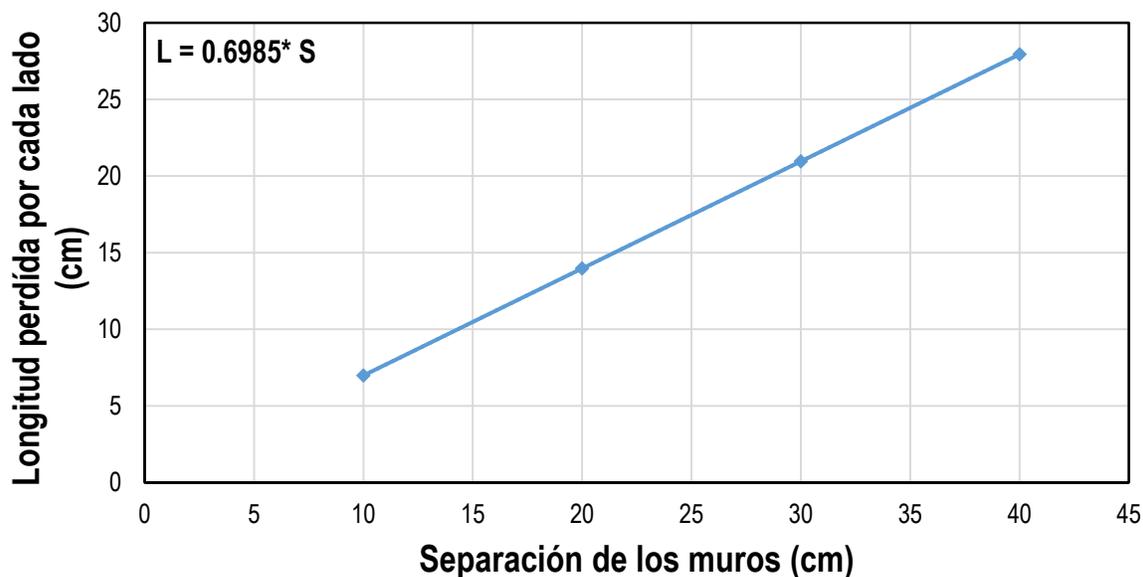


Figura B. 1. Separación de los muros – longitud perdida por cada lado.

En la Tabla B.1 se presentan los valores utilizados para el cálculo del factor de corrección de los Muros M1 y M2.

Tabla B.1. Valores para el cálculo del factor de corrección por área efectiva

Muro		M1	M2
Factor de corrección	FC	0.65	0.75
Área total del muro	A_T (m ²)	9.68	7.45
Área efectiva de ambas bolsas	A_b (m ²)	4.76	4.98
Altura del muro	h_s (m)	2.71	2.71
Altura efectiva de ambas bolsas	h_b (m ²)	1.78	1.81
Longitud total del muro	L_b (m)	3.57	2.75
Longitud efectiva de ambas bolsas	L_s (m)	2.69	2.75
Separación existente entre los muros	- (m)	0.22	0.21
Longitud perdida por lado	- (m)	0.157	0.148

APÉNDICE C

En esta sección se presentan los parámetros utilizados en el Método del Puntal Bidireccional para el diseño de los muros M1 y M2.

Tabla C.1. Parámetros del análisis de los muros M1 y M2

Parámetro	M1	M2	Unidad
Resistencia a compresión axial de la mampostería sobre área neta	50	50	kg/cm ²
Altura del muro	250	250	cm
Longitud del muro	340	260	cm
Ancho del muro	15	14.5	cm
Deformación unitaria última de la mampostería	0.003	0.003	cm/cm
Ancho de las celdas	2.5	2.5	cm
Altura de los bloques	20	20	cm
Módulo de elasticidad (Castillos y la cadena superior)	126491	126491	kg/cm ²
Ancho de la sección transversal (Castillos y la cadena superior)	15	14.5	cm
Peralte de la sección transversal (Castillos y la cadena superior))	15	15	cm
módulo de elasticidad (Cadena inferior)	126491	126491	kg/cm ²
Ancho de la sección transversal (Cadena inferior)	15	14.5	cm
Peralte de la sección transversal (Cadena inferior)	25	25	cm
Altura de la pieza	20	20	cm
Módulo de elasticidad de la mampostería	41089	41089	kg/cm ²
Esfuerzo axial	0	0	kg/cm ²
Altura de la abertura	0	0	cm

APÉNDICE D

En esta sección se presentan los diagramas momento-curvatura, las curvas momento-deformación unitaria del acero de refuerzo por flexión y los momentos flexionantes en el marco de elementos confinantes. Se consideran dos posibles secciones: sección transversal únicamente de concreto y la sección compuesta bloque-concreto.

En el cálculo de los diagramas momento-curvatura se consideró: (1) el modelo constitutivo esfuerzo deformación del acero propuesto por Rodríguez y Botero (1994), (2) el modelo constitutivo esfuerzo deformación del concreto propuesto por Scott *et al.* (1982), (3) debido a la carencia de un modelo constitutivo para los bloques se asume el modelo constitutivo del concreto utilizando la resistencia a compresión axial de las piezas sobre área neta, (4) el concreto es no confinado, (5) la deformación unitaria de fluencia del acero (ϵ_y) de 0.0021, (6) criterio de falla del concreto (o el bloque) a una deformación última (ϵ_{cu}) de 0.003, (7) el criterio de falla por fractura del acero de refuerzo establecido en el modelo constitutivo de Rodríguez y Botero y (8) resistencia al tensión nula de las fibras de concreto.

En la Figura D.1 y Figura D.2 se presenta el diagrama momento curvatura de la sección transversal de concreto y la curva deformación unitaria-momento flexionante. Se observa que la sección transversal de concreto es una sección subreforzada y su momento de fluencia es de 721.08 kg-m.

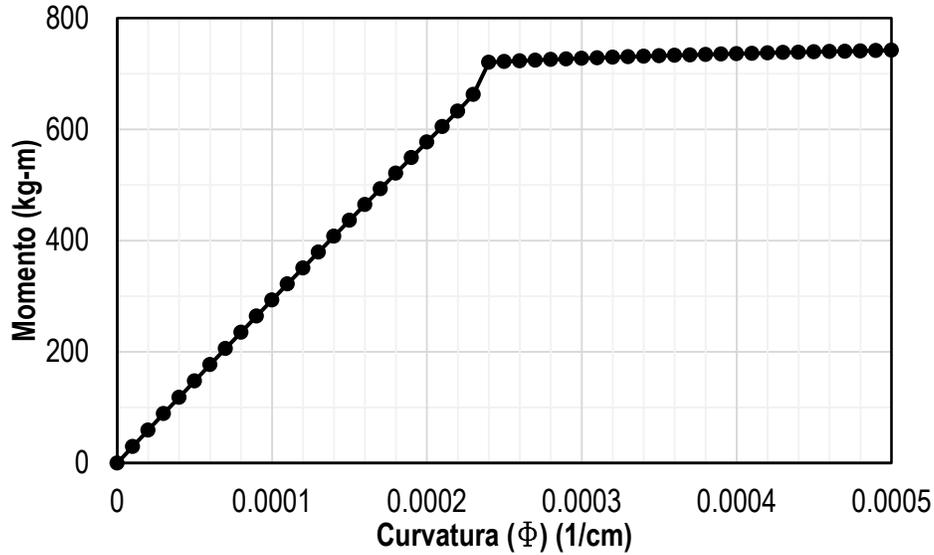


Figura D.1. Diagrama momento-curvatura de la sección de concreto

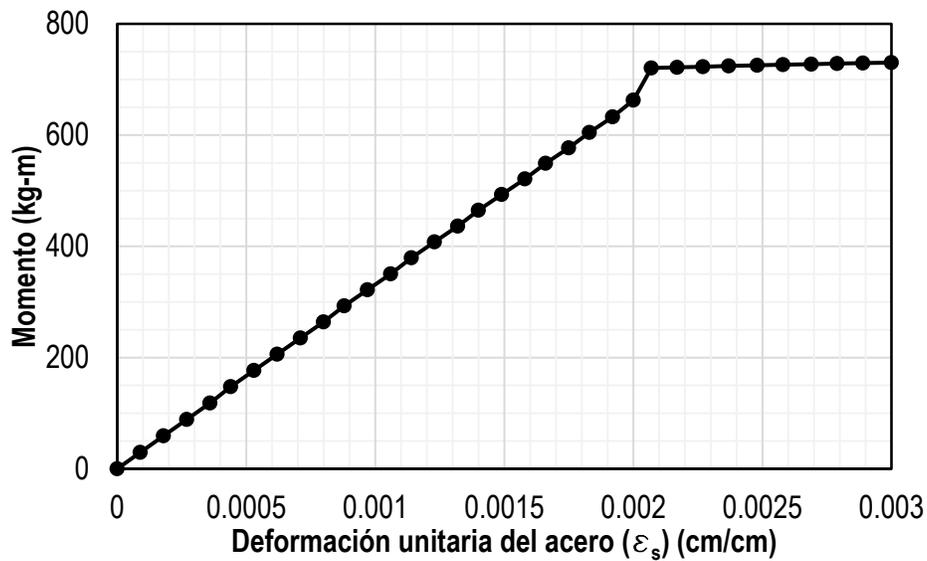


Figura D.2. Diagrama momento-deformación unitaria del acero de refuerzo de la sección concreto

En la Figura D.3 y Figura D.4 se presenta el diagrama momento curvatura de la sección transversal compuesta bloque-concreto y la curva deformación unitaria-momento flexionante. Se observa que está es una sección sobrerreforzada, por lo que el acero de refuerzo longitudinal nunca fluye. La falla de la sección es debida al aplastamiento del concreto a una deformación (ϵ_{cu}) de 0.003 y el momento

analítico asociado a la falla es de 1450.4 kg-m. Esta sección no tiene un comportamiento dúctil y es imposible ver la fluencia del acero de refuerzo a flexión.

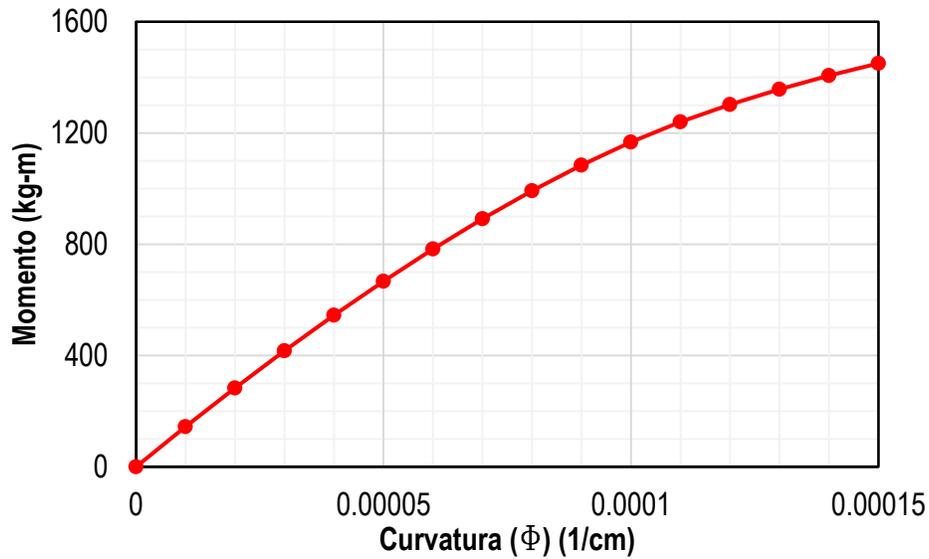


Figura D.3. Diagrama momento-curvatura de la sección de concreto

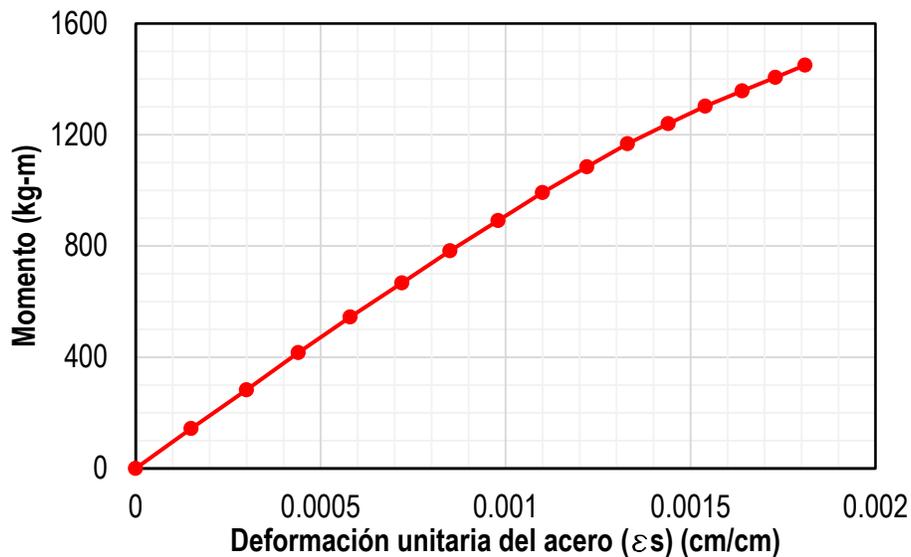


Figura D.4. Diagrama momento-deformación unitaria del acero de refuerzo de la sección concreto

Para el caso del muro M1 las deformaciones unitarias promedio asociadas a la resistencia fuera del plano fueron de 0.00065 cm/cm y 0.00043 cm/cm para el extremo y el centro de la cadena superior, respectivamente. Los momentos

asociados a dichas deformaciones fueron de (+) 273.89 kg-m y (-) 590.37 kg-m. Por otro lado para el caso del muro M2 las deformaciones unitarias promedio asociadas a la resistencia fuera del plano fueron de 0.00029 cm/cm y 0.00060 cm/cm para el extremo de la cadena superior y la base de los castillos, respectivamente. Los momentos asociados a dichas deformaciones fueron de (+) 150.61 kg-m y (+) 246.99 kg-m. La sección transversal compuesta únicamente se consideró para las zonas de momento negativo que se ubican cerca del centro del claro.