



---

---

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE YUCATÁN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**UNIDAD DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

**“PROPUESTA DE DISEÑO PARA  
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA  
CONFINADA”**

**TESIS**

**PRESENTADA POR**

**I.C. JAVIER ALBERTO GONZÁLEZ ESPADAS**

**EN OPCIÓN AL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**OPCIÓN ESTRUCTURAS**

**MÉRIDA, YUCATÁN, MÉXICO**

**2017**

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) por el apoyo económico otorgado para realizar mis estudios de posgrado.

Agradezco a los profesores de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán por el apoyo brindado durante el desarrollo de este trabajo de investigación.

## RESUMEN

En el municipio de Mérida un gran número de viviendas se construyen a base de muros de mampostería confinada. Los elementos que componen este sistema estructural, se elaboran a partir de materiales pétreos de la región. Debido a la ausencia de normas técnicas locales, el diseño de muros confinados se realiza utilizando de manera supletoria las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCM). Por otro lado, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán (FIUADY) se han realizado diversos estudios para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería y de los elementos que la conforman (morteros, piezas y concretos). En dichos estudios se observó que los materiales empleados en el municipio de Mérida tienen un comportamiento distinto a los empleados en la ciudad de México. Adicionalmente, se han realizado estudios sobre el comportamiento de muros confinados sujetos a cargas laterales y cargas fuera del plano. En dichos estudios se encontró que para muros sujetos a cargas laterales con un comportamiento dominado por cortante, la ecuación de las NTCM sobrestima su resistencia.

El objetivo de esta investigación fue desarrollar una propuesta de diseño para estructuras de mampostería confinada para el municipio de Mérida. Para ello se realizó una revisión de la literatura de los trabajos de investigación realizados en la FIUADY. Se realizó un análisis estadístico y probabilístico de los resultados experimentales para obtener los valores y ecuaciones de diseño correspondientes. Finalmente, se redactó una propuesta de diseño para estructuras de mampostería confinada. Dicha propuesta consta de cinco capítulos, los cuales son: 1) Requisitos generales, 2) Materiales para mampostería, 3) Especificaciones generales de análisis y diseño, 4) Mampostería confinada y 5) Construcción. En el contenido de dicha propuesta se cuenta con el alcance del documento, especificaciones de morteros y piezas, valores de diseño y ecuaciones de diseño para determinar la resistencia muros de mampostería confinadas sujetos a cargas en el plano y fuera de él, así como las

propiedades mecánicas de los materiales que los conforman. Así mismo, se cuenta con criterios de diseño, métodos de análisis, detallado del refuerzo y construcción.

Se observó que en general los morteros y bloques presentan resistencias inferiores al mínimo establecido en las NTCM. Las tablas de valores de diseño para calcular la resistencia a compresión axial y compresión diagonal de la mampostería propuestas en las NTCM, no son aplicables al municipio de Mérida. Esto se debe a que los bloques empleados en el municipio de Mérida presentan resistencias inferiores a las mínimas establecidas en las NTCM, adicionalmente se utilizan morteros con proporcionamientos diferentes. La ecuación de diseño para calcular el módulo de elasticidad de las NTCM, subestima los valores experimentales de la FIUADY. Para el caso de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales, se observó que la ecuación propuesta en las NTCM para calcular la resistencia de agrietamiento a cortante, no considera el efecto de la relación de aspecto. En la propuesta también se proponen algunas ecuaciones que no se encuentran en las NTCM, como son: resistencia a tensión de bloques, resistencia a tensión por flexión de la mampostería, resistencia a cortante directo de la mampostería, resistencia a flexo-cortante y fuera del plano de muros de mampostería confinada.

Se concluyó que los valores y ecuaciones de diseño propuestos en este trabajo permitirán realizar un diseño confiable de estructuras a base de muros de mampostería confinada en el municipio de Mérida. Por otro lado, dichos valores y ecuaciones representan adecuadamente el comportamiento de este tipo de estructuras y de los materiales que las conforman.

## **ABSTRACT**

In the municipality of Mérida a large number of houses are built on walls of confined masonry. The elements that conform this structural system are made from stone materials of the region. Due to the lack of local technical norms, the design of confined masonry walls is made using the Complementary Technical Norms for Design and Construction of Masonry Structures of the Building Code for the Federal District (NTCM). On the other hand, several studies have been developed in the Facultad de Ingeniería of the Universidad Autónoma de Yucatán (FIUADY) to determine the mechanical properties of the masonry, mortars, blocks and concretes. In these studies, it was observed that the materials used in the municipality of Merida have a different behavior to those used in Mexico City. In addition, other studies had been developed on the behavior of confined walls subject to lateral loads and out-of-plane loads. In these studies, it was observed that for walls subjected to lateral loads with a shear dominated behavior, the NTCM equation overestimates its resistance.

The objective of this research was to develop a design proposal for confined masonry structures for the municipality of Mérida. In order to achieve this objective, a review of the literature focus on the research work developed at FIUADY was made. A statistical and probabilistic analysis of the experimental results was carried out to obtain the design values and design equations. Finally, a design proposal for confined masonry structures was written. The design proposal consists of five chapters, which are: 1) General requirements, 2) Masonry materials, 3) General analysis and design specifications, 4) Confined masonry and 5) Construction. The content of this proposal includes the scope of the document, specifications for mortars and blocks, design values and design equations to determine the lateral and out-of-plane strength of confined masonry walls, and to determine the mechanical properties of the materials that conform them. Also, it includes the design criteria, methods of analysis, reinforcement details and construction.

In general the axial compressive strength of mortars and blocks is smaller than the minimum specified in the NTCM. The tables of design values for determine the axial compressive strength and diagonal compressive strength of the masonry proposed in the NTCM, are not applicable to the municipality of Merida. This is due to the fact that axial compressive strength of blocks used in the municipality of Merida is smaller than the minimum specified in the NTCM. In addition mortars with different proportions are used. The design equation to determine the modulus of elasticity of the NTCM, underestimates the experimental values of the FIUADY. For the case of confined masonry walls subjected to lateral loads, it was observed that the equation proposed in the NTCM to determine the shear strength does not consider the effect of the aspect ratio. The proposal include design equations that are not considered in the NTCM, such as: tensile strength of blocks, flexural tensile strength of masonry, direct shear strength of masonry, flexo-shear and out-of-plane strength of confined masonry walls.

The design values and design equations proposed in this document will allow a safe design of structures based on confined masonry walls in the municipality of Merida. These values and equations represents well the behavior of this type of masonry structures.

# ÍNDICE GENERAL

<b>Capítulo 1: Introducción.....</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades.....	1
1.3 Objetivo general.....	3
1.4 Objetivos particulares .....	3
<b>Capítulo 2: Revisión de la literatura.....</b>	<b>4</b>
2.1 Propiedades de piezas, morteros y concretos.....	4
2.2 Propiedades de la mampostería .....	9
2.3 Comportamiento de muros de mampostería confinada .....	14
2.3.1 Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales: .....	14
2.3.2 Comportamiento muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano:.....	23
2.4 Conclusiones y discusión de la revisión de la literatura .....	29
<b>Capítulo 3: Metodología.....</b>	<b>33</b>
3.1 Identificación de relaciones entre propiedades mecánicas.....	33
3.2 Organización de base de datos de los resultados experimentales .....	33
3.3 Selección del ajuste de distribución de probabilidad.....	34
3.4 Obtención de valores y ecuaciones de diseño.....	35
3.4.1 Valores mínimos de diseño: .....	37
3.4.2 Ecuaciones de diseño .....	40
3.5 Comparación de resultados con las NTCM del RCDF-2004.....	44
3.5 Redacción de la propuesta de diseño.....	45
<b>Capítulo 4: Resultados y discusión .....</b>	<b>46</b>
4.1 Distribuciones de probabilidad .....	46
4.2 Valores mínimos de diseño.....	47
4.2.1 Resistencia a compresión axial de morteros .....	47
4.2.2 Resistencia a compresión axial de bloques.....	50
4.2.3 Resistencia a compresión diagonal de la mampostería sobre área total .....	53

4.2.4 Resistencia a tensión por flexión de la mampostería: .....	57
4.3 Ecuaciones para determinar propiedades de la mampostería .....	63
4.3.1 Resistencia a tensión de bloques .....	63
4.3.2 Resistencia a compresión axial de la mampostería.....	69
4.3.3 Módulo de elasticidad de la mampostería: .....	74
4.3.4 Módulo de cortante de la mampostería .....	81
4.3.5 Cortante directo de la mampostería: .....	83
4.4 Ecuaciones para determinar propiedades de muros de mampostería confinada .....	84
4.4.1 Resistencia a cortante de muros sujetos a cargas laterales en el plano .....	84
4.4.2 Resistencia a flexo-cortante de muros sujetos en el plano:.....	89
4.4.3 Resistencia a flexión de muros sujetos a cargas laterales en el plano (flexo-compresión).....	90
4.4.4 Resistencia a compresión axial de muros de mampostería confinada 93	
4.4.5 Resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada ...	93
4.4 Propuesta de diseño para estructuras de mampostería confinada .....	95
<b>Capítulo 5: Conclusiones.....</b>	<b>98</b>
<b>Referencias .....</b>	<b>100</b>
<b>APÉNDICE A .....</b>	<b>104</b>
<b>APÉNDICE B .....</b>	<b>167</b>
B.1 Ejemplo 1.....	167
B.2 Ejemplo 2.....	172

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Resistencia a compresión axial de la mampostería.....	34
Tabla 4.1 Valores de log verosimilitud de las distribuciones N y LN. ....	46
Tabla 4.2 Resistencia a compresión axial de morteros .....	49
Tabla 4.3 Comparación de valores mínimos de diseño de morteros con los propuestos en las NTCM. ....	50
Tabla 4.4 Resistencia a compresión axial de bloques huecos de concreto. ....	52
Tabla 4.5 Comparación de valores mínimos de diseño de bloques con los propuestos en las NTCM. ....	53
Tabla 4.6 Resistencia a compresión diagonal de mampostería. ....	55
Tabla 4.7 Resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas. ....	59
Tabla 4.8 Resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas. ....	62
Tabla 4.9 Factor de corrección por espesor $\alpha_1$ para la resistencia a tensión perpendicular de bloques. ....	64
Tabla 4.10 Factor de corrección por espesor $\alpha_2$ para la resistencia a tensión paralela de bloques.....	67
Tabla 4.11 Factor de corrección por espesor $\beta$ para la resistencia compresión axial de pilas.....	71
Tabla 4.12 Factor de corrección por espesor $\eta$ para el módulo de elasticidad de pilas. ....	75
Tabla 4.13 Factor de corrección por espesor $\zeta$ para el módulo de elasticidad de pilas. ....	78
Tabla 4.14 Comparación de valores analíticos y experimentales de la resistencia al agrietamiento de cargas laterales de muros.....	86
Tabla 4.15 Relación de valores de carga máxima experimentales y los de carga de agrietamiento obtenidos analíticamente. ....	87

Tabla 4.16 Relación de valores de carga última experimentales y los de carga de agrietamiento obtenidos analíticamente. ....	88
Tabla 4.17 Relación de valores de carga de flexo-cortante analítica y los de carga de flexo-cortante experimental. ....	90
Tabla 4.18 Relación de valores de carga a flexión analítica y los de carga de flexión experimental. ....	92
Tabla 4.19 Valores máximos y mínimos de resistencia a compresión axial de bloques. ....	96

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 Curva de una distribución normal (Walpole, 2012).....	35
Figura 3.2 Probabilidad entre los valores de $x_1$ y $x_2$ (Walpole, 2012). ....	36
Figura 3.3 Teorema del límite central (Walpole, 2012).....	37
Figura 4.1 Resistencia a compresión axial de mortero 1:2:5.....	47
Figura 4.2 Resistencia a compresión axial de mortero 1:2:6.....	48
Figura 4.3 Resistencia a compresión axial de mortero 1:2:7.....	48
Figura 4.4 Resistencia a compresión axial de bloques de 12 cm.....	50
Figura 4.5 Resistencia a compresión axial de bloques de 15 cm.....	51
Figura 4.6 Resistencia a compresión axial de bloques de 20 cm.....	51
Figura 4.7 Resistencia a compresión diagonal de muretes de 12 cm. ....	54
Figura 4.8 Resistencia a compresión diagonal de muretes de 15 cm. ....	54
Figura 4.9 Resistencia a compresión diagonal de diseño de mampostería de piezas de concreto (NTCM, 2004).....	56
Figura 4.10 Resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas de muretes de 12 cm. ....	57
Figura 4.11 Resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas de muretes de 15 cm. ....	58
Figura 4.12 Resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas de muretes de 12 cm. ....	60
Figura 4.13 Resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas de muretes de 15 cm. ....	61
Figura 4.14 Resistencia a tensión perpendicular de diseño de bloques de 15 cm. ....	64
Figura 4.15 Resistencia a tensión perpendicular de diseño de bloques de 20 cm. ....	65
Figura 4.16 Resistencia a tensión paralela de diseño de bloques de 15 cm.....	67

Figura 4.17 Resistencia a tensión paralela de diseño de bloques de 12 cm.....	68
Figura 4.18 Resistencia a tensión paralela de diseño de bloques de 20 cm.....	69
Figura 4.19 Resistencia a compresión axial de la mampostería de espesor de 15 cm. .....	70
Figura 4.20 Resistencia compresión axial de la mampostería de espesor de 12 cm.	72
Figura 4.21 Resistencia compresión axial de la mampostería de espesor de 20 cm.	72
Figura 4.22 Valores de la resistencia a compresión de diseño de la mampostería de piezas de concreto de las NTCM. ....	73
Figura 4.23. Módulo de elasticidad de pilas de 15 cm de espesor.....	74
Figura 4.24 Módulo de elasticidad de pilas de 12 cm de espesor.....	75
Figura 4.25 Módulo de elasticidad de pilas de 20 cm de espesor.....	76
Figura 4.26 Módulo de elasticidad de pilas de 15 cm de espesor.....	77
Figura 4.27 Módulo de elasticidad de pilas de 12 cm de espesor.....	79
Figura 4.28 Módulo de elasticidad de pilas de 20 cm de espesor.....	79
Figura 4.29 Comparación de la ecuación de diseño con las NTCM del módulo de elasticidad de pilas de 12, 15 y 20 cm de espesor.....	81
Figura 4.30 Modulo de cortante de diseño de la mampostería.....	82
Figura 4.31 Resistencia a cortante directo de diseño de la mampostería con espesor de 15 cm.....	83
Figura 4.32 Factor de calibración y en función de la relación de aspecto de los muros. .....	85
Figura 4.33 Formato de la propuesta de diseño.....	97

# Capítulo 1: Introducción.

## 1.1 Generalidades

La mampostería es un sistema estructural que se conforma por la unión de elementos que pueden ser de distintos materiales. En general, dichos elementos se encuentran unidos por un mortero o aglutinante. Comúnmente, la mampostería se emplea para la construcción de muros. Los muros de mampostería se pueden clasificar como: no reforzados, reforzados interiormente, confinados y diafragma. Los muros no reforzados son aquellos que no cuentan con ningún tipo de refuerzo o el refuerzo no cumple con los requerimientos mínimos especificados en los reglamentos de diseño. Los muros reforzados interiormente son aquellos en los que se coloca acero de refuerzo vertical en las celdas de las piezas y acero de refuerzo horizontal en piezas especiales o en las juntas entre hiladas. Los muros confinados están formados por un panel de mampostería y elementos confinantes de concreto reforzado (castillos y dalas). Debido a su proceso constructivo, el panel de mampostería y los elementos confinantes se encuentran unidos. Por tanto, ambos contribuyen a la rigidez lateral. Los muros diafragma están formados por un panel de mampostería y un marco estructural. Dicho marco puede ser de concreto reforzado o acero estructural. Las cargas laterales son tomadas inicialmente por el marco ya que debido al proceso constructivo existen pequeñas holguras entre el panel y el marco. Sin embargo, inmediatamente después, el muro toma toda la carga debido a que el marco es muy flexible.

Los muros de confinados son comúnmente utilizados en la construcción de edificios y viviendas. Sus funciones pueden ser como muros divisorios o de carga. En el municipio de Mérida un gran número de viviendas se construyen con base en este sistema estructural. Los elementos que componen este sistema estructural, se elaboran a partir de materiales pétreos de la región. Dichos materiales tienen características diferentes a los utilizados en diferentes regiones de México. Por otro lado, debido a la ausencia de normas técnicas locales, el diseño de muros confinados

se realiza utilizando de manera supletoria las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004). Sin embargo, las NTCM fueron elaboradas para el diseño de muros confinados construidos con mamposterías con características diferentes a las utilizadas en el municipio de Mérida.

Por otro lado, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán (FIUADY) se han realizado diversos estudios para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería y de los elementos que la conforman (morteros, piezas y concretos). La resistencia a compresión axial de bloques, la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de la mampostería, fueron estudiados por González (2006) y González (2010). La resistencia a compresión axial de los morteros típicos de la región fue determinada por González (2006) y Marín (2008). La resistencia a compresión diagonal y el módulo cortante de la mampostería fue estudiada por Marín (2008). La resistencia a tensión por flexión paralela y perpendicular fue estudiada por Flores (2008) y Dorantes (2011). La resistencia a tensión diagonal y perpendicular de bloques huecos de concreto fue estudiada por Regla (2009) y González (2010). En general, se determinaron valores de diseño de las propiedades mecánicas de bloques de distintos espesores, morteros, pilas y muretes. Adicionalmente, se han realizado estudios sobre el comportamiento de muros confinados sujetos a cargas laterales y cargas fuera del plano. El comportamiento de muros sujetos a cargas laterales fue estudiado por Raygoza (2012), Sosa (2013), Solís (2014), Prieto (2015), Ventura (2015), Gamboa (2016), Alcocer (en proceso), Chim (en proceso) y Ricalde (en proceso). El comportamiento de muros sujetos a cargas fuera del plano fue estudiado por Varela et al. (2011, 2012a, 2012b, 2015), Moreno (2015), G. Cantón (2016) y Rodríguez (en proceso). Por lo tanto, se cuenta con la información necesaria para realizar un análisis estadístico y probabilístico detallado sobre las propiedades y comportamiento de los muros confinados que se construyen en el municipio de Mérida. Lo anterior permitirá desarrollar y proponer valores y ecuaciones de diseño que representen el

comportamiento de la mampostería y de los muros confinados utilizados en el municipio de Mérida.

### **1.3 Objetivo general**

Desarrollar una propuesta de diseño para estructuras de mampostería confinada para el municipio de Mérida.

### **1.4 Objetivos particulares**

- Establecer relaciones entre las propiedades mecánicas de la mampostería.
- Realizar un análisis estadístico y probabilístico con los resultados obtenidos en las distintas investigaciones sobre la mampostería del municipio de Mérida.
- Proponer valores y ecuaciones de diseño para la mampostería y los muros confinados utilizados en el municipio de Mérida.
- Redactar una propuesta de diseño para muros confinados.

## Capítulo 2: Revisión de la literatura.

En esta sección se presenta la revisión de la literatura sobre las propiedades de la mampostería utilizada en el municipio de Mérida y sobre el comportamiento de muros confinados. Dicha revisión se hizo con dos propósitos: 1) identificar las propiedades mecánicas y el comportamiento de los materiales que conforman la mampostería de la región, y 2) identificar el comportamiento de muros de mampostería confinada.

### 2.1 Propiedades de piezas, morteros y concretos

González (2006) determinó la resistencia a compresión axial ( $f_{pt}$ ) de bloques y morteros ( $f_j$ ) usados en el municipio de Mérida. Ensayó 130 bloques huecos de concreto de tres celdas de dimensiones 15 x 20 x 40 cm (espesor x altura x longitud) provenientes de 13 plantas fabricadoras de los alrededores del municipio de Mérida. Adicionalmente, realizó visitas a obras para determinar los morteros más usados en la construcción. De dichas visitas encontró que los morteros más utilizados en proporción por volumen, son: 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7 (Cemento Portland: Cal: Arena). La resistencia a compresión axial de los bloques se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2004. La resistencia a compresión axial de los bloques sobre área total ( $f_{pt}$ ) varió de 26.84 a 102.50 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 59.97 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión axial de los morteros se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-061-ONNCCE-2001. La resistencia de los morteros varió de 35.50 a 39.80 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 37.87 kg/cm<sup>2</sup>.

Marín (2008) determinó la resistencia a compresión axial de bloques y morteros. Ensayó 25 bloques provenientes de tres plantas fabricadoras. Las dimensiones de los bloques fueron de 15 x 20 x 40 cm. La resistencia se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2004. La resistencia a compresión axial de los bloques sobre área total varió de 28.58 a 78.22 kg/cm<sup>2</sup>, con

un valor promedio de 58.76 kg/cm<sup>2</sup>. Por otro lado, se ensayaron 12 especímenes de mortero con proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A) de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-061-ONNCCE-2001. La resistencia a compresión axial del mortero varió de 35.18 kg/cm<sup>2</sup> a 40.72 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 38.14 kg/cm<sup>2</sup>.

Flores (2008) determinó la resistencia a compresión axial de bloques provenientes de tres plantas, las cuales seleccionó a partir de los resultados de González Torres (2006) para considerar resistencias bajas, medias y altas. Las dimensiones de los bloques fueron 15 x 20 x 40 cm. La resistencia se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2004. La resistencia a compresión axial sobre área total varió de 28.38 a 74.39 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 52.64 kg/cm<sup>2</sup>.

Regla (2009) determinó la resistencia a compresión axial y la resistencia a tensión en dos direcciones de bloques huecos de concreto. La resistencia a tensión se determinó en las direcciones perpendicular y paralela a la longitud de los bloques. Para obtener la resistencia a compresión axial utilizó bloques de una misma planta considerando espesores de 10, 15 y 20 cm. La resistencia a compresión axial de los bloques se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2004. La resistencia a compresión promedio de los bloques de espesores de 10, 15 y 20 cm sobre área total fue de 74.08, 62.95 y 61.82 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Para la resistencia a tensión se consideraron bloques de seis plantas fabricadoras diferentes. Para cada planta, se ensayaron 20 bloques con espesor de 15 cm. Las pruebas a tensión de los bloques se realizaron de acuerdo con las especificaciones de la norma ASTM C-1006-2001. La resistencia a tensión paralela de bloques ( $f_{tpa}$ ) varió de 2.11 a 7.45 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 3.65 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a tensión perpendicular de bloques ( $f_{tpe}$ ) varió de 2.61 a 10.65 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 5.21 kg/cm<sup>2</sup>. Se propusieron ecuaciones para determinar las resistencias a tensión de los bloques en función de su resistencia a compresión axial ( $f_{pt}$ ) (Ec. (2.1) y (2.2)).

$$f_{tpa} = 0.06f_{pt} - 0.8 \quad (2.1)$$

$$f_{tpe} = 0.09f_{pt} - 0.8 \quad (2.2)$$

El autor concluyó que la resistencia a tensión paralela de bloques huecos de concreto depende de la resistencia a compresión axial, del ancho del bloque y del espesor de las paredes de las celdas de los bloques. Por su parte, la resistencia a tensión perpendicular de bloques huecos de concreto depende de la resistencia a compresión axial, la longitud de los bloques y el espesor de las paredes de las celdas.

González (2010) determinó la resistencia a compresión axial y a tensión paralela de bloques de distinto espesor. Utilizó bloques huecos de concreto de tres celdas. Se consideraron espesores de bloques de 12, 15 y 20 cm provenientes de dos plantas fabricadoras. Para la resistencia a compresión axial ensayó un total de 72 bloques de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2004. La resistencia a compresión axial promedio de los bloques sobre área total para los espesores 12, 15, y 20 cm fue de 48.34, 51.58 y 60.84 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Para la resistencia a tensión paralela utilizó un total de 72 bloques y se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma ASTM C-1006-2001. La resistencia a tensión paralela de los bloques para los espesores de 12, 15, y 20 cm fue de 3.00, 4.25 y 4.22 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Se observó que la resistencia a la compresión y a tensión aumenta conforme el espesor aumenta.

Dorantes (2011) determinó la resistencia a compresión axial de bloques y morteros. Se determinó la resistencia a compresión axial de cinco bloques de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2004. Las dimensiones nominales de los bloques fueron de 12 x 20 x 40 cm. La resistencia a compresión axial de los bloques sobre área total varió de 39.38 a 46.07 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 41.68 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión axial para los morteros se determinó mediante el ensaye de cinco especímenes de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-061-ONNCCE-2001. Se consideró un mortero en proporción por

volumen de 1:2:7. La resistencia del mortero varió de 15.77 a 29.23 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 24.53 kg/cm<sup>2</sup>.

Raygoza (2012) determinó la resistencia a compresión axial de bloques y morteros. Las dimensiones de los bloques fueron de 15 x 20 x 40 cm. Se consideró un mortero en proporción por volumen de 1:2:7. El ensaye de bloques y morteros se hizo de acuerdo con las especificaciones de las normas NMX-C-036-ONNCCE-2004 y NMX-C-061-ONNCCE-2001, respectivamente. La resistencia a compresión axial de bloques sobre área total varió de 67.70 a 74.92 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 70.58 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión axial promedio del mortero fue 29.25 kg/cm<sup>2</sup>.

Rosado (2014) determinó el módulo de elasticidad del concreto elaborado con agregados de origen calizo. Ensayó cilindros de concreto con diámetro de 15 cm y altura de 30 cm con relaciones agua/cemento de 0.5 y 0.7. Los materiales empleados cumplieron con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE. El diseño de mezclas de concreto se realizó de acuerdo con las especificaciones del ACI 211 con los datos obtenidos de las pruebas de materiales. La determinación de la resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad del concreto se realizó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-083-ONNCCE y NMX-C-128-ONNCCE, respectivamente. Por otro lado, observó que las ecuaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2004) sobreestiman el módulo de elasticidad del concreto fabricado con materiales de la región. A partir de los valores experimentales, el autor propone un valor de  $K$  de 11,236 (Ec. (2.3)) para determinar el módulo de elasticidad para concreto elaborado con agregado de origen calizo.

$$E_c = K\sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

Hernández (2015) determinó la resistencia a compresión axial y a tensión paralela de bloques, y la resistencia a compresión axial de morteros. Para ello, consideró piezas

con dimensiones nominales de 12 x 20 x 40 cm y de 15 x 20 x 40 cm. Para las pruebas a compresión axial de bloques se emplearon seis bloques para cada espesor. El ensaye a compresión axial de los bloques se realizó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-036-ONNCCE-2013. La resistencia a compresión axial ( $f_{pt}$ ) de bloques con espesor de 12 cm varió de 49.89 a 55.39 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 53.38 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión axial ( $f_{pt}$ ) de bloques con espesor de 15 cm varió de 48.32 a 64.34 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 54.29 kg/cm<sup>2</sup>. Para las pruebas de tensión paralela se emplearon seis bloques de 12 cm de espesor. El ensaye a tensión de bloques se realizó de acuerdo con las especificaciones de la norma ASTM C-1006-2001. La resistencia a tensión paralela de los bloques varió de 2.12 a 4.63 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 3.42 kg/cm<sup>2</sup>. Para determinar la resistencia a compresión axial del mortero, se elaboraron seis cubos de mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A). Los ensayes se realizaron de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-061-ONNCCE-2010. La resistencia a compresión axial de los morteros varió de 33.65 a 35.49 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 34.52 kg/cm<sup>2</sup>.

Moreno et al. (2016) determinó la resistencia a tensión por flexión del concreto elaborado con agregado calizo de alta absorción. Se consideraron concretos con resistencia a compresión axial de 350, 250 y 150 kg/cm<sup>2</sup> que corresponden a las relaciones agua/cemento de 0.40, 0.60 y 0.80, respectivamente. Se ensayaron tres vigas con agregados calizos triturados de alta absorción para cada relación agua/cemento. Con base en los resultados experimentales, se obtuvo una ecuación para determinar la resistencia tensión por flexión del concreto ( $f_r$ ) en función de la resistencia a compresión axial del concreto ( $f'_c$ ) (Ec. (2.4)). Dicha ecuación se obtuvo por el método de mínimos cuadrados. Se concluye que la ecuación es similar a la propuesta en el ACI 318, sin embargo, presenta valores de resistencia superiores en un 20% respecto a lo propuesto en las NTCC (2004).

$$f_r = 2.374\sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

## 2.2 Propiedades de la mampostería

González (2006) determinó la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de la mampostería utilizada en el municipio de Mérida. Para lo anterior, ensayó 156 pilas construidas con bloques huecos de concreto provenientes de 13 plantas fabricadoras. Se utilizaron dos tipos de mortero en proporción por volumen 1:2:5 y 1:2:7 (CP: C: A). Consideró 12 pilas para cada planta, seis para cada tipo de mortero. Dichas pilas fueron construidas con bloques huecos de concreto de tres celdas. Las dimensiones nominales de los bloques fueron de 15 x 20 x 40 cm. Cada pila consistió en tres bloques superpuestos unidos con mortero colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud. Las dimensiones nominales de las pilas fueron de 15 x 60 x 40 cm (espesor x altura x longitud). La resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad se determinaron de acuerdo con las especificaciones de las NTCM, el anteproyecto de la norma NMX-Pilas y la norma ASTM-C-1314-02. La resistencia a compresión axial de la mampostería sobre área total varió de 16.71 a 41.12 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 28.91 kg/cm<sup>2</sup>. El módulo de elasticidad de la mampostería varió de 28,467 a 57,675 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 42,120 kg/cm<sup>2</sup>. Con base en los resultados obtenidos, se observó que el tipo de mortero no influye significativamente en la resistencia ni en el módulo de elasticidad de la mampostería. El autor propone una ecuación para determinar la resistencia a compresión axial de la mampostería ( $f_{mt}$ ) en función de la resistencia a compresión axial de las piezas ( $f_{pt}$ ) (Ec. (2.5). Adicionalmente, propone una ecuación para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería ( $E_m$ ) en función de su resistencia a compresión axial sobre el área total ( $f_{mt}$ ) (Ec. (2.6).

$$f_{mt} = 2.5\sqrt{f_{pt}} \quad (2.5)$$

$$E_m = 5,000\sqrt{f_{mt}} \quad (2.6)$$

Marín (2008) ensayó 18 muretes para determinar la resistencia a compresión diagonal y el módulo de cortante de la mampostería fabricada con bloques huecos de concreto

de 15 cm de espesor. Las dimensiones de los muretes fueron de 120 x 120 cm (longitud x altura). Para ello, construyó muretes a partir de bloques provenientes de tres plantas fabricadoras. El mortero empleado fue en proporción por volumen de 1:2:7 (CP:C:A). El mortero se colocó únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a la longitud de los bloques y en las paredes verticales en toda su área. Los muretes se ensayaron de acuerdo con las especificaciones del anteproyecto de norma NMX-Muretes. De los ensayos se determinó que el valor de la resistencia a compresión diagonal varió de 1.83 a 3.43 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 2.78 kg/cm<sup>2</sup>. En todos los ensayos la falla se presentó en la junta y fue de dos tipos: 1) tensión diagonal (escalonada) y 2) por deslizamiento. El autor propone un valor de diseño para la resistencia a compresión diagonal de la mampostería sobre área total de 1.8 kg/cm<sup>2</sup>. También determinó el módulo de cortante de la mampostería ( $G_m$ ), cuyo valor promedio fue de 16,751 kg/cm<sup>2</sup>. Adicionalmente, desarrolló una ecuación para determinar  $G_m$  en función de  $E_m$ . Se observó que la variación con la ecuación propuesta en las NTCM del RCDF-2004 no es significativa. Los valores de  $E_m$  los obtuvo a partir de los resultados obtenidos por González Torres (2006).

Flores (2008) determinó la resistencia a tensión por flexión fuera del plano de la mampostería construida con bloques huecos de concreto de 15 cm de espesor. Ensayó muretes en dos direcciones ortogonales, 14 para la tensión perpendicular a las juntas horizontales y 20 para la tensión paralela a las juntas horizontales. Las dimensiones de los muretes para determinar la resistencia a tensión perpendicular fueron de 120 x 100 cm (ancho x longitud). Las dimensiones de los muretes para la resistencia a tensión paralela fueron de 120 x 160 cm (ancho x longitud). Se utilizó mortero en proporciones por volumen 1:2:7 (CP:C:A). El mortero se colocó únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a la longitud de los bloques y en las paredes verticales en toda su área. La resistencia a tensión por flexión de la mampostería se determinó de acuerdo con las especificaciones de la norma ASTM E72-98. La resistencia a tensión perpendicular ( $f_{tperm}$ ) promedio fue 1.38 kg/cm<sup>2</sup>. En todos los ensayos de tensión perpendicular se presentó una falla por

adherencia en las juntas. La resistencia a tensión paralela ( $f_{tpam}$ ) promedio fue de 3.98 kg/cm<sup>2</sup>. En los ensayos de tensión paralela se presentaron dos tipo de falla: 1) por adherencia en las juntas y 2) combinada (falla por adherencia en las juntas y de tensión en las piezas). El autor recomienda un valor de diseño de 0.60 kg/cm<sup>2</sup> para la resistencia a tensión por flexión perpendicular y 1.80 kg/cm<sup>2</sup> para la resistencia a tensión por flexión paralela de la mampostería.

González (2010) determinó la resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad de 72 pilas construidas con bloques huecos de concreto de tres celdas. Las pilas se conformaron de tres bloques apilados. Se consideraron espesores 12, 15 y 20 cm. Se utilizó un mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud. El ensaye de las pilas se realizó de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-464-ONNCE-2004. La resistencia a compresión axial promedio de la mampostería ( $f_{mt}$ ) para espesores de 12, 15 y 20 cm fue de 26.37, 26.00 y 23.34 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. El módulo de elasticidad promedio de la mampostería para espesores de 12, 15 y 20 cm fue de 35,137, 35,047 y 36,022 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. En los ensayos se observaron diferentes mecanismos de falla en las pilas. En las pilas construidas de 12 cm de espesor se presentó una falla por aplastamiento y en las pilas de 20 cm de espesor se presentó una falla por inestabilidad. Para la falla de inestabilidad se debió al agrietamiento por tensión de las paredes transversales de los bloques. El autor propone las ecuaciones (2.7) y (2.8) para determinar la resistencia a compresión axial de diseño ( $f_{mt}^*$ ) y el módulo de elasticidad de diseño ( $E_m^*$ ) de la mampostería, en función de la resistencia a compresión de la pieza ( $f_{pt}$ ). Esto se debe a que con base en un modelo numérico (método de elemento finito) desarrollado se encontró que el 90% del módulo de elasticidad de la mampostería depende del módulo de elasticidad del bloque.

$$f_{mt}^* = 2.56F_{EF}\sqrt{f_{pt}^*} \quad (2.7)$$

En donde  $F_{EF}$  es el factor de corrección por espesor de la resistencia a compresión axial, que toma valores de 1.10, 1.00 y 0.70 para los espesores de 12, 15 y 20 cm, respectivamente.

$$E_m^* = 4160F_{EE}\sqrt{f_{pt}^*} \quad (2.8)$$

En donde  $F_{EE}$  es el factor de corrección por espesor del módulo de elasticidad, que toma valores de 1.13, 1.00 y 0.90 para los espesores de 12, 15 y 20 cm, respectivamente.

González (2011) determinó la resistencia a cortante directo de la mampostería construida con bloques huecos de concreto de tres celdas de 15 cm de espesor. Se consideraron bloques provenientes de 13 plantas fabricadoras. Las variables de estudio fueron el esfuerzo normal a la junta paralela a la longitud de los bloques y el porcentaje inicial de absorción (PIA). Debido a la falta de una Norma Mexicana que establezca el procedimiento y configuración del espécimen, a partir de la revisión de la literatura el autor propuso usar la configuración triple propuesta por Drysdale et al. (1999). Se utilizó un mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud. En total se ensayaron 98 especímenes. La carga normal a la junta fue la correspondiente al peso de una losa de vigueta y bovedilla con un área tributaria de 2.5 m<sup>2</sup> para uso de habitación. Se consideraron cargas axiales nulas y las correspondientes a uno, dos, tres y cuatro niveles de entepiso; dichas cargas se asocian con los grupos de especímenes G-0, G-1, G-2, G-3 y G-4, respectivamente. Los especímenes de los grupos G-0 y G-1 fallaron por adherencia, mientras que para los grupos G-2, G-3 y G-4 se observaron, en su mayoría, fallas por adherencia y aplastamiento del mortero. Para determinar la resistencia a cortante directo ( $\tau$ ) se recomendó usar la ecuación de Mohr-Coulomb. Sin embargo, el autor realiza un ajuste por el método de mínimos cuadrados para obtener las expresiones que mejor se ajustaron a los resultados experimentales (Ec. (2.9 y (2.10)). Donde  $\tau_t$  es la resistencia a cortante directo sobre área total,  $\tau_n$  es la resistencia a cortante directo sobre área neta,  $\sigma_t$  es el esfuerzo axial normal a la

jointa paralela a la longitud de los bloques sobre área total y  $\sigma_n$  es el esfuerzo axial normal a la jointa paralela a la longitud de los bloques sobre área neta.

$$\tau_t = 1.3755\sigma_t + 0.6854 \quad (2.9)$$

$$\tau_n = 1.3673\sigma_n + 1.8498 \quad (2.10)$$

A partir de los resultados experimentales se determinó el valor promedio del coeficiente de fricción que fue de 1.37. El autor concluye que no fue posible determinar la influencia del PIA en la resistencia a cortante directo debido a que se utilizaron especímenes procedentes de diferentes plantas. La resistencia a cortante directo se incrementa conforme la carga normal a la jointa aumenta, dicha relación es bilineal.

Dorantes (2011) determinó la resistencia a tensión por flexión fuera del plano perpendicular y paralela a las juntas longitudinales para muretes de mampostería. Se ensayaron ocho muretes construidos con bloques huecos de concreto de 12 cm de espesor. Las dimensiones para los muretes ensayados a tensión por flexión perpendicular fueron 120.5 x 101.5 cm (ancho x longitud). Las dimensiones para los muretes ensayados a tensión por flexión paralela fueron 122 x 120.5 cm (ancho x longitud). Se utilizó mortero en proporciones por volumen de 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. El ensaye se realizó de acuerdo a las especificaciones de la norma ASTM E72-02. El valor de la resistencia a tensión perpendicular varió de 0.99 a 1.34 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 1.19 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a tensión paralela varió de 3.55 a 4.06 kg/cm<sup>2</sup>, con un valor promedio de 3.70 kg/cm<sup>2</sup>. Los resultados experimentales se compararon con los obtenidos de estudios previos para bloques con espesor de 15 cm. El autor concluye que la diferencia entre la resistencia a tensión perpendicular y paralela para muretes de 12 y 15 cm de espesor fue poco significativa.

Hernández (2015) determinó la resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad de pilas de mampostería hecha con bloques huecos de concreto. Para ello se

construyeron seis pilas con bloques con espesor de 12 cm. El mortero empleado en proporciones por volumen fue 1:2:7 (CP:C:A) y se colocó únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud. Las pruebas de resistencia a compresión axial de las pilas se realizaron de acuerdo con las especificaciones de la norma NMX-C-464-ONNCCE-2010. La resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad promedio de las pilas de 12 cm de espesor fue 31.61 y 43,633 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

## **2.3 Comportamiento de muros de mampostería confinada**

### **2.3.1 Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales:**

Raygoza (2012) ensayó cuatro muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto (altura entre longitud de muro) y la carga axial. Para la relación de aspecto se mantuvo constante la altura e igual a 265 cm, y se consideraron longitudes de 152, 234, 234 y 110 cm para los muros E1, E2, E3 y E4, respectivamente. Para la carga axial se consideraron valores de 15,295, 15,295, 10,200 y 7,770 kg para los muros E1, E2, E3 y E4, respectivamente. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones nominales de los bloques fueron 15 x 20 x 40 cm. Se utilizó mortero en proporciones por volumen 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Las dimensiones de los castillos fueron de 15 x 15 cm para todos los muros. La dala inferior tuvo una sección transversal de 15 x 35 cm y la superior de 15 x 15 cm. La resistencia a compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes para los muros E1, E2, y E3 fue de 197.08 kg/cm<sup>2</sup> y para el E4 de 154.06 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión diagonal de diseño de la mampostería fue 1.78 kg/cm<sup>2</sup>. Los muros se sometieron a combinaciones de cargas axiales y cargas laterales cíclicas reversibles de acuerdo con el protocolo de carga del Apéndice A de las NTCM (2004). La carga de agrietamiento para el muro E1, E2, E3 y E4 fue 5,625, 9,614, 6,855 y 2,820 kg,

respectivamente. La carga máxima para el muro E1, E2, E3 y E4 fue 7,571, 1,1971, 10,237 y 3,804 kg, respectivamente. La carga última para el muro E1, E2, E3 y E4 fue 4,008, 7,905, 5,681 y 2,356 kg, respectivamente. La distorsión experimental máxima del muro E1, E2, E3 y E4 fue 0.59, 0.39, 0.40 y 0.84, respectivamente. La distorsión experimental última del muro E1, E2, E3 y E4 fue 0.87, 0.55, 0.54 y 1.28, respectivamente. El autor propone ecuaciones para calcular la distorsión máxima ( $\emptyset_{max}$ ) y última ( $\emptyset_{ult}$ ) en función de la relación de aspecto (Ec. (2.11) y (2.12)).

$$\emptyset_{max} = 0.35 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.11)$$

$$\emptyset_{ult} = 0.51 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.12)$$

El autor concluye que para los muros con relación de aspecto mayor que 1.75 la ecuación de las NTCM del RCDF-2004 sobrestima la resistencia de agrietamiento ( $V_{agr}$ ). Debido a lo anterior, propone una ecuación que considera el efecto de la relación de aspecto (Ec. (2.13)). Donde  $v_m^*$  es la resistencia a compresión diagonal de diseño de la mampostería,  $A_t$  es el área de la sección transversal del muro,  $P$  es la carga axial total y  $\alpha$  es el factor de corrección que toma en cuenta la relación de aspecto. El factor  $\alpha$  se obtiene como (Ec. (2.14)) el inverso de la relación de aspecto.

$$V_{agr} = 0.45 v_m^* \alpha A_t + 0.3 P \quad (2.13)$$

$$\alpha = \frac{L}{H} \quad (2.14)$$

Adicionalmente, propone ecuaciones para determinar la carga lateral máxima ( $V_{max}$ ) y la carga última ( $V_{ult}$ ) en función de la carga de agrietamiento (Ec. (2.15) y (2.16)).

$$V_{max} = 1.3 V_{agr} \quad (2.15)$$

$$V_{ult} = 0.8 V_{agr} \quad (2.16)$$

Sosa (2013) estudió el comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales cíclicas reversibles en el plano. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto y el esfuerzo axial. Para la relación de aspecto se mantuvo una altura constante de 266 cm y se consideraron longitudes de 228, 228, 146 y 146 cm para los muros M1, M2, M3 y M4, respectivamente. Para la carga axial se consideraron valores de 10,200, 15,300, 6,530 y 9,790 kg para los muros M1, M2, M3 y M4, respectivamente. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto con dimensiones de 12 x 20 x 40 cm. El mortero empleado fue en proporción por volumen de 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Las dimensiones de los castillos fueron de 12 x 12 cm para todos los muros. La dala inferior tuvo una sección transversal de 15 x 35 cm y la superior de 15 x 15 cm. La resistencia a compresión diagonal de diseño de la mampostería fue 1.70 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes fue de 241.14 kg/cm<sup>2</sup>. Los muros se sometieron a combinaciones de cargas axiales y cargas laterales cíclicas reversibles de acuerdo con el protocolo de carga del Apéndice A de las NTCM (2004). La carga de agrietamiento para el muro M1, M2, M3 y M4 fue 6,191, 7,089, 3,402 y 4,092 kg, respectivamente. La carga máxima para el muro M1, M2, M3 y M4 fue 7,614, 8,220, 4,385 y 4,421 kg, respectivamente. La carga última para el muro M1, M2, M3 y M4 fue 4,000, 2,690, 2,300 y 2,290 kg, respectivamente. El autor propone usar la ecuación de Raygoza (2012) para calcular la carga de agrietamiento. Por otro lado, desarrolló una ecuación para determinar la resistencia máxima ( $V_{max}$ ) (Ec. (2.17) considerando la contribución de los castillos de concreto de reforzado. En dicha ecuación,  $v_m$  es la resistencia a compresión diagonal promedio de la mampostería,  $\alpha$  es el factor de corrección que considera la relación de aspecto,  $A_T$  es el área de la sección transversal del muro,  $P$  es la carga axial total,  $N_c$  es el número de castillos y  $V_{cr}$  es la resistencia a cortante que toma el concreto de los castillos. También propone una ecuación para calcular la resistencia a cortante última ( $V_{ult}$ ) (Ec. (2.18) en función de la resistencia a cortante máxima.

$$V_{max} = 0.88 (v_m)(\alpha)(A_T) + 0.10(P) + 0.93(N_c)(V_{cr}) \quad (2.17)$$

$$V_{ult} = 0.8 V_{max} \quad (2.18)$$

La distorsión máxima ( $\emptyset_{max}$ ) de los muros M1, M2, M3 y M4 fue 0.287, 0.355, 0.613 y 0.554, respectivamente. La distorsión última ( $\emptyset_{ult}$ ) de los muros M1, M2, M3 y M4 fue 0.543, 0.610, 1.083 y 0.840, respectivamente. Con base en estos resultados el autor propone dos ecuaciones en función de la relación de aspecto (Ec. (2.19) y (2.20):

$$\emptyset_{max} = 0.33 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.19)$$

$$\emptyset_{ult} = 0.52 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.20)$$

Solís (2014) estudió el comportamiento de muros rehabilitados y reforzados sujetos a cargas laterales cíclicas reversibles en el plano. Se consideraron siete muros, tres ensayados por Raygoza (2012) y cuatro ensayados por Sosa (2013). Todos los muros fueron construidos con piezas huecas de concreto y con relación de aspecto mayor a uno. La técnica de rehabilitación empelada fue la sustitución total de piezas y el reemplazo del concreto en los extremos de los elementos confinantes. Para el reforzamiento se emplearon los mismos pasos que para los muros rehabilitados y adicionalmente se aplicó un mortero de recubrimiento en ambas caras del muro. La carga axial se seleccionó siguiendo dos criterios: 1) emplear la misma carga axial considerada en el muro original y 2) en el caso de tener dos cargas axiales para una misma geometría se selecciona la mayor con el fin de evitar la falla por deslizamiento. La proporción por volumen del mortero de recubrimiento usado en los muros fue 1:5 (CP:A). Los espesores empleados de recubrimiento de mortero fueron 1 y 1.5 cm. El mortero empleado en la reconstrucción de la mampostería fue en proporciones por volumen 1:2:7 (CP:C:A). Los muros se sometieron a combinaciones de cargas axiales y cargas laterales cíclicas reversibles de acuerdo con el protocolo de carga del Apéndice A de las NTCM (2004). La carga de agrietamiento para los muros rehabilitados MR2, MR4 y MR6 fue 6,262, 3,556 y 6,991 kg, respectivamente. La carga de agrietamiento para los muros reforzados MR1, MR3, MR5 y MR8 fue 10,854, 4,582, 11,918 y 3,737 kg, respectivamente. La carga máxima para los muros rehabilitados

MR2, MR4 y MR6 fue 8,312, 3,556, 11,117 kg, respectivamente. La carga máxima para los muros reforzados MR1, MR3, MR5 y MR8 fue 14,646, 7,652, 17,704 y 5,736 kg, respectivamente. La carga última para los muros rehabilitados MR2, MR4 y MR6 fue 6,650, 2,845, 8,894 kg, respectivamente. La carga última para los muros reforzados MR1, MR3, MR5 y MR8 fue 11,716, 6,122, 14,163, 4,589 kg, respectivamente. La distorsión máxima para los muros rehabilitados MR2, MR4 y MR6 fue 0.312, 0.176 y 0.396, respectivamente. La distorsión máxima para los muros reforzados MR1, MR3, MR5 y MR8 fue 0.376, 0.604, 0.598 y 0.836, respectivamente. La distorsión última para los muros rehabilitados MR2, MR4 y MR6 fue 0.57, 0.87 y 0.72 respectivamente. El autor propone las ecuaciones (2.21) y (2.22) para determinar la resistencia a cortante de los muros rehabilitados ( $V_{MRH}$ ) y de muros reforzados ( $V_{MRF}$ ):

$$V_{MRH} = 0.92 \{0.45(v_m)(\alpha)(A_T) + 0.3(P)\} \quad (2.21)$$

$$V_{MRF} = 0.45(\alpha)(v_m A_T + \zeta f_{tj} A_{Tj}) + 0.3(P) \quad (2.22)$$

Donde  $v_m$  es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería,  $\alpha$  es el factor de corrección que toma en cuenta la relación de aspecto,  $A_T$  es el área de la sección transversal del muro,  $P$  es la carga axial total,  $f_{tj}$  es la resistencia a tensión del mortero de recubrimiento,  $A_{Tj}$  es el área transversal del mortero de recubrimiento y  $\zeta$  es un factor que toma en cuenta la eficiencia del mortero de recubrimiento. Para calcular la resistencia a cortante máxima de muros reforzados ( $V_{maxMRF}$ ), el autor propone la ecuación (2.23) y para muros rehabilitados ( $V_{maxMRH}$ ) se emplea la ecuación propuesta por Sosa (2013) (Ec. (2.17) en donde  $Nc$  es el número de castillos y  $V_{cr}$  es la resistencia a cortante que toman los castillos.

$$V_{maxMRF} = 0.97(\alpha)(v_m A_T + \zeta f_{tj} A_{Tj}) + 0.10(P) + 0.93(Nc)(V_{cr}) \quad (2.23)$$

La resistencia a cortante última de los muros rehabilitados se calcula como el 80% de la resistencia máxima ( $V_{maxMRH}$ ). Para calcular la distorsión máxima de muros rehabilitados ( $\theta_{maxMRH}$ ) y de muros reforzados ( $\theta_{maxMRF}$ ) se propusieron las siguientes ecuaciones (2.24) y (2.25):

$$\theta_{maxMRH} = 0.34 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.24)$$

$$\theta_{maxMRF} = 0.36 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.25)$$

La distorsión última de muros rehabilitados ( $\theta_{ultMRH}$ ) se puede calcular a partir de la siguiente ecuación (2.26):

$$\theta_{ultMRH} = 0.63 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (2.26)$$

El autor concluye que la resistencia a cortante de muros rehabilitados de mampostería confinada es menor que la de los muros originales. La resistencia a cortante de muros reforzados de mampostería confinada es mayor que la de los muros originales. La distorsión máxima de los muros rehabilitados y reforzados es función de la relación de aspecto.

Prieto (2015) estudió el comportamiento a flexión de muros sujetos a esfuerzo axial constante y cargas laterales cíclicas reversibles en el plano. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto y la carga axial. Para la relación de aspecto se mantuvo constante la altura e igual a 291 cm. Se consideraron longitudes de 122, 189 y 260 para los muros M1, M2 y M3, respectivamente. Para la carga axial se consideraron valores de 3,600, 5,600 y 7,600 kg para los muros M1, M2 y M3, respectivamente. Los muros se construyeron con tabiques multiperforados de arcilla con dimensiones nominales de 11.5 x 20 x 32.5 cm. Se utilizó mortero en proporciones por volumen 1:3 (CP:A). Las dimensiones de los castillos fueron de 11.5 x 11.5 cm para todos los muros. La dala inferior tuvo una sección transversal de 15 x 35 cm y la y la superior de 15 x 15 cm. Los muros se diseñaron para inducir una falla gobernada por flexión. El acero de refuerzo longitudinal consistió en una barra de acero corrugado de 0.95 cm de diámetro con un esfuerzo de fluencia de 4,545 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes fue de 183.37 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión diagonal de la mampostería fue de 6.87 kg/cm<sup>2</sup>.

(NOVACERAMIC, 2014). Los muros se sometieron a combinaciones de cargas axiales y cargas laterales cíclicas reversibles de acuerdo con el protocolo de carga del Apéndice A de las NTCM (2004). La carga máxima asociada a la resistencia a flexión para el muro M1, M2 y M3 fue 2,818, 5,226 y 8,140 kg, respectivamente. La fluencia del acero de refuerzo de los castillos se observó a cargas de 1,980, 3,658 y 5,849 kg para los muros M1, M2 y M3, respectivamente. Las distorsiones máximas registradas en los muros M1, M2 y M3 fueron 0.023, 0.0125 y 0.009, respectivamente. Se observó que las distorsiones experimentales obtenidas para los muros fueron mayores que las especificadas en las NTCM (2004). Se desarrolló un modelo analítico para representar el comportamiento carga lateral – desplazamiento de los muros. El autor concluye que, al aumentar la relación de aspecto de los muros, la resistencia a flexión y de fluencia disminuyen. Por otro lado, como dicha relación de aspecto aumenta los desplazamientos máximos y de fluencia aumentan. Por tanto los desplazamientos máximos se deben especificar en función de la relación de aspecto.

Ventura (2015) estudió el comportamiento a cortante de muros especiales de mampostería confinada (MEMC) de bloques huecos de concreto sujetos a cargas laterales en el plano. Los MEMC son aquellos reforzados por elementos confinantes adicionales a los especificados en las NTCM (2004). Las variables de estudio fueron la relación de aspecto y los paneles de mampostería. Se diseñaron y construyeron tres muros (M1C, M2C Y M3C) con relación de aspecto de 1.21, 1.15 y 1.89, respectivamente. La altura de los muros fue constante e igual a 277 cm. La carga axial aplicada en los muros M1C, M2C y M3C fue 15,300, 16,100 y 9,890 kg, respectivamente. Los muros se construyeron usando bloques huecos de concreto con dimensiones de 12 x 20 x 40 cm. Las proporciones por volumen del mortero empleado fueron 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Las dimensiones de los castillos fueron de 12 x 12 cm para todos los muros. La resistencia a compresión axial del concreto de los elementos confinantes fue 182.18 kg/cm<sup>2</sup>. El muro MC1 y MC3 se dividió en dos paneles a través de una dala intermedia. El muro MC2 se dividió en cuatro paneles a través de un castillo y una dala intermedia. Los muros se

sometieron a combinaciones de cargas axiales y cargas laterales cíclicas reversibles de acuerdo con el protocolo de carga del Apéndice A de las NTCM (2004). La carga de agrietamiento de los muros MC1, MC2 y MC3 fue 7,750, 9,370 y 4,340 kg, respectivamente. La carga de máxima de los muros MC1, MC2 y MC3 fue 9,310, 17,730 y 8,240 kg, respectivamente. La carga última de los muros MC1, MC2 y MC3 fue 5,910, 8,040 y 6,150 kg, respectivamente. La distorsión máxima de los muros MC1, MC2 y MC3 fue 0.335, 0.565 y 0.577, respectivamente. La distorsión última de los muros MC1, MC2 y MC3 fue 0.630, 0.720 y 0.890, respectivamente. El autor propone la ecuación (2.27) para el cálculo de la distorsión máxima ( $\theta_{max}$ ) en función de la altura ( $H'$ ) y longitud ( $L'$ ) del panel de mampostería.

$$\theta_{max} = 0.54 \left( \frac{H'}{L'} \right) \quad (2.27)$$

Adicionalmente, propone la ecuación (2.28) para el cálculo de la distorsión última en función de la altura ( $H$ ) y longitud ( $L$ ) del muro, y la altura y longitud del panel de mampostería.

$$\theta_{ult} = 0.64 \left[ \frac{\left( \frac{H}{L} + \frac{H'}{L'} \right)}{2} \right] \quad (2.28)$$

Gamboa (2016) estudió el comportamiento de muros a flexión sujetos cargas laterales cíclicas reversibles en el plano. La variable de estudio fue el esfuerzo axial. Se consideraron esfuerzos axiales de 4.8 y 7.2 kg/cm<sup>2</sup>. Se diseñaron y construyeron los muros con relación de aspecto de 2.4 (M1 y M2) y 1.5 (M3). La altura de los muros fue constante e igual a 266 cm. Los muros se construyeron usando tabiques multiperforados de arcilla de dimensiones nominales de 11.5 x 20 x 32.5 cm. Las proporciones por volumen del mortero empleado fueron 1:3 (CP: A). Las dimensiones de los castillos fueron de 11.5 x 11.5 cm para todos los muros. El acero de refuerzo longitudinal de los castillos consistió en una barra de acero corrugado de diámetro nominal de 0.95 cm con un esfuerzo de fluencia de 4,545 kg/cm<sup>2</sup>. El refuerzo transversal fue nulo. La resistencia a compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes fue 215.5 kg/cm<sup>2</sup>. Los muros se sometieron a combinaciones

de cargas axiales y cargas laterales cíclicas reversibles de acuerdo con el protocolo de carga del Apéndice A de las NTCM (2004). La carga asociada a la resistencia de fluencia fue de 3020, 3530 y 5440 kg para los muros M1, M2 y M3, respectivamente. La carga máxima asociada a resistencia a flexión de los muros M1, M2 y M3 fue 3,600, 4,560 y 7,000 kg, respectivamente. Las distorsiones máximas registradas en los muros M1, M2 y M3 fueron 0.014, 0.0106 y 0.0107, respectivamente. Se observó que las distorsiones máximas de los muros con comportamiento dominado por flexión son mayores a las establecidas en las NTCM (2004) para piezas huecas y sólidas. Esto se debe a que dichas distorsiones están asociadas a muros con falla por cortante. El autor propone un modelo de histéresis para representar el comportamiento a flexión de los muros estudiados. El autor concluye que, para muros con la misma relación de aspecto, al aumentar el esfuerzo axial, la ductilidad de desplazamiento y la distorsión máxima disminuyen. Sin embargo, la resistencia a flexión aumenta. Por otro lado, para muros con la misma relación de aspecto y una distorsión determinada, al aumentar el esfuerzo axial, la degradación de la rigidez de ciclo es menor.

Alcocer (en proceso), Chim (en proceso) y Ricalde (en proceso), estudiaron el comportamiento de muros de mampostería sujetos cargas laterales cíclicas reversibles en el plano. La variable de estudio fue la relación de aspecto. Para ello se mantuvo una altura constante con un valor de 240 cm y se emplearon longitudes de 340, 185, 124 y 90 cm para los muros MC1, MC2, MC3 y MC4, respectivamente. Para los muros Mf1, Mf2 y Mf3 se mantuvo una altura constante con un valor de 280 cm y una longitud de 124 cm. Los muros se construyeron usando bloques de concreto celular de autoclave (CCA) de dimensiones nominales de 15 x 20 x 61 cm. La resistencia a compresión axial y a tensión promedio de los bloques de CCA fue 44.13 y 3.88 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Se emplearon dos tipos de mortero. En la primera junta horizontal se utilizó un mortero cemento-arena en proporción por volumen 1:3 (CP: A) y en las verticales y el resto de las horizontales, mortero de pared delgada. La sección transversal de los elementos confinantes fue de 15 x 15 cm. El acero de refuerzo longitudinal en los elementos confinantes de los muros MC1, MC2, MC3 y MC4, consistió de 4 barras de 0.95 cm de diámetro. El acero de refuerzo transversal de los

elementos confinantes de dichos muros, consistió de alambión de 0.63 cm de diámetro. El acero de refuerzo longitudinal de los muros Mf1, Mf2 y Mf3 consistió en una barra de 0.95 cm de diámetro. La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal fue de 4,200 y 2,325 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. La resistencia a compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes fue 188.50 kg/cm<sup>2</sup>. El ensaye de los muros se realizó con base en el protocolo de carga establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, 2004). Los muros ensayados por Chim y Alcocer (MC1, MC2, MC3 y MC4), tuvieron un comportamiento dominado cortante. La carga de agrietamiento de los muros MC1, MC2, MC3 y MC4 fue 18,868, 8,356, 5,073 y 3,173 kg, respectivamente. La carga máxima de los muros MC1, MC2, MC3 y MC4 fue 20,922, 12,685, 7,403 y 4,336 kg, respectivamente. La carga última de los muros MC1, MC2, MC3 y MC4 fue 18,870, 9,354, 4,267 y 3,250 kg, respectivamente. Los autores concluyen que la rigidez, la carga de agrietamiento diagonal y la carga máxima incrementan conforme la relación de aspecto disminuye. Adicionalmente, Alcocer propone ecuaciones para determinar la resistencia de muros de mampostería confinada a cortante y flexo-cortante. Por otro lado, los muros ensayados por Ricalde (Mf1, Mf2 y Mf3) presentaron una falla dominada por flexión. La carga asociada a resistencia de fluencia de los muros Mf1, Mf2 y Mf3 fue 2,410, 3,210 y 4,600 kg, respectivamente. La carga máxima asociada a la resistencia a flexión de los muros Mf1, Mf2 y Mf3 fue 3,030, 4,020 y 5,150 kg, respectivamente. El autor observó que al incrementar el esfuerzo axial, la resistencia a flexión aumenta. Por otro lado, la ductilidad de desplazamiento disminuye al incrementar el esfuerzo axial.

### **2.3.2 Comportamiento muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano:**

Varela et al. (2011) ensayaron 6 muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Las variables de estudio fueron las condiciones de apoyo, se consideraron apoyos en tres y cuatro bordes. Las dimensiones de los muros fueron de 360 cm de longitud y 176 cm de altura. Los muros se construyeron utilizando

bloques huecos de concreto de dimensiones nominales de 15 x 20 x 40 cm. Se utilizó mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP: C: A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Se aplicaron cargas uniformes fuera del plano. Las dimensiones de los elementos confinantes fueron de 15 x 15 cm. El acero de refuerzo longitudinal consistió en cuatro barras de acero corrugado de 0.95 cm de diámetro. El acero de refuerzo transversal consistió en estribos de acero liso de 0.63 cm de diámetro distribuido a cada 20 cm. La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal fue de 4,200 y 2,325 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. La resistencia a compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes fue 189.70 kg/cm<sup>2</sup>. La falla de los muros estuvo asociada a la rotación excesiva de la mampostería. La resistencia fuera del plano para todos los muros, sin importar la condición de apoyo, fue similar. Esto se debió a que el elemento confinante superior en los muros con apoyos en 3 bordes, tuvo la suficiente rigidez para actuar como un cuarto apoyo.

Varela et al. (2012a) ensayaron 6 muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto, la relación de esbeltez y la rigidez en el plano de los elementos confinantes. Se aplicaron cargas uniformes fuera del plano. Se ensayaron cuatro longitudes de muros: 367, 377, 295 y 285 cm. Se ensayaron dos alturas diferentes: 272 y 288 cm. Los muros se construyeron utilizando bloques de concreto hueco con espesor de 12 y 15 cm. Se utilizó mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Las dimensiones de la sección transversal del elemento confinante superior tuvieron una base igual al espesor de los bloques y tres diferentes peraltes, 20, 25 y 40 cm. En los ensayos experimentales se presentaron dos tipos de fallas: 1) por inestabilidad de los segmentos del muro y 2) aplastamiento del panel de mampostería. La falla por inestabilidad se presentó en el muro donde el elemento confinante superior tenía la menor rigidez en el plano. La falla por aplastamiento del panel se presentó en los muros donde la rigidez en el plano de los elementos

confinantes fue suficiente para desarrollar la resistencia a compresión axial de los bloques. Se observó que para muros con relación de aspecto y relación de esbeltez similar, la resistencia a cargas fuera del plano aumenta conforme la rigidez en el plano de los elementos confinantes aumenta. Para muros con relación de aspecto y rigidez en el plano de los elementos confinantes similares, la resistencia a cargas fuera del plano aumenta conforme la relación de esbeltez disminuye. Para muros con similar relación de esbeltez y rigidez en el plano de los elementos confinantes superiores, la resistencia a cargas fuera del plano aumenta conforme aumenta la relación de aspecto.

Varela et al. (2012b) ensayaron 3 muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano y a carga axial en el plano. La variable de estudio fue la carga axial. El primer muro se ensayó sin carga axial, el segundo muro con carga axial de 1,000 kg/m y el último muro con una carga axial de 3,000 kg/m. Las cargas axiales consideradas corresponden a viviendas de uno y tres niveles, respectivamente. Se aplicaron cargas uniformes fuera del plano. Las dimensiones de los muros fueron de 370 x 270 cm (longitud x altura). Los muros se construyeron utilizando bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 15 x 20 x 40 cm. Se utilizó mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes fueron de 15 x 20 cm (base x peralte). Los elementos confinantes se diseñaron para evitar la falla por flexión, cortante y torsión. La resistencia a compresión axial del concreto de los elementos confinantes fue 229.78 kg/cm<sup>2</sup>. De los ensayos experimentales se observó que la falla del muro sin carga axial estuvo asociada a la inestabilidad de los segmentos de mampostería. También se observó que la falla asociada a los muros con carga axial de uno y tres niveles, fue el aplastamiento del panel de mampostería. Esto se debió a que la carga axial restringe los desplazamientos verticales del elemento confinante superior, es decir, contrarresta al mecanismo de arco que genera la rotación de la mampostería. La resistencia fuera del plano de los muros incrementa conforme aumenta la carga axial.

Varela et al. (2015) ensayaron 4 muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. La variable de estudio fueron el tipo de abertura y el tipo de castillo intermedio. Se aplicaron cargas uniformes fuera del plano. Las dimensiones de los muros fueron 357 x 271 cm (longitud x altura). Se ensayó un muro sin aberturas, dos muros con abertura equivalente a una puerta y un muro con abertura equivalente a una ventana. . La abertura de tipo ventana fue de 108 x 90 cm (longitud x altura). Las aberturas de tipo puerta fueron de 108 x 230 cm (longitud x altura) y 123 x 230 cm. Se emplearon dos tipos de castillos intermedios, un castillo armado de 15 x 15 cm y un castillo ahogado de 10 x 10 cm. El refuerzo longitudinal del castillo intermedio armado fue de seis barras de acero corrugado de 1.27 cm de diámetro y el refuerzo transversal fue de acero liso de 0.63 cm de diámetro distribuido a cada 12 cm. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes superiores fueron de 15 x 17 cm (base x peralte). El acero de refuerzo longitudinal de la dala superior consistió en cuatro barras de acero corrugado de 1.27 cm de diámetro. El acero de refuerzo transversal consistió de estribos de acero liso a cada 12 cm. La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal fue de 4,200 y 2,325 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. La resistencia a compresión axial del concreto de los elementos confinantes fue de 248.06 kg/cm<sup>2</sup>. Los muros se construyeron utilizando bloques de concreto hueco con dimensiones nominales de 15 x 20 x 40 cm. Se utilizó mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP: C: A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Se observó que el muro sin abertura presentó una falla por inestabilidad de los segmentos, mientras que los muros con abertura presentaron una falla por aplastamiento de la mampostería. Se concluyó que la resistencia máxima fuera del plano en muros de mampostería confinada con aberturas se incrementa al disminuir el tamaño de la abertura. La resistencia máxima fuera del plano en muros de mampostería confinada con una parte sólida con relación de aspecto mayor que 1, se incrementa al aumentar la rigidez en el plano de los castillos que lo confinan y al aumentar la carga axial.

Moreno et al. (2015) ensayaron 8 muros de mampostería confinada sujeta a cargas fuera del plano y a cargas axiales. La variable de estudio fueron el tipo de pieza de mampostería y la relación de aspecto del muro. Los tipos de piezas empleados en el panel de mampostería fueron: 1) bloques de concreto de dos celdas con dimensiones nominales de 12 x 20 x 40 cm, 2) tabiques multiperforados de arcilla, uno con dimensiones nominales de 12 x 20 x 32 cm y otro de 12 x 12 x 25 cm y 3) tabique sólido de arcilla con dimensiones nominales de 12 x 5 x 23 m. Se emplearon dos relaciones de aspecto con un valor de 0.75 y 1.0. Para ello, se mantuvo una altura constante de 276 cm y se emplearon dos longitudes con valores de 377 y 295 cm. Se utilizó mortero en proporción por volumen 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Se aplicaron cargas uniformes fuera del plano. La carga axial aplicada a los elementos fue constante y equivalente a una estructura de un nivel. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes superiores, inferiores y verticales fueron 12 x 25 cm, 12 x 20 cm y 12 x 25 cm (base x peralte), respectivamente. Los elementos confinantes se diseñaron para evitar la falla por flexión, cortante y torsión. La resistencia a compresión axial del concreto de los elementos confinantes fue 253.67 kg/cm<sup>2</sup>. En los ensayos experimentales se observó que, el muro con el panel de mampostería formado por bloques de arcilla sólido y una relación de aspecto de 0.75 tuvo una falla por inestabilidad de los segmentos. Esto está asociado con el valor de la deformación unitaria máxima, la cual es mayor a los otros paneles de mampostería, ya que la carga máxima que podía soportar la pieza fue mayor que la alcanzada con la rigidez del elemento confinante superior. En los otros muros, la rigidez del elemento confinante superior fue suficientemente grande para alcanzar la resistencia máxima a compresión de las piezas, por lo que la falla fue el aplastamiento de mampostería. Se concluyó que la resistencia última depende de la resistencia a compresión axial de la mampostería.

G. Cantón (2016) ensayó 2 muros de mampostería confinada sujetas a cargas fuera del plano. La variable de estudio fue la relación de aspecto con elementos confinantes

de sección transversal mínima. Las relaciones de aspecto fue 0.76 y 0.99 para el muro M1 y M2, respectivamente. Para ello, se mantuvo la altura del muro constante con un valor de 271 cm y se emplearon dos longitudes con valores de 3.57 y 2.75 m. Se utilizaron bloques huecos de concreto de tres celdas de dimensiones nominales de 15 x 20 x 40 cm. Se empleó mortero en proporción 1:2:7 (CP:C:A) colocado únicamente en las paredes exteriores de las celdas paralelas a su longitud y en las paredes verticales en toda su área. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes superior y vertical fueron de 15 x 15 cm. La resistencia a compresión axial del concreto fue de 275.27 kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo longitudinal de los elementos confinantes consistió en cuatro barras de acero corrugado de 0.95 cm de diámetro. El acero de refuerzo transversal consistió de estribos de acero liso de 0.63 cm de diámetro con separación variable. La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal fue de 4,200 y 2,325 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. 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. 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.

Rodríguez (en proceso) realizó una revisión de la literatura en la que encontró que los métodos más utilizados para determinar la resistencia fuera del plano de los muros de mampostería confinada son: líneas de fluencia, puntal de compresión, puntal y resorte y puntal bidireccional. Determinó analíticamente la resistencia fuera del plano de 4,841 muros de mampostería confinada utilizando el método del puntal bidireccional (MPB). Se consideraron muros con diferentes longitudes, alturas, espesores, resistencia a compresión axial de la mampostería, peralte de elementos confinantes y la carga axial. Posteriormente realizó un estudio paramétrico de las variables que influyen en el comportamiento de los muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Con base en dicho análisis, se desarrollaron ecuaciones de diseño para determinar la resistencia fuera del plano y las cargas en el plano que se transfieren al marco de elementos confinantes. Finalmente, dichas ecuaciones se validaron con los

resultados experimentales de 20 muros confinados obtenidos de la literatura. Las ecuaciones propuestas para determinar la resistencia fuera del plano predicen adecuadamente las resistencias experimentales de los muros reportados en la literatura, ya que cuentan con un coeficiente de variación 0.16. Las ecuaciones propuestas para determinar las fuerzas en el plano predicen conservadoramente las fuerzas en el plano obtenidas con el MPB.

## **2.4 Conclusiones y discusión de la revisión de la literatura**

Se encontró que en general, en el municipio Mérida se utilizan morteros en proporciones por volumen 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7. La resistencia a compresión promedio de dichos morteros fue menor que  $40 \text{ kg/cm}^2$ , la cual es la mínima establecida en las normas NTCM del RCDF-2004.

Mayormente se emplean bloques huecos de concreto de tres celdas y de espesores de 12, 15 y 20 cm. Se encontró que la resistencia a compresión axial de los bloques depende del espesor; dicha resistencia aumenta conforme el espesor aumenta. En general, la resistencia a compresión axial de los bloques fue menor a la establecida en las normas NTCM del RCDF-2004. Dichas normas indican que la resistencia a compresión axial mínima debe ser la especificada en la NMX-C-404-ONNCCE-2012 con un valor de  $70 \text{ kg/cm}^2$ , la cual corresponde a la resistencia mínima individual de diseño de los bloques.

En las NTCM del RCDF-2004, la resistencia a tensión de los bloques se considera nula. En los estudios realizados en la FIUADY se cuentan con valores de resistencias a tensión perpendicular y paralela a las juntas horizontales. La resistencia a tensión es función de la resistencia a compresión axial y del espesor de las paredes del bloque.

La resistencia a compresión axial de la mampostería disminuye si aumenta el espesor de las piezas. Para espesores pequeños se espera que el espécimen presente una falla por aplastamiento. Para espesores mayores se espera una falla por inestabilidad. La resistencia a compresión axial de pilas está en función de la resistencia a compresión y tensión de las piezas. La resistencia a compresión axial de pilas de bloques huecos de concreto fue menor que la mínima especificada en las normas NTCM del RCDF-2004 de  $40 \text{ kg/cm}^2$ . El módulo de elasticidad de dichas pilas depende mayormente de la resistencia a compresión de las piezas.

La resistencia a la compresión diagonal no depende de la resistencia a compresión de las piezas ya que la falla observada en los especímenes ocurrió en las juntas. Por tanto, está en función de la adherencia bloque-mortero. El valor propuesto en las investigaciones para muretes de 15 cm de  $1.8 \text{ kg/cm}^2$ , es inferior al mínimo de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$ , establecido en las NTCM del RCDF-2004.

La resistencia a cortante directo se incrementa conforme la carga normal a la junta aumenta, dicha relación es bilineal. Solo se cuentan resultados para bloques con espesores de 15 cm para esta propiedad.

A pesar de que en las normas NTCM del RCDF-2004 no se considera la resistencia a tensión de la mampostería, en la FIUADY se cuentan con resultados experimentales para muretes sujetos a flexión fuera del plano en dos direcciones ortogonales. A partir de éstos resultados se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La resistencia a tensión perpendicular a las juntas está en función de la adherencia bloque-mortero.
- La resistencia a tensión paralela está en función de la resistencia a tensión de la pieza y su adherencia con el mortero.
- La resistencia a tensión paralela es aproximadamente tres veces la resistencia a tensión perpendicular a las juntas.

La resistencia a tensión por flexión de la mampostería permitirá realizar el diseño fuera del plano del panel de mampostería. Dicho diseño es importante para garantizar el comportamiento del panel bajo cargas fuera del plano como son las generadas por viento.

Se observó que, para muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales y con relación de aspecto mayor que 1.75, la ecuación propuesta en las NTCM del RCDF-2004 sobrestima su resistencia a cortante. En los trabajos realizados en la FIUADY se propone una ecuación que toma en cuenta la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento del muro. En los ensayos experimentales se observó que la resistencia a cortante de los muros aumenta conforme disminuye la relación de aspecto. Por otro lado, para muros con misma relación de aspecto, dicha resistencia aumenta conforme aumenta la carga axial. La resistencia a cortante máxima se alcanza cuando se ha generalizado el agrietamiento diagonal en la mampostería en forma de "X" y el concreto en los extremos de los castillos está parcialmente agrietado.

En los estudios de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales con un comportamiento dominado por flexión, se observó que al aumentar la relación de aspecto de los muros, la resistencia a flexión y de fluencia disminuyen. Por otro lado, como dicha relación de aspecto aumenta los desplazamientos máximos y de fluencia aumentan. Para muros con la misma relación de aspecto, al aumentar el esfuerzo axial, la ductilidad de desplazamiento y la distorsión máxima disminuyen. Sin embargo, la resistencia a flexión aumenta. El comportamiento a flexión de un muro de mampostería confinada se caracteriza por la aparición de grietas horizontales entre la base y la primera hilada de bloques, grietas horizontales en los castillos que se propagan en forma diagonal, fluencia de acero de refuerzo y el aplastamiento del concreto de los castillos.

Existen estudios del comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada. En dichos estudios se observó que la resistencia fuera del plano de muros

de mampostería confinada aumenta conforme aumenta la resistencia a compresión axial de la mampostería, la relación aspecto y la carga axial del muro, y la rigidez del marco de los elementos confinantes. Por otro lado dicha resistencia disminuye conforme aumenta la relación de esbeltez. Por otro lado, no existe una metodología para su diseño ni ecuaciones para determinar la resistencia fuera del plano en las NTCM del RCDF-2004 o alguna otra normatividad del mundo.

## **Capítulo 3: Metodología.**

En esta sección se presenta la metodología necesaria para realizar la propuesta de diseño para estructuras de mampostería confinada para el municipio de Mérida. En este trabajo se realizaron las siguientes actividades:

- Identificación de relaciones entre propiedades de la mampostería.
- Organización de base de datos con los resultados experimentales.
- Obtención de valores y ecuaciones de diseño.
- Comparación de resultados con las NTCM del RCDF-2004.
- Redacción de la propuesta de diseño.

### **3.1 Identificación de relaciones entre propiedades mecánicas**

Algunas de las propiedades mecánicas de los materiales y de la mampostería se pueden relacionar entre sí mediante funciones matemáticas. En cada investigación realizada en la FIUADY se cuentan con conclusiones de cada autor acerca de la propiedad estudiada en su investigación. El primer paso consistió en basarse en estas conclusiones para identificar las dependencias entre las propiedades. Éstas se analizaron de manera particular para los parámetros establecidos en cada investigación. Posteriormente, se hizo un análisis en conjunto de la información obtenida en diferentes trabajos para una misma propiedad. Lo anterior, permitió determinar un comportamiento más representativo de las propiedades de la mampostería y los materiales que la conforman.

### **3.2 Organización de base de datos de los resultados experimentales**

A partir de los resultados experimentales de las investigaciones se organizó una base de datos para cada una de las propiedades mecánicas de la mampostería y comportamiento de los muros confinados. Cada base de datos, consiste de una tabla con información acerca de los resultados experimentales obtenidos de los trabajos de

investigación presentados en la revisión de la literatura. Adicionalmente, en dichas tablas se presentan las características de los especímenes considerados. Dichas características son importantes ya que pueden afectar el comportamiento de las propiedades estudiadas. Por ejemplo, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta el formato utilizado para la resistencia a compresión axial de la mampostería.

**Tabla 3.1** Resistencia a compresión axial de la mampostería.

Mortero	Tipo de pieza	Planta	$t$ cm	$f_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{pt}$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_m$ kg/cm <sup>2</sup>	Autor
1:2:5	Concreto	1	15	20.57	55.23	60,656	González Torres (2006)

### 3.3 Selección del ajuste de distribución de probabilidad

Las distribuciones de probabilidad se representan mediante una función de densidad de probabilidad de una variable continua  $X$ . Las probabilidades de que una variable tome diferentes valores también están descritas por una función de densidad  $f(x)$ . Por su parte, una función de densidad se construye de tal manera que el área bajo su curva limitada por el eje  $x$  sea igual a 1. Esto representa el 100% de probabilidad de ocurrencia. Dicha función será necesariamente función de los valores numéricos de la variable continua  $X$  (Walpole, 2012).

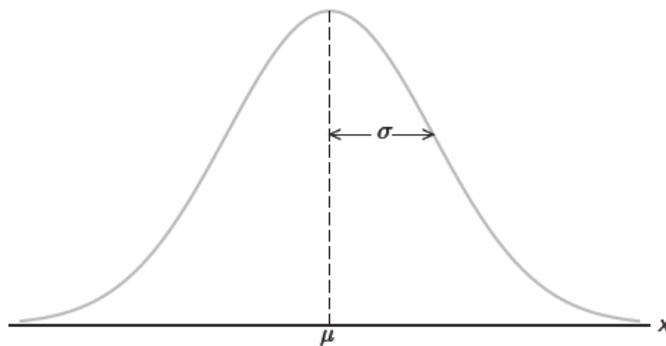
Para determinar el ajuste de distribuciones se empleó el software Statgraphics (Statgraphics Centurion XVI, 2010). Se observó que los valores experimentales obtenidos en la FIUADY presentan distintos tipos de distribuciones. Por otro lado, las ecuaciones presentadas en las NTCM se basan en una distribución lognormal (LN). En este trabajo se propone emplear una distribución normal (N). Se comparó el ajuste de las distribuciones a los valores experimentales mediante el valor de log verosimilitud. Dicho valor representa el valor que maximiza la función de log

verosimilitud, es decir, si se comparan dos de estos valores, el mayor es el de mejor ajuste.

### 3.4 Obtención de valores y ecuaciones de diseño

En la práctica existen incertidumbres en el proceso de construcción y diseño que hacen que no pueda definirse con precisión el valor de la resistencia de los materiales empleados. La mampostería es un sistema compuesto de bloques y mortero. Debido a esto, se realizó un análisis estadístico y probabilístico de los resultados experimentales obtenidos en la FIUADY para poder asegurar la confiabilidad de las estructuras construidas a base de mampostería confinada. En dicho análisis se empleó el software Statgraphics (Statgraphics Centurion XVI, 2010), del cual se obtuvieron los resúmenes estadísticos (promedio, desviación estándar, valores máximos y mínimos, entre otros) y los ajustes de ecuaciones por el método de mínimos cuadrados a los resultados experimentales.

En este trabajo se empleó una distribución normal. Dicha distribución tiene la característica de que su gráfica es simétrica (Figura 3.1).

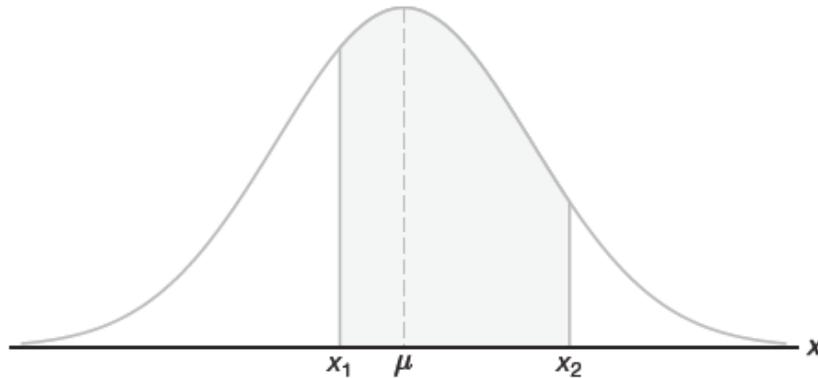


**Figura 3.1** Curva de una distribución normal (Walpole, 2012).

La curva de una función de densidad se construye de manera que el área bajo la curva limitada por las dos ordenadas  $x = x_1$  y  $x = x_2$  sea igual a la probabilidad de que la variable aleatoria  $X$  tome un valor entre  $x = x_1$  y  $x = x_2$ . Dicha probabilidad se puede

obtener con la ecuación ((3.1) y está representada por el área de la región delimitada por  $x_1$  y  $x_2$  (Figura 3.2).

$$P(x_1 < X < x_2) = \int_{x_1}^{x_2} f(x; \mu, \sigma) dx = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{x_1}^{x_2} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} dx \quad (3.1)$$

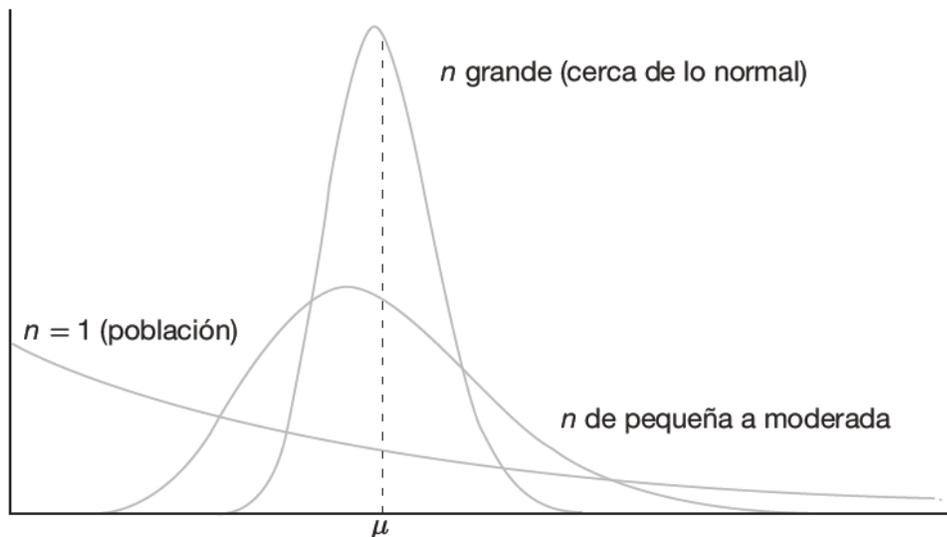


**Figura 3.2** Probabilidad entre los valores de  $x_1$  y  $x_2$  (Walpole, 2012).

Por otro lado, el teorema del límite central establece que, si  $X_m$  es la media de una muestra aleatoria de tamaño  $n$ , tomada de una población con media  $\mu$  y varianza finita  $\sigma^2$ , entonces la forma límite de la distribución está dada por la ecuación ((3.2). Cuando  $n \rightarrow \infty$ , la distribución se ajusta a una distribución normal estándar.

$$Z = \frac{X_m - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \quad (3.2)$$

El ajuste a una distribución normal estándar para  $X_m$  por lo general será buena si  $n \geq 30$ , siempre y cuando la distribución de la población no sea muy asimétrica. Si  $n < 30$ , la aproximación será buena solo si la población no es muy diferente de una distribución normal (Figura 3.3). Si se sabe que la distribución de probabilidades de una población es normal, la distribución muestral de  $X_m$  seguirá siendo una distribución normal exacta sin importar que tan pequeño sea el tamaño de las muestras.



**Figura 3.3** Teorema del límite central (Walpole, 2012).

Para evitar generar tablas de probabilidad para cada posible valor de  $\mu$  y  $\sigma$ , se empleó una distribución normal estándar que utiliza la variable aleatoria normal  $Z$  con media  $\mu = 0$  y desviación estándar  $\sigma = 1$ . Es importante saber que todas las observaciones de la variable aleatoria normal  $X$  pueden convertirse en un conjunto nuevo de observaciones de una variable aleatoria normal  $Z$  (Ec. (3.3)). El valor de  $Z$  mide la distancia entre un valor especificado y la media aritmética en unidades de desviación estándar.

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (3.3)$$

#### 3.4.1 Valores mínimos de diseño:

En este trabajo se propone utilizar valores mínimos de diseño calculados considerando el 5% percentil bajo. Esto representa una probabilidad de que el 95% de los valores experimentales sean mayores que los valores de diseño propuestos. En las NTCM se proponen valores de diseño del 2% percentil bajo. Sin embargo, en dichas normas se asume una distribución de probabilidad de tipo lognormal. La probabilidad dada por el

5% percentil de una distribución normal es similar a la probabilidad del 2% percentil de una distribución lognormal.

Con la ecuación (3.1) es posible obtener el área debajo de la curva de una distribución normal. Para una distribución normal estándar el valor de la media y desviación estándar son 0 y 1, respectivamente. El valor de  $x_1$  se obtuvo a partir del valor de  $Z = -3.4$  que corresponde a la probabilidad de 0% (Ec. 3.3).

$$x_1 = Z\sigma + \mu = (-3.4)(1) + 0 = -3.4$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 3.1 e igualándola a una probabilidad (área bajo la curva) del 5%, se obtuvo el valor de  $x_2$  que satisface esta condición.

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-3.4}^{x_2} e^{-\frac{1}{2(1)}(x-0)^2} dx = 0.05$$

$$x_2 = -1.641$$

El valor de  $Z$  correspondiente al valor de  $x_2$  se obtiene a partir de la ecuación (3.3), el cual es aproximadamente igual al valor presentado en las tablas de distribución normal estándar de -1.645 correspondiente a una probabilidad del 5%.

$$Z = \frac{-1.641 - 0}{1} = -1.641 \approx -1.645$$

Por su parte, la función de densidad de una distribución lognormal, en la cual el área bajo la curva limitada por las dos ordenadas  $x = 0$  y  $x = x_2$  sea igual a la probabilidad de que la variable aleatoria  $X$  tome un valor entre  $x = 0$  y  $x = x_2$  está dada por la ecuación ((3.4)):

$$P(0 < X < x_2) = \int_0^{x_2} f(x; \mu, \sigma) dx = \int_0^{x_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(\ln(x)-\mu)^2} dx \quad (3.4)$$

Por otro lado, la variable aleatoria  $X$  tiene una distribución lognormal si la variable aleatoria  $Y = \ln(X)$  tiene una distribución normal con media  $\mu$  y desviación estándar

$\sigma$ . Por lo tanto, es necesario obtener un valor cuyo logaritmo natural sea igual al valor de -1.645 que se obtuvo para una distribución normal estándar.

$$x_2 = e^{-1.645} = 0.193$$

Sustituyendo el valor de 0.193, media 0 y desviación estándar 1 en la ecuación (3.4) se obtiene la probabilidad, la cual es aproximadamente del 2%.

$$P(0 < X < 0.193) = \int_0^{0.193} \frac{1}{\sqrt{2\pi}(1)(x)} e^{-\frac{1}{2(1)}(\ln(x)-0)^2} dx = 0.018 \approx 0.02$$

Para el caso de algunas propiedades de bloques y de la mampostería se propusieron únicamente valores mínimos de diseño ya que estas dependen de los materiales usados en su elaboración o de su tipo de falla. El procedimiento para obtener dichos valores fue mediante el análisis estadístico y probabilístico de la variable de estudio. Este procedimiento consistió en obtener resúmenes estadísticos que contienen información de la población que se está analizando como: promedio; desviación estándar, coeficiente de variación, rango, valores máximos y mínimos, entre otros. Se realizaron ajustes de distribuciones a los datos experimentales de cada propiedad.

Se obtuvieron valores mínimos de diseño para las siguientes propiedades:

- Resistencia a compresión axial de morteros: se cuentan con valores experimentales para morteros con proporciones por volumen 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7. Para su análisis no se consideraron los valores experimentales correspondientes a la primera barcada del mortero 1:2:5 ya que se obtuvieron resistencias a compresión muy altas. Los resultados experimentales para un mismo proporcionamiento se analizaron de manera conjunta.
- Resistencia a compresión axial de bloques: para esta propiedad se optó por proponer únicamente valores de diseño y no ecuaciones por razones prácticas, ya que la resistencia está en función del espesor de la pieza. Se consideraron bloques huecos de concreto con espesores de 12, 15 y 20 cm provenientes de diferentes plantas fabricadoras del municipio de Mérida.

- Resistencia a compresión diagonal de la mampostería: para esta propiedad solo se cuentan con resultados experimentales para dos espesores de bloque, 12 y 15 cm. En todos los casos la falla se presentó en la junta.
- Resistencia a tensión por flexión de la mampostería:
  - Tensión por flexión perpendicular a la longitud de los bloques: la resistencia a tensión perpendicular está dada por el tipo de falla observada en las pruebas experimentales, la cual se observó en las juntas. Este tipo de falla está en función de la adherencia entre el bloque y el mortero. Se cuentan con resultados experimentales para espesores de 12 y 15 cm.
  - Tensión por flexión paralela a la longitud de los bloques: se observaron dos tipos de falla para los bloques de 15 cm, por adherencia y combinada. Para los bloques de 12 cm únicamente se observó la falla combinada. Este último tipo de falla está asociado con la resistencia a tensión de las piezas y la adherencia en las juntas. Se determinaron valores de diseño para cada tipo de falla y cada espesor.

### **3.4.2 Ecuaciones de diseño**

Se proponen ecuaciones de diseño para las propiedades mecánicas tanto de bloques como de la mampostería que están definidas o dependen de alguna de las propiedades de la sección anterior. Se realizó una regresión simple entre los resultados experimentales y las propiedades que afectan dichos resultados. Una regresión se hace con la finalidad de determinar si dos variables están relacionadas o no. A partir de la identificación de las relaciones entre propiedades mecánicas, es posible generar diagramas de dispersión o nubes de puntos. Se dice que existe regresión de los valores de una variable con respecto a otra cuando hay una línea llamada línea de regresión que se ajusta adecuadamente a la nube de puntos.

En una nube de puntos es posible trazar diferentes líneas de regresión y para cada una de ellas, es posible definir una función matemática. Sin embargo, no todas se

ajustarán adecuadamente a dicha nube de puntos. Por lo que se compararon diferentes funciones para determinar la que mejor se ajusta. Para esto existen diferentes procedimientos para ajustar una función. En este trabajo se utilizó el método de mínimos cuadrados. Este procedimiento consiste en obtener la recta que hace mínima la suma de los cuadrados de las distancias verticales entre cada punto de la nube y la recta.

Para tomar en cuenta la influencia del espesor en las propiedades de bloques y mampostería, primero se ajustó una ecuación por el método de mínimos cuadrados a los valores de diseño de los resultados experimentales de bloques o muretes de 15 cm de espesor. Posteriormente se normalizaron los valores de diseño de las propiedades de bloques o muretes de distintos espesores con la ecuación obtenida para bloques o muretes de 15 cm de espesor. Lo anterior permitió obtener los factores de corrección por espesor para las distintas propiedades de bloques y de la mampostería de espesores distintos al de 15 cm.

Para el caso del comportamiento de muros de mampostería confinada es necesario realizar una regresión múltiple, ya que su comportamiento es función de múltiples variables. El modelo de regresión múltiple se emplea cuando en el análisis de regresión se necesita más de una variable independiente. Cuando los exponentes de las variables independientes tienen valores de 1, se le denomina modelo de regresión lineal múltiple. Para el caso de  $k$  variables independientes  $(x_1, x_2, \dots, x_k)$ , la media de la variable dependiente  $(Y_{|x_1, x_2, \dots, x_k})$  está dada por el modelo de regresión múltiple presentado en la ecuación ((3.5)).

$$\mu_{Y_{|x_1, x_2, \dots, x_k}} = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k \quad (3.5)$$

y la respuesta estimada se obtiene a partir de la ecuación de regresión muestral

$$\hat{y} = b_0 + b_1 x_1 + \dots + b_k x_k \quad (3.6)$$

Donde cada coeficiente de regresión  $\beta_i$  se estima por medio de  $b_i$  a partir de los datos muestrales, usando el método de los mínimos cuadrados para una regresión lineal simple. También se pueden aplicar técnicas similares de mínimos cuadrados para estimar los coeficientes cuando el modelo lineal incluye, por ejemplo, potencias y productos. Se podría pensar que las medias  $\mu_{Y|x}$  no caen sobre una línea recta, sino que se describen de manera más adecuada mediante el modelo de regresión polinomial (Ec. (3.7))

$$\mu_{Y|x} = \beta_0 + \beta_1x + \beta_2x^2 + \dots + \beta_r x^r \quad (3.7)$$

y la respuesta estimada se obtiene de la ecuación de regresión polinomial (Ec. (3.8)).

$$\hat{y} = b_0 + b_1x + b_2x^2 + \dots + b_r x^r \quad (3.8)$$

Si usamos el concepto de mínimos cuadrados para obtener los estimados  $b_0, b_1, \dots, b_k$  del modelo de regresión lineal múltiple, minimizamos la expresión

$$SCE = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - b_0 - b_1x_{1i} - b_2x_{2i} - \dots - b_kx_{ki})^2 \quad (3.9)$$

Si, a su vez, diferenciamos la suma de cuadrados del error ( $SCE$ ) respecto a  $b_0, b_1, \dots, b_k$  e igualamos el resultado a cero, generamos el conjunto de  $k + 1$  ecuaciones normales para la regresión lineal múltiple. Éstas ecuaciones se pueden resolver para  $b_0, b_1, \dots, b_k$  utilizando cualquier método apropiado que permita resolver sistemas de ecuaciones lineales.

La dispersión de los puntos respecto a la línea de regresión nos permite definir si el modelo propuesto se ajusta adecuadamente al conjunto de datos. Para ello se emplea el valor de  $R^2$  que representa el coeficiente de determinación que es el cuadrado del coeficiente de correlación. Se trata de una medida estandarizada que toma valores entre 0 y 1 (0 cuando las variables son independientes y 1 cuando entre ellas existe

relación perfecta). La línea de regresión propuesta se ajustará a los puntos que corresponden al 5% percentil de los valores experimentales.

Las propiedades que contarán con ecuaciones de diseño son las siguientes:

- Resistencia a tensión de bloques: para tensión perpendicular solo se cuentan con resultados experimentales para bloques con espesores de 15 y 20 cm. Para tensión paralela se cuentan con resultados para bloques con espesores de 12, 15 y 20 cm. Se despreciaron los resultados de los bloques provenientes de la planta 12 debido a que presentan mucha dispersión.
- Resistencia a compresión axial de la mampostería: en las pruebas experimentales se cuentan con resultados de pilas con mortero 1:2:5 y 1:2:7. Sin embargo, González Torres (2006) concluye que el mortero no influye significativamente en la resistencia a compresión axial de la mampostería debido a las siguientes razones: a) la variación que obtuvo entre los resultados de ambos morteros fue de aproximadamente un 10% y b) la falla está asociada al agrietamiento de las paredes laterales del bloque central de la pila. Por lo anterior, en el análisis se consideraron de manera conjunta las pilas hechas con mortero 1:2:5 como las de 1:2:7.
- Módulo de elasticidad de la mampostería: se cuentan con resultados para espesores de 12, 15 y 20 cm. Al igual que la resistencia a compresión axial de la misma, se consideraron de manera conjunta sin importar el tipo de mortero empleado. Se cuentan con pocos datos de pilas de 12 y 20 cm. Sin embargo, se incluyeron en el análisis.
- Módulo cortante de la mampostería: se analizaron los resultados para muretes de 12 y 15 cm de espesor. Sin embargo, es importante mencionar que existen pocos resultados experimentales para muretes de 12 cm de espesor.
- Resistencia a cortante directo de la mampostería: solo se cuenta un estudio para esta propiedad. En dicho estudio se emplearon únicamente bloques huecos de concreto de 15 cm de espesor.

- Resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales en el plano: para ello se analizaron de manera conjunta los resultados obtenidos en las investigaciones de Raygoza (2012), Sosa (2013), Alcocer (en proceso) y Chim (en proceso). Se cuentan con resultados experimentales para muros de 12 y 15 cm de espesor de bloques huecos de concreto y muros de 15 cm de espesor de bloques de CCA.
- Resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano: se cuentan con resultados experimentales de muros de 12 y 15 cm de espesor de bloques huecos de concreto. Por otro lado, Rodríguez (en proceso) realizó modelaciones analíticas de muros de 8, 10, 12, 15 y 20 cm de espesor.

Alcocer (en proceso) y Rodríguez (en proceso), proponen en sus trabajos de investigación ecuaciones de diseño para el comportamiento de muros de mampostería confinada a flexo-cortante y fuera del plano, respectivamente.

### **3.5 Comparación de resultados con las NTCM del RCDF-2004**

En las investigaciones realizadas en la FIUADY se han comparado los resultados experimentales con las NTCM del RCDF-2004 con la finalidad de identificar las diferencias entre los valores experimentales de las propiedades mecánicas y las propuestas dichas normas. En algunos casos obtuvieron valores inferiores a los establecidos en las NTCM. Por otro lado, en este trabajo se esperaba que los valores de las propiedades mecánicas difieran de los obtenidos en cada una de las investigaciones ya que se empleó una mayor cantidad de datos en el análisis. Ésta nueva comparación sirvió para validar los valores y ecuaciones de diseño de las NTCM del RCDF-2004 para el municipio de Mérida.

### **3.5 Redacción de la propuesta de diseño**

Se desarrolló una propuesta de diseño que contiene los requerimientos mínimos para el diseño de estructuras de mampostería confinada para el municipio de Mérida. Los valores y ecuaciones de diseño son representativos de las mamposterías utilizadas en Mérida ya que están basados en resultados experimentales de mampostería elaborada a partir de los materiales y las prácticas constructivas de la región.

Para la redacción de dicha propuesta de diseño se tomaron como referencia los formatos de las NTCM del RCDF-2004 y el reglamento ACI-318-2014. Lo anterior se realizó con la finalidad de crear una propuesta estructurada y clara. En el municipio de Mérida, los diseñadores estructurales están familiarizados con las NTCM del RCDF-2004 ya que son las que se indican usar de manera supletoria por el Reglamento de construcciones del municipio de Mérida (2004). Por otro lado, el reglamento ACI-318-2014 tiene un formato con comentarios. Dicho formato facilita la correcta interpretación de los criterios y alcances de la propuesta de diseño. Adicionalmente se tomó como referencia la pre-propuesta de normas técnicas para el municipio de Mérida, realizada por la representación regional en el estado de Yucatán de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

## Capítulo 4: Resultados y discusión

En esta sección se presentan y discuten los resultados obtenidos con la metodología planteada. Se compara el ajuste de la distribución lognormal y normal, los valores mínimos y las ecuaciones de diseño para estructuras de mampostería confinada. Adicionalmente, se discute el efecto de las diferentes variables en las propiedades mecánicas de la mampostería utilizada en el municipio de Mérida, así como el comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales y cargas fuera del plano.

### 4.1 Distribuciones de probabilidad

En la Tabla 4.1 se comparan los valores de log verosimilitud de la distribución LN y N para cada una de las propiedades de la mampostería estudiadas.

**Tabla 4.1** Valores de log verosimilitud de las distribuciones N y LN.

Propiedad	log verosimilitud		
	N	LN	N/LN
$f_j$	-518.71	-526.91	0.98
$f_{pt}$	-1063.28	-1059.98	1.00
$f_{tpa}$	-135.86	-126.70	1.07
$f_{tpe}$	-101.42	-95.39	1.06
$f_m$	-646.56	-638.44	1.01
$E_m$	-1884.06	-1890.78	1.00
$f_{tpem}$	-6.63	-9.12	0.73
$f_{tpam}$	-38.58	-37.97	1.02
$v_m$	-14.35	-15.49	0.93
$G_m$	-132.26	-133.01	0.99

En la Tabla 4.1 se observa que, la diferencia en el ajuste entre ambas distribuciones a los valores experimentales varía entre un 1 y un 7%, a excepción de  $f_{tpem}$  que tiene

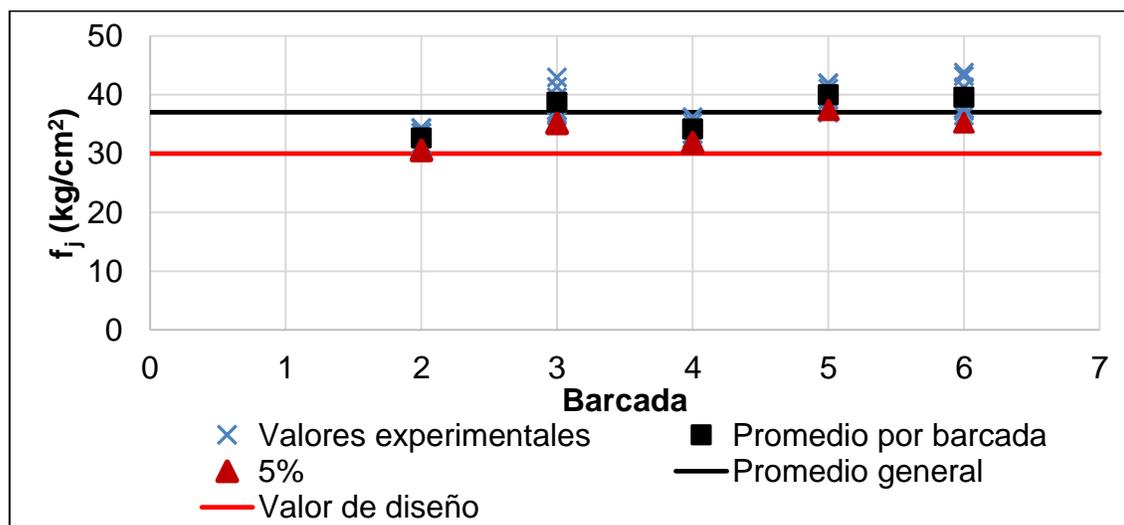
una variación de un 27%. En general, la diferencia no es significativa. Por lo tanto, se propone utilizar una distribución normal debido a que esta es más práctica.

## 4.2 Valores mínimos de diseño

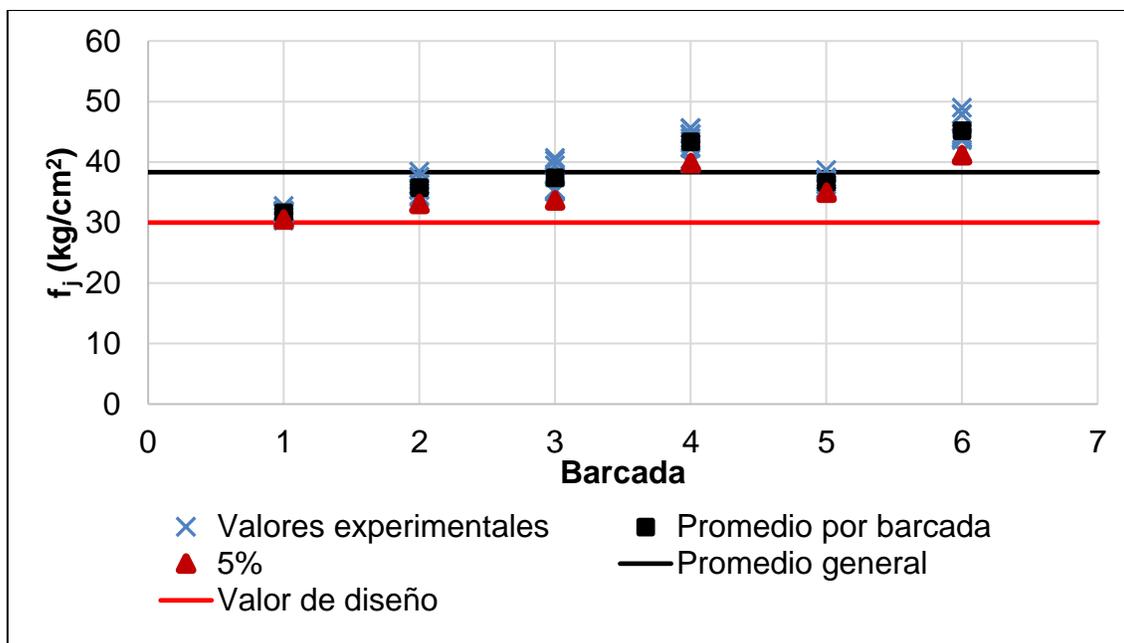
En esta sección se presentan los valores mínimos de diseño para la resistencia a compresión axial de morteros, resistencia a compresión axial sobre área total de bloques, resistencia a compresión diagonal de la mampostería y resistencia a tensión por flexión de la mampostería. Adicionalmente, se comparan los resultados obtenidos con lo indicado en las NTCM del RCDF (2004).

### 4.2.1 Resistencia a compresión axial de morteros

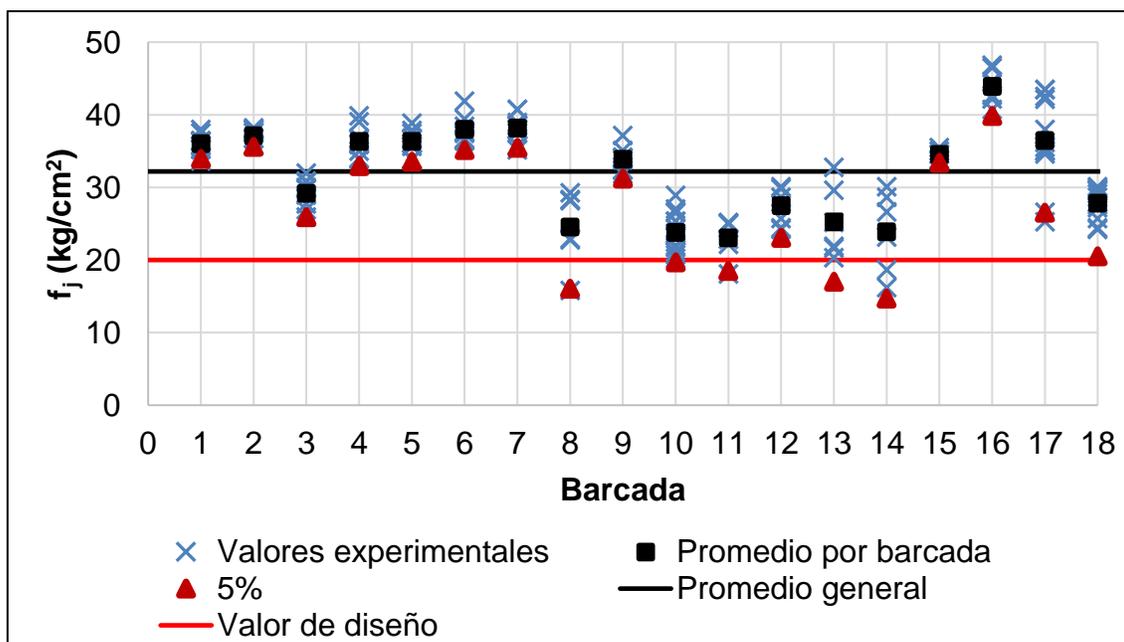
En la Figura 4.1 a Figura 4.3 se presenta las resistencias a compresión axial de morteros en proporción por volumen 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7, respectivamente. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los cuadrados negros los valores promedio de cada barcada, los triángulos rojos representan los valores mínimos de diseño asociados con el 5% percentil de los valores experimentales de cada barcada, la línea negra representa el promedio general de todas las barcadas y la línea roja el valor mínimo de diseño propuesto asociado con el 5% percentil.



**Figura 4.1** Resistencia a compresión axial de mortero 1:2:5.



**Figura 4.2** Resistencia a compresión axial de mortero 1:2:6.



**Figura 4.3** Resistencia a compresión axial de mortero 1:2:7.

En la Tabla 4.2 se presenta un resumen estadístico de la resistencia de los morteros considerados en este trabajo. Se presenta el tipo de mortero, la cantidad de

especímenes, la resistencia a compresión axial promedio del mortero ( $f_j$ ), los valores máximos ( $f_{j\ max}$ ) y mínimos ( $f_{j\ min}$ ) de las resistencias, la desviación estándar ( $\sigma$ ), el coeficiente de variación (CV) y la resistencia mínima a compresión axial de diseño de morteros asociada al 5% percentil ( $f_{j\ 5\%}$ ).

**Tabla 4.2** Resistencia a compresión axial de morteros

Mortero	Cantidad	$f_j$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{j\ max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{j\ min}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$	CV	$f_{j\ 5\%}$ kg/cm <sup>2</sup>
1:2:5	45	37.02	43.74	31.25	3.54	0.10	31.17
1:2:6	54	38.38	49.00	30.33	4.56	0.12	30.86
1:2:7	157	32.17	46.80	15.77	6.61	0.21	21.27

En la Tabla 4.2 se observa que las resistencias mínimas de diseño de los morteros 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7 fueron de 31.17, 30.86 y 21.27 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. La resistencia de diseño de los morteros con proporcionamiento 1:2:6 fue 3% menor que la resistencia de diseño de los morteros 1:2:5. Por su parte, la resistencia de diseño de los morteros con proporcionamiento 1:2:7 fue 32% menor que la resistencia de diseño de los morteros 1:2:5. Los morteros con proporciones por volumen de 1:2:5 y 1:2:6 tienen resistencias promedio y de diseño similares. Para fines prácticos, se propone un valor mínimo de resistencia a compresión axial de diseño de 30 kg/cm<sup>2</sup> para los morteros 1:2:5 y 1:2:6. Para el mortero 1:2:7 se propone un valor mínimo de resistencia a compresión axial de diseño de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

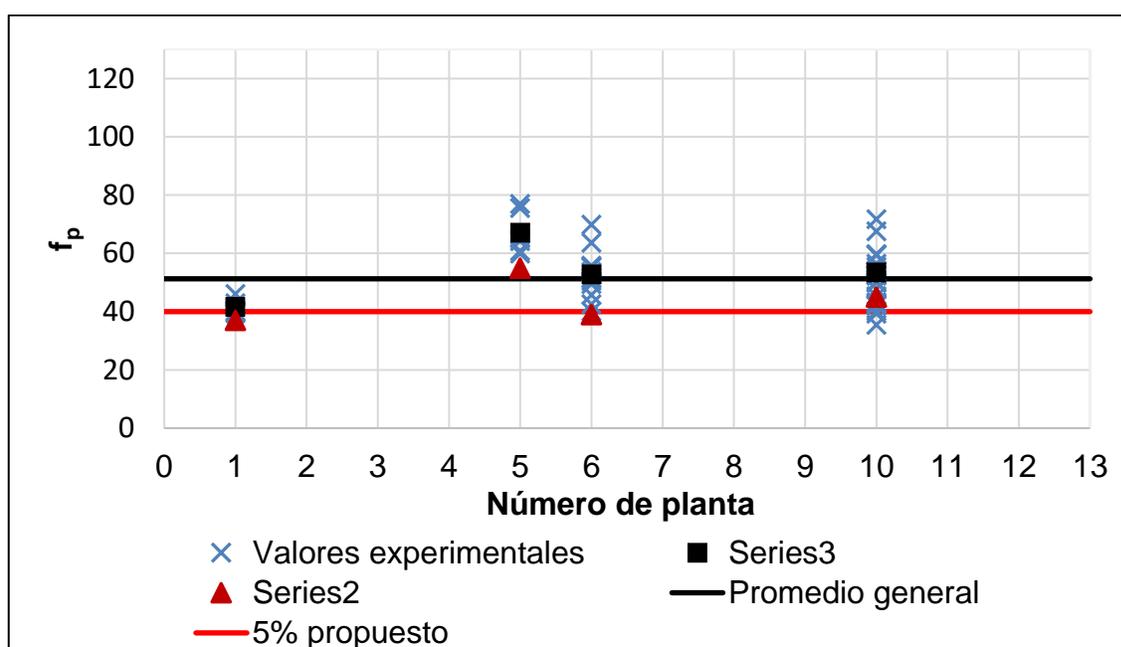
En la Tabla 4.3 se comparan los valores mínimos de diseño propuestos en este trabajo ( $f_{j\ 5\%}$ ) con los de las NTCM ( $f_{j\ NTCM}$ ). Se observa que los valores mínimos sugeridos en las NTCM son 33% mayores para los morteros 1:2:5 y 1:2:6, y un 100% mayor para el mortero 1:2:7. Esto se debe a que los proporcionamientos de morteros utilizados en el municipio de Mérida son diferentes a los de la Ciudad de México, por ejemplo, el contenido de cal de dichos morteros es mayor que los de la Ciudad de México, lo cual reduce su resistencia a compresión axial.

**Tabla 4.3** Comparación de valores mínimos de diseño de morteros con los propuestos en las NTCM.

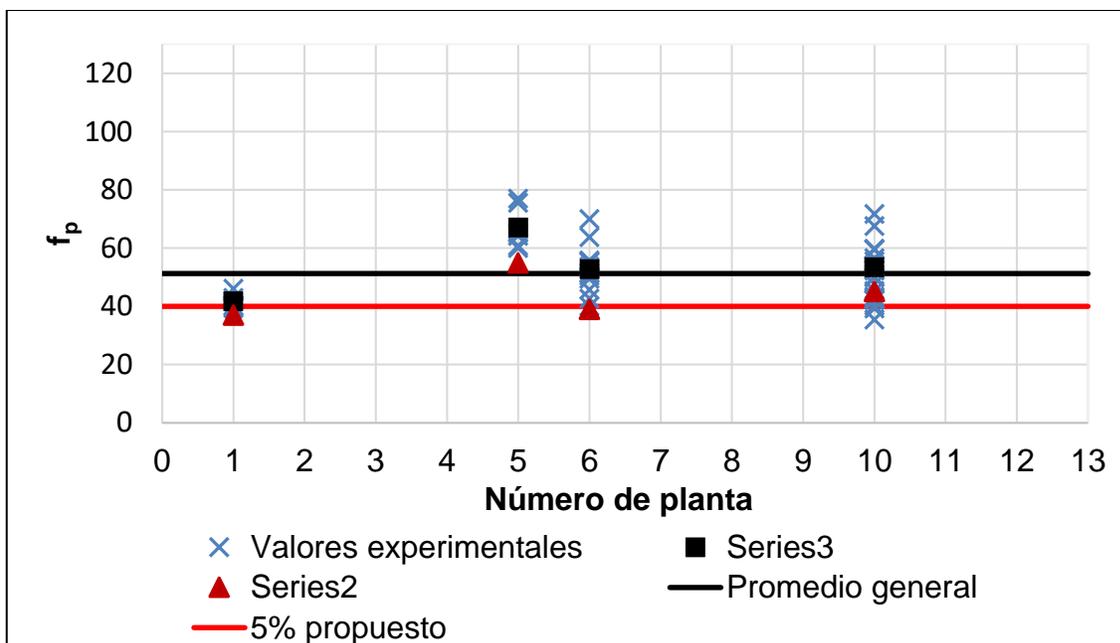
Proporcionamiento	$f_{j\ 5\%}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{j\ NTCM}$ kg/cm <sup>2</sup>
1:2:5	30	40
1:2:6	30	40
1:2:7	20	40

#### 4.2.2 Resistencia a compresión axial de bloques

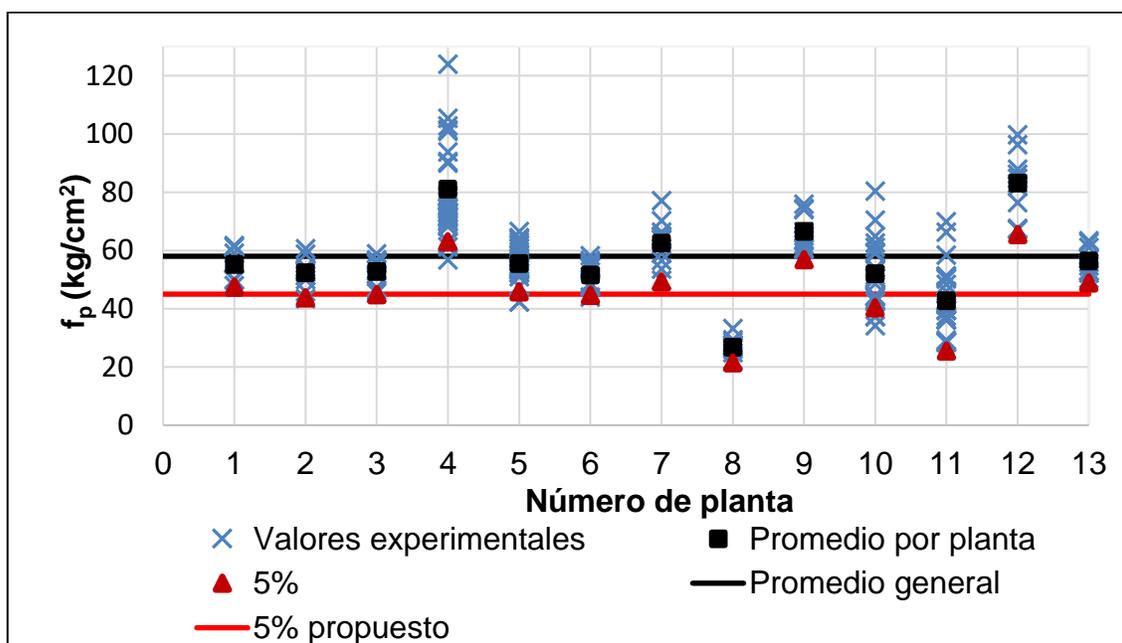
En la



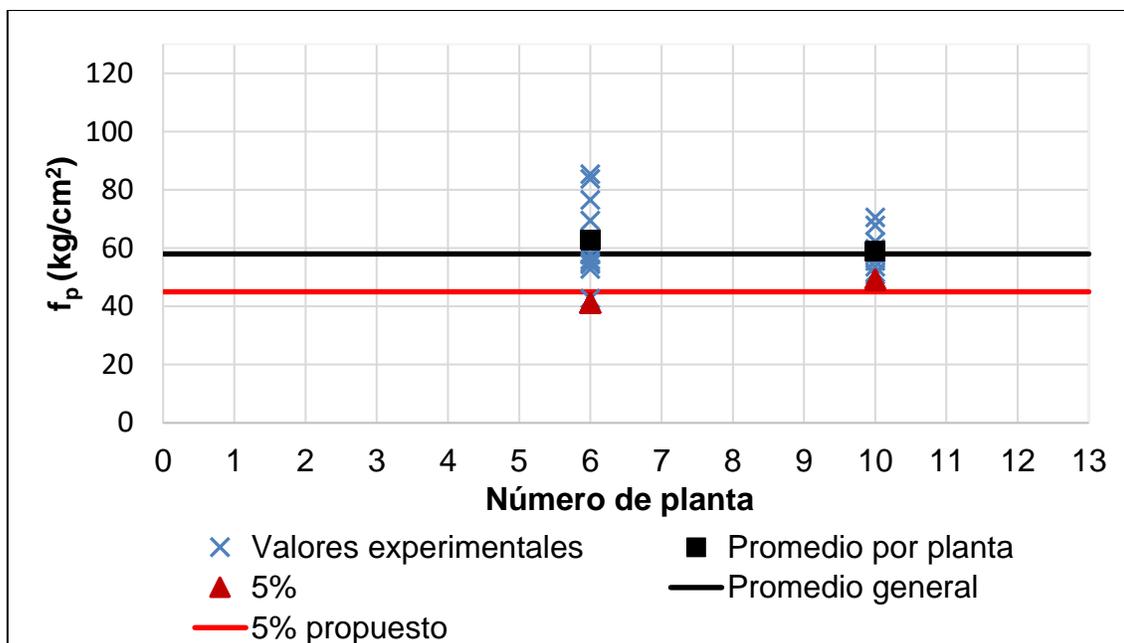
**Figura 4.4** a **Figura 4.6** se presenta las resistencias a compresión axial de bloques de espesores 12, 15 y 20 cm, respectivamente. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los cuadrados negros los valores promedio de cada planta fabricante, los triángulos rojos representan los valores mínimos de diseño asociados con el 5% percentil de los valores experimentales de cada planta fabricante, la línea negra representa el promedio general de todas las plantas fabricantes y la línea roja el valor mínimo de diseño propuesto asociado con el 5% percentil.



**Figura 4.4** Resistencia a compresión axial de bloques de 12 cm.



**Figura 4.5** Resistencia a compresión axial de bloques de 15 cm.



**Figura 4.6** Resistencia a compresión axial de bloques de 20 cm.

En la Tabla 4.4 se presenta un resumen estadístico de la resistencia a compresión axial de bloques con espesores de 12, 15 y 20 cm. Se presenta el espesor de los bloques ( $t$ ), la cantidad de especímenes, la resistencia a compresión axial promedio sobre área total de los bloques ( $f_{pt}$ ), los valores máximos ( $f_{pt\ max}$ ) y mínimos ( $f_{pt\ min}$ ) de las resistencias, la desviación estándar ( $\sigma$ ), el coeficiente de variación (CV) y la resistencia mínima a compresión axial de diseño de bloques asociada al 5% percentil ( $f_{pt\ 5\%}$ ). El valor de  $f_{pt}$  se calculó como el promedio de las resistencias promedio por planta presentados como cuadrados negros de la

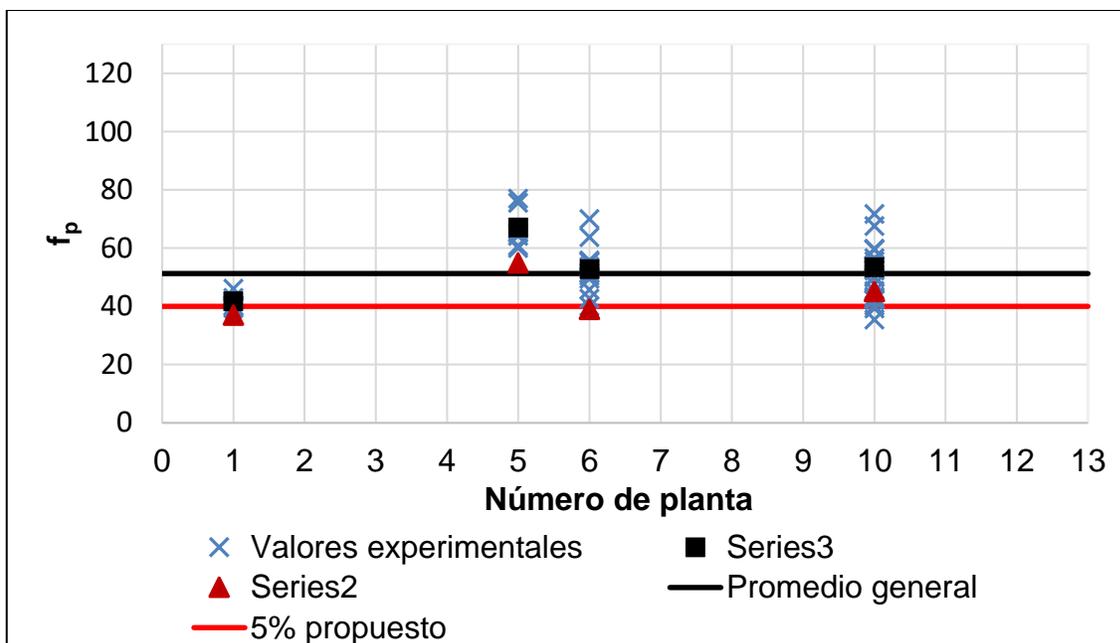


Figura 4.4 a Figura 4.6 para cada espesor. De manera similar, se obtuvieron los valores de  $f_{pt\ 5\%}$  como el promedio de los valores mínimos de diseño por planta presentados como triángulos rojos en la

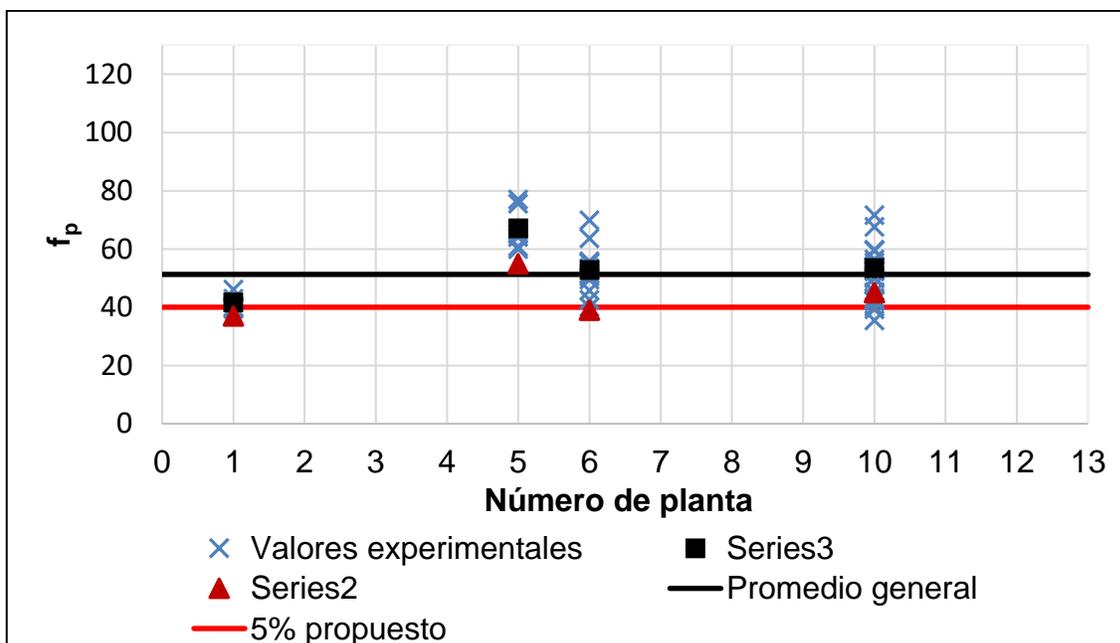


Figura 4.4 a Figura 4.6 para cada espesor.

**Tabla 4.4** Resistencia a compresión axial de bloques huecos de concreto.

$t$ cm	Cantidad	$f_{pt}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{pt\ max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{pt\ min}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$	CV	$f_{pt\ 5\%}$ kg/cm <sup>2</sup>
12	51	51.93	76.99	35.48	5.23	0.10	43.30
15	254	58.39	137.18	22.11	6.12	0.11	48.28
20	29	61.49	85.32	42.71	6.36	0.10	51.00

En la Tabla 4.4 se observa que la resistencia de diseño de los bloques de 15 cm de espesor es 6% menor que la de los bloques de 20 cm de espesor y 12% mayor que la de los bloques de 12 cm de espesor. La diferencia de resistencia a compresión axial entre los bloques de 15 y 20 cm de espesor no es significativa, esto se debe que para bloques de 20 cm se cuenta con menos ensayos y en general, las plantas empleadas para las pruebas experimentales provenían de plantas con resistencias a compresión axial similar al promedio obtenido para los bloques de 15 cm de espesor. Se proponen valores mínimos de resistencia a compresión axial de diseño de 40, 45 y 50 kg/cm<sup>2</sup> para bloques de 12, 15 y 20 cm de espesor, respectivamente.

En la Tabla 4.5 se comparan los valores mínimos de diseño propuestos ( $f_{pt\ 5\%}$ ) con los indicados en las NTCM, las cuales hacen referencia a la NMX-C-404-ONNCCE-2012. Se observa que los valores propuestos en este trabajo para los bloques de 12, 15 y 20 cm de espesor, son inferiores en un 75, 56 y 40%, respectivamente, que la resistencia mínima individual de diseño ( $f_{p\ NTCM}$ ) indicado en la NMX-C-404-ONNCCE de 70 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 4.5** Comparación de valores mínimos de diseño de bloques con los propuestos en las NTCM.

$t$ cm	$f_{pt\ 5\%}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{p\ NTCM}$ kg/cm <sup>2</sup>
12	40	70

15	45	70
20	50	70

#### 4.2.3 Resistencia a compresión diagonal de la mampostería sobre área total

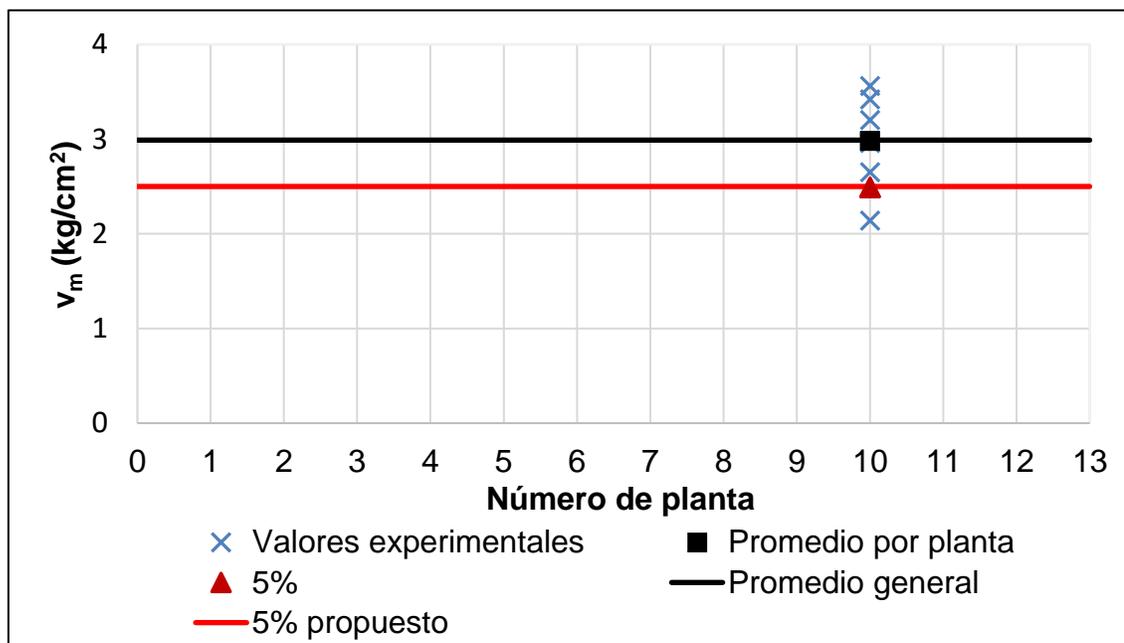
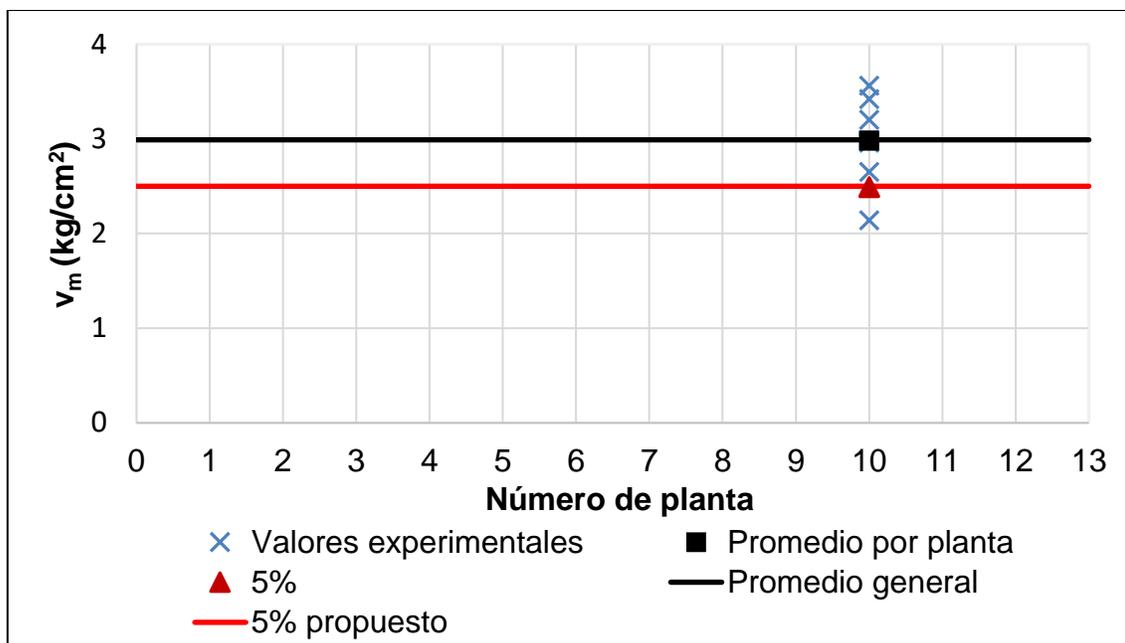
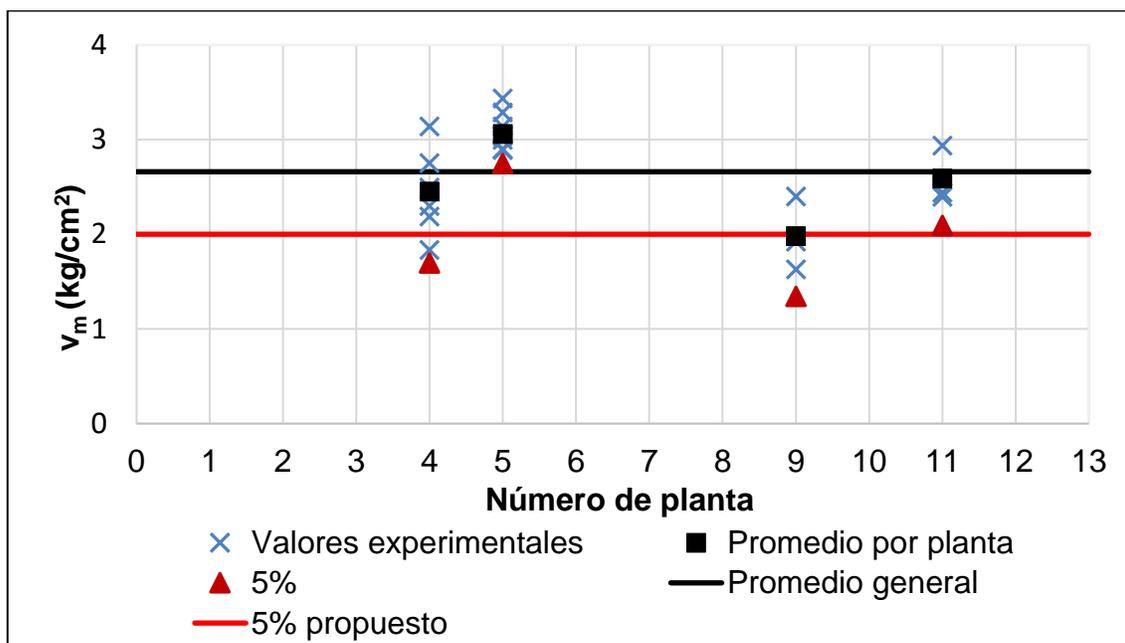


Figura 4.7 a Figura 4.8 se presenta las resistencias a compresión diagonal de muretes de espesores 12 y 15 cm, respectivamente. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los cuadrados negros los valores promedio de cada planta fabricadora, los triángulos rojos representan los valores mínimos de diseño asociados con el 5% percentil de los valores experimentales de cada planta fabricadora, la línea negra representa el promedio general de todas las plantas fabricadoras y la línea roja el valor mínimo de diseño propuesto asociado con el 5% percentil.



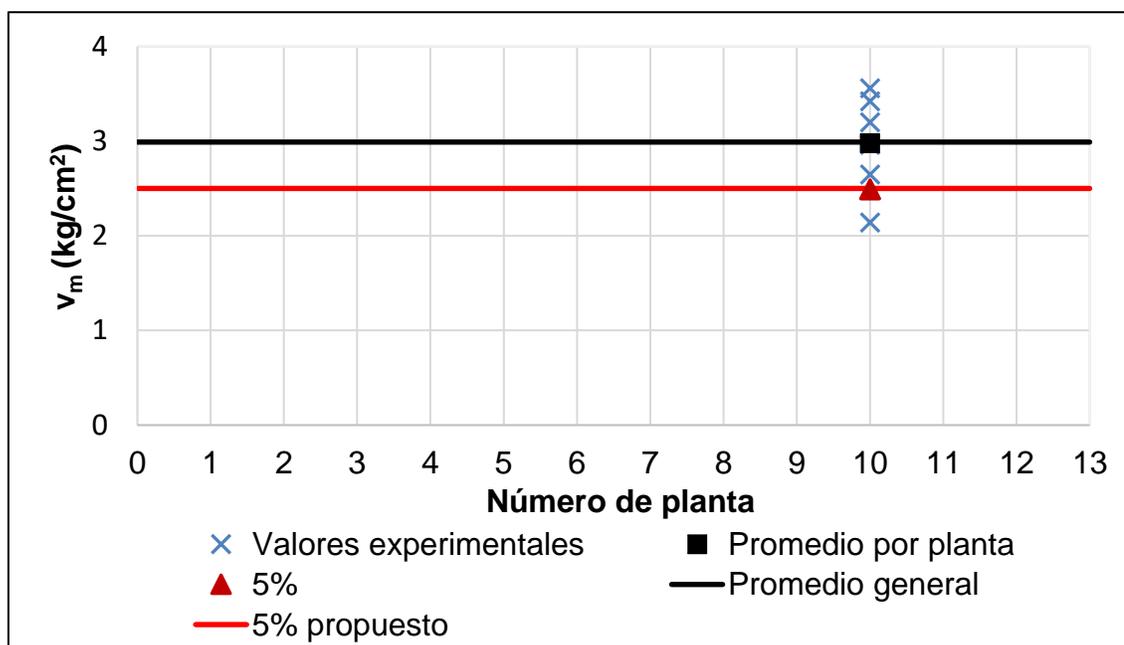
**Figura 4.7** Resistencia a compresión diagonal de muretes de 12 cm.



**Figura 4.8** Resistencia a compresión diagonal de muretes de 15 cm.

En la Tabla 4.6 se presenta un resumen estadístico de la resistencia a compresión diagonal de mampostería construida con bloques de 12 y 15 cm de espesor. Se

presenta el espesor de los muretes ( $t$ ), la cantidad de especímenes, el tipo de falla, la resistencia a compresión diagonal promedio ( $v_m$ ), los valores máximos ( $v_{m\ max}$ ) y mínimos ( $v_{m\ min}$ ) de las resistencias, la desviación estándar ( $\sigma$ ), el coeficiente de variación (CV) y la resistencia mínima a compresión diagonal de diseño de la mampostería asociada al 5% percentil ( $v_{m\ 5\%}$ ). El valor de  $v_m$  se calculó como el promedio de las resistencias promedio por planta presentados como cuadrados negros



de la

Figura 4.7 a Figura 4.8 para cada espesor. De manera similar, se obtuvieron los valores de  $v_{m\ 5\%}$  como el promedio de los valores mínimos de diseño por planta presentados como triángulos rojos en la

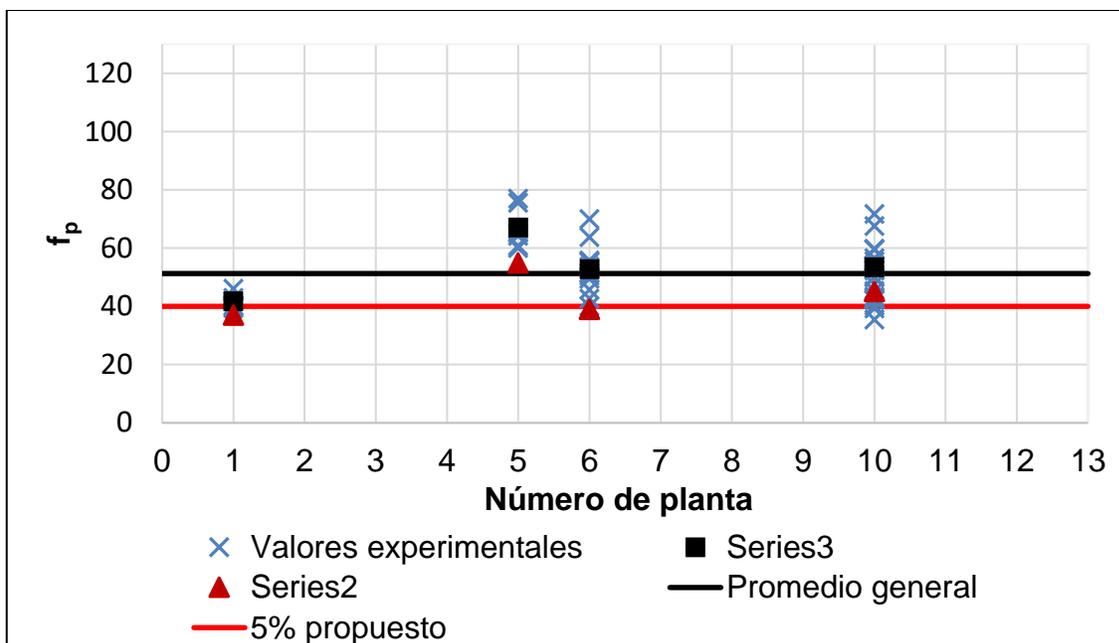


Figura 4.4 a Figura 4.6 para cada espesor.

Tabla 4.6 Resistencia a compresión diagonal de mampostería.

$t$ cm	Cantidad	Tipo de falla	$v_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$v_m \max$ kg/cm <sup>2</sup>	$v_m \min$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$	CV	$v_m 5\%$ kg/cm <sup>2</sup>
12	6	Adherencia	2.98	3.56	2.14	0.41	0.16	2.50
15	20	Adherencia	2.65	3.43	1.63	0.30	0.13	2.13

En la Tabla 4.6 se observa que la resistencia a compresión diagonal promedio para muretes de 12 fue 12% mayor que la de los muretes de 15 cm de espesor. Sin embargo, se esperaba que la resistencia de los muretes de 15 cm fuera mayor ya que la falla se presentó en la junta. El mortero se colocó en las paredes de las celdas paralelas a la longitud de los bloques y en las paredes verticales en toda su área. El área de las paredes verticales es mayor para los muretes de 15 cm debido al espesor de los bloques, por lo que el área de contacto con el mortero es mayor. Es importante mencionar que para el caso de los muretes de 12 cm de espesor se cuentan solo con seis ensayos y tienen una desviación estándar 37% mayor que los muretes de 15 cm. En la Tabla 4.6 se observa que el valor de diseño de los muretes de 12 cm es 17%

mayor que el de los muretes de 15 cm. Para la propuesta de diseño se recomienda conservadoramente un valor mínimo de diseño de  $2.00 \text{ kg/cm}^2$  para ambos espesores. Dichos valores de diseño son aplicables para morteros y bloques con resistencias mayores a los valores mínimos recomendados en las secciones 4.2.1 y 4.2.2 de este documento. Para resistencias menores de bloques y morteros es posible inducir una falla por tensión diagonal en los bloques.

En la Figura 4.9 se presentan los valores de diseño propuestos en las NTCM, los cuales están en función del tipo de pieza y el tipo de mortero. En dicha figura, la resistencia a compresión axial mínima especificada para bloques de concreto es de  $100 \text{ kg/cm}^2$ . En las pruebas experimentales realizadas en la FIUADY, la mayoría de los bloques ensayados tuvieron una resistencia menor al mínimo propuesto en las NTCM, como se muestra en la sección 4.2.2. Además, los proporcionamientos de morteros empleados en el municipio de Mérida son distintos a los indicados en las NTCM, como se muestra en la sección 4.2.1. El mortero tipo III tiene una resistencia a compresión axial similar a la de los morteros empleados en el municipio de Mérida; por tanto, se podría tomar como valor de referencia una resistencia de diseño a compresión diagonal de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$ . Dicha resistencia de referencia es 25% mayor que la propuesta en este trabajo.

**Tabla 2.9 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta**

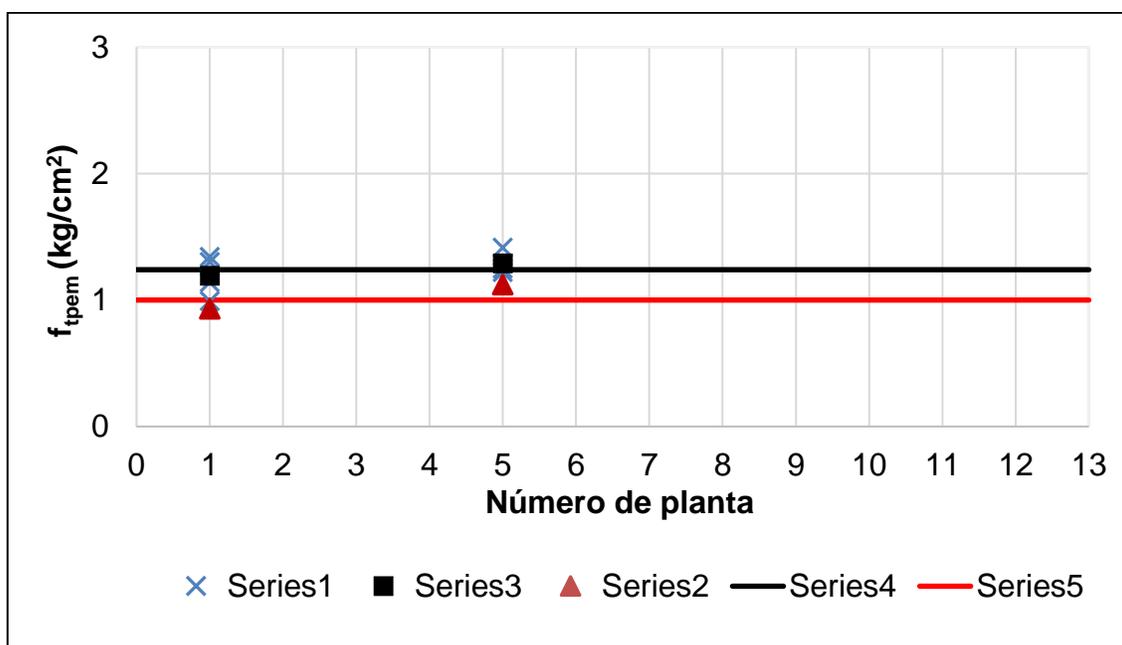
Pieza	Tipo de mortero	$V_m^{*1}$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique de barro recocido ( $f_p^* \geq 6 \text{ MPa}$ , $60 \text{ kg/cm}^2$ )	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.3 (3)
Tabique de barro con huecos verticales ( $f_p^* \geq 12 \text{ MPa}$ , $120 \text{ kg/cm}^2$ )	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)
Bloque de concreto (pesado <sup>2</sup> ) ( $f_p^* \geq 10 \text{ MPa}$ , $100 \text{ kg/cm}^2$ )	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.25 (2.5)
Tabique de concreto (tabicón) ( $f_p^* \geq 10 \text{ MPa}$ , $100 \text{ kg/cm}^2$ )	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)

**Figura 4.9** Resistencia a compresión diagonal de diseño de mampostería de piezas de concreto (NTCM, 2004).

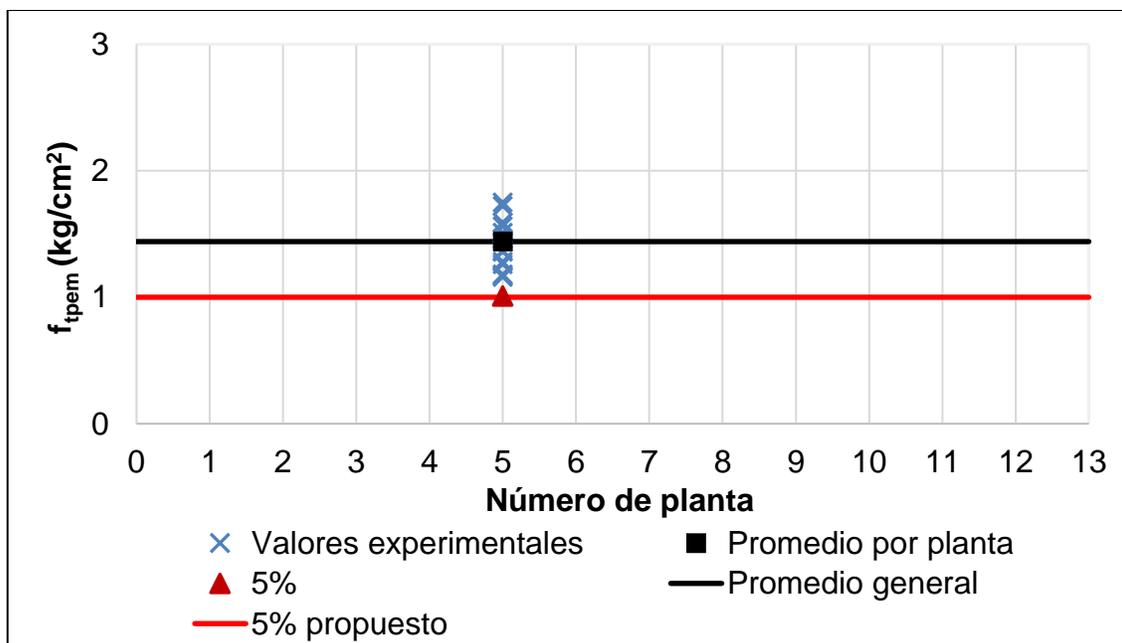
#### 4.2.4 Resistencia a tensión por flexión de la mampostería:

##### Tensión perpendicular a las juntas:

En la Figura 4.10 a Figura 4.11 se presenta las resistencias a tensión por flexión perpendicular a las juntas de muretes de espesores 12 y 15 cm, respectivamente. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los cuadrados negros los valores promedio de cada planta fabricadora, los triángulos rojos representan los valores mínimos de diseño asociados con el 5% percentil de los valores experimentales de cada planta fabricadora, la línea negra representa el promedio general de todas las plantas fabricadoras y la línea roja el valor mínimo de diseño propuesto asociado con el 5% percentil.



**Figura 4.10** Resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas de muretes de 12 cm.



**Figura 4.11** Resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas de muretes de 15 cm.

En la Tabla 4.7 se presenta un resumen estadístico de la resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas de la mampostería con espesores de 12 y 15 cm. Se presenta el espesor de los muretes ( $t$ ), la cantidad de especímenes, el tipo de falla, la resistencia a tensión por flexión perpendicular promedio ( $f_{tpem}$ ), los valores máximos ( $f_{tpem\ max}$ ) y mínimos ( $f_{tpem\ min}$ ) de las resistencias, la desviación estándar ( $\sigma$ ), el coeficiente de variación (CV) y la resistencia mínima a tensión por flexión perpendicular a las juntas de diseño de la mampostería asociada al 5% percentil ( $f_{tpem\ 5\%}$ ). El valor de  $f_{tpem}$  se calculó como el promedio de las resistencias promedio por planta presentados como cuadrados negros de la Figura 4.10 a Figura 4.11 para cada espesor. De manera similar, se obtuvieron los valores de ( $f_{tpem\ 5\%}$ ) como el promedio de los valores mínimos de diseño por planta presentados como triángulos rojos en la

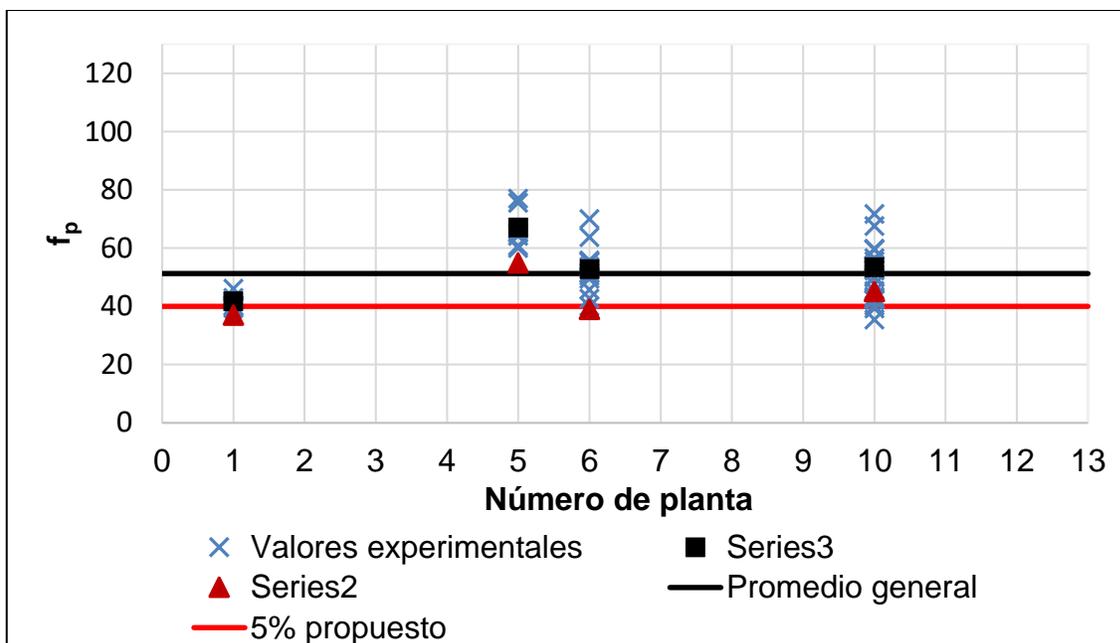


Figura 4.4 a Figura 4.6 para cada espesor.

**Tabla 4.7** Resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas.

$t$ cm	Cantidad	Tipo de falla	$f_{tpem}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{tpem max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{tpem min}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$	CV	$f_{tpem 5\%}$ kg/cm <sup>2</sup>
12	7	Adherencia	1.24	1.42	0.99	0.13	0.11	1.01
15	13	Adherencia	1.44	1.75	1.16	0.26	0.18	1.02

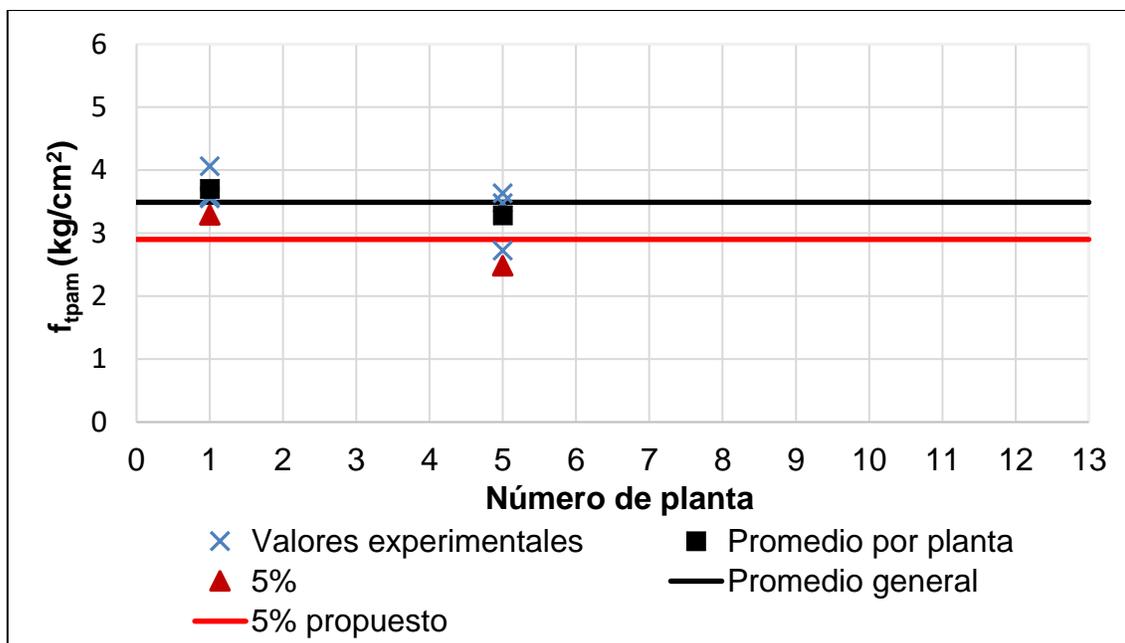
En la Tabla 4.7 se observa que la diferencia de resistencia a tensión por flexión perpendicular promedio de los muretes con espesor de 15 cm es 16% mayor que la de los muretes de 12 cm. Esta diferencia puede ser debido a la rugosidad de los bloques y la resistencia a compresión axial de los morteros empleados. Por otro lado los valores de diseño son similares para los muretes de 12 y 15 cm de espesor con un valor de 1.01 y 1.02 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Esto último se debió a que la desviación estándar de los muretes de 15 cm fue el doble que la de los muretes de 12 cm de espesor. Se propone una resistencia mínima a tensión por flexión perpendicular a las juntas de diseño de 1 kg/cm<sup>2</sup>, para la mampostería construida con bloques de 12 y 15 cm de espesor. Dichos valores de diseño son aplicables para morteros y bloques

con resistencias mayores a los valores mínimos recomendados en las secciones 4.2.1 y 4.2.2 de este documento. Para resistencias menores de bloques y morteros es posible inducir una falla por tensión en los bloques.

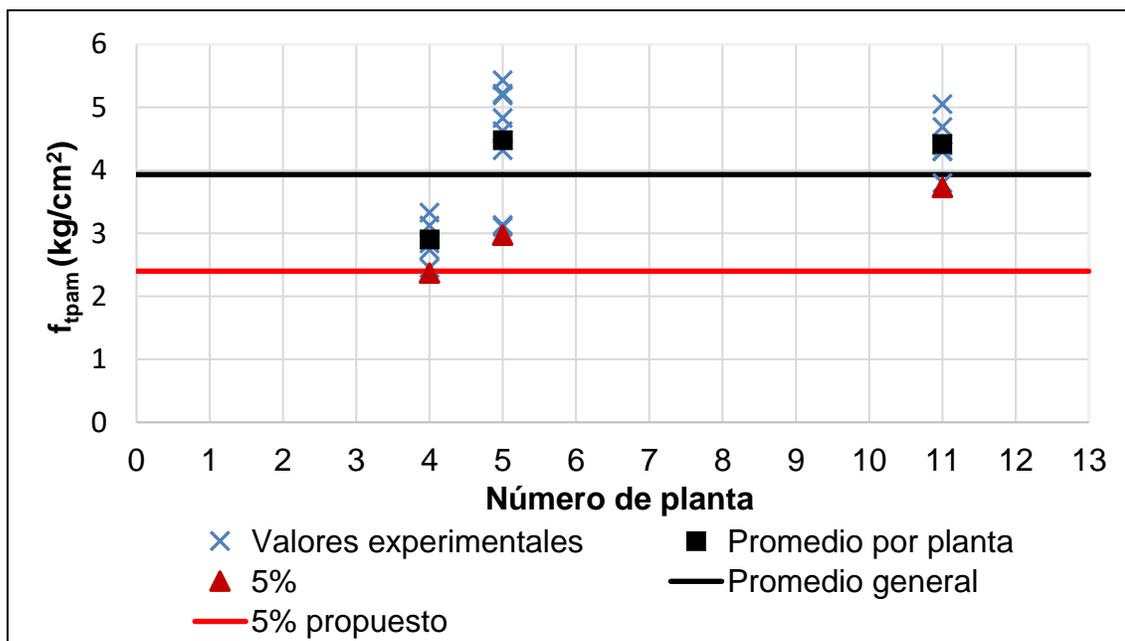
En las NTCM se considera que la resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas es nula. Cuando se requiera resistencia a tensión perpendicular se deberá proporcionar el acero de refuerzo necesario. Las resistencias propuestas en este trabajo consideran la contribución del panel de mampostería y permitirán realizar el diseño fuera del plano sin la necesidad de colocar acero de refuerzo adicional al de los elementos confinantes.

#### Tensión paralela a las juntas:

En la Figura 4.12 a Figura 4.13 se presenta las resistencias a tensión por flexión paralela a las juntas de muretes de espesores 12 y 15 cm, respectivamente. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los cuadrados negros los valores promedio de cada planta fabricadora, los triángulos rojos representan los valores mínimos de diseño asociados con el 5% percentil de los valores experimentales de cada planta fabricadora, la línea negra representa el promedio general de todas las plantas fabricadoras y la línea roja el valor mínimo de diseño propuesto asociado con el 5% percentil.



**Figura 4.12** Resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas de muretes de 12 cm.



**Figura 4.13** Resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas de muretes de 15 cm.

En la Tabla 4.8 se presenta el resumen estadístico de la resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas de la mampostería con espesores de 12 y 15 cm. Se presenta el espesor de los muretes ( $t$ ), el tipo de falla, la resistencia a tensión por flexión paralela promedio ( $f_{tpam}$ ), los valores máximos ( $f_{tpam\ max}$ ) y mínimos ( $f_{tpam\ min}$ ) de las resistencias, la desviación estándar ( $\sigma$ ), el coeficiente de variación (CV) y la resistencia mínima a tensión por flexión paralela a las juntas de diseño de la mampostería asociada al 5% percentil ( $f_{tpam\ 5\%}$ ). El valor de  $f_{tpam}$  se calculó como el promedio de las resistencias promedio por planta presentados como cuadrados negros de la Figura 4.12 a Figura 4.13 para cada espesor. De manera similar, se obtuvieron los valores de  $f_{tpam\ 5\%}$  como el promedio de los valores mínimos de diseño por planta presentados como triángulos rojos en la

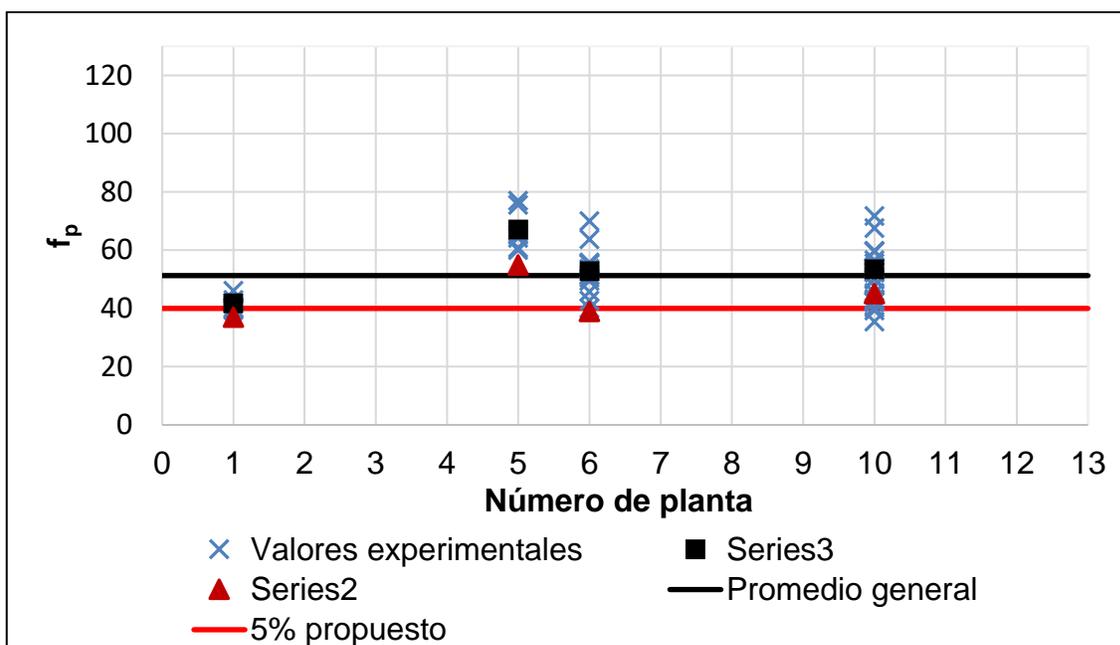


Figura 4.4 a Figura 4.6 para cada espesor.

**Tabla 4.8** Resistencia a tensión por flexión paralela a las juntas.

$t$	Cantidad	$f_{tpam}$	$f_{tpam\ max}$	$f_{tpam\ min}$	$\sigma$	CV	$f_{tpam\ 5\%}$
-----	----------	------------	-----------------	-----------------	----------	----	-----------------

cm		Tipo de falla	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>			kg/cm <sup>2</sup>
12	7	Combinada	3.49	4.06	2.72	0.36	0.10	2.88
15	6	Adherencia	2.90	3.33	2.45	0.32	0.11	2.37
15	14	Combinada	4.46	5.43	3.10	0.67	0.15	3.35

En la Tabla 4.8 se observa que para muretes con espesor de 15 cm se presentaron dos tipos de falla: por adherencia y combinada. La falla por adherencia se presentó en las juntas y tuvo una forma escalonada. Para la combinada se presentó una falla por tensión de los bloques y por adherencia en las juntas. En la Tabla 4.8 se observa que los muretes con espesor de 15 cm presentaron una resistencia promedio 28% mayor que los de 12 cm para la falla combinada. Esto se debió a que la resistencia a tensión de los bloques de 15 cm de espesor es mayor que la de los bloques de 12 cm de espesor. La resistencia a tensión de los bloques tiene una buena correlación con la resistencia a compresión axial de los mismos. Para los muretes de 12 cm de espesor solo se cuenta con pruebas experimentales que han tenido falla combinada. El tipo de falla presentado para los muretes de 12 cm ocurrió a pesar de que en algunas pruebas, se contaban con piezas de resistencias altas y un mortero débil, esto es un indicador de que dichas piezas presentaron una mejor adherencia que la de las de 15 cm. Para mampostería de 15 cm de espesor, se propone la resistencia asociada a una falla por adherencia, lo cual es conservador. Se propone una resistencia mínima a tensión por flexión paralela a las juntas de diseño de 2.9 y 2.4 kg/cm<sup>2</sup> para mampostería de 12 y 15 cm de espesor, respectivamente. Dichos valores de diseño son aplicables para morteros y bloques con resistencias mayores a los valores mínimos recomendados en las secciones 4.2.1 y 4.2.2 de este documento. Para resistencias menores de bloques y morteros es posible inducir una falla por tensión en los bloques.

Similar al caso de la resistencia a tensión por flexión perpendicular a las juntas, las NTCM consideran nula la resistencia a tensión de la mampostería.

### 4.3 Ecuaciones para determinar propiedades de la mampostería

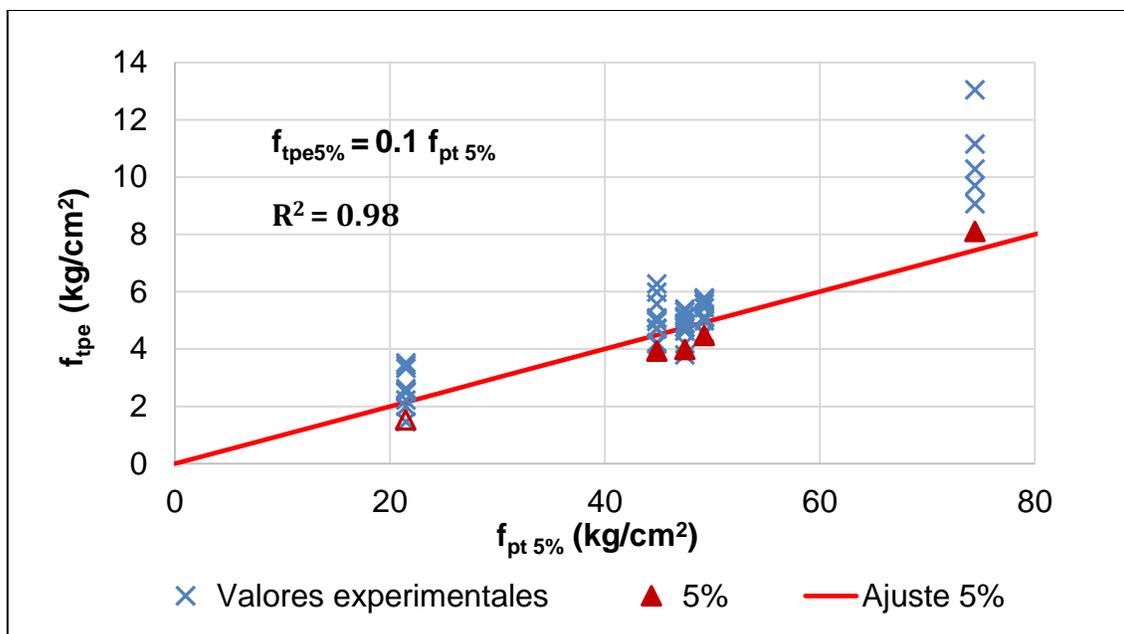
En esta sección se presentan las ecuaciones de diseño para determinar la resistencia a tensión de bloques, resistencia a compresión axial de la mampostería, módulo de elasticidad de la mampostería, módulo de cortante de la mampostería y resistencia a cortante directo de la mampostería. Adicionalmente, se comparan los resultados obtenidos con lo indicado en las NTCM del RCDF (2004).

#### 4.3.1 Resistencia a tensión de bloques

##### Tensión perpendicular:

En la Figura 4.14 se presenta la resistencia a tensión perpendicular asociada al 5% percentil ( $f_{tpe\ 5\%}$ ) de bloques de 15 cm de espesor en función de su resistencia a compresión axial de diseño sobre área total ( $f_{pt\ 5\%}$ ). Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales y la línea roja representa la ecuación de diseño para determinar la resistencia a tensión de bloques de 15 cm de espesor en función de su resistencia a compresión axial (Ec. (4.1)). Dicha ecuación se obtuvo de un ajuste de mínimos cuadrados. En la Figura 4.14 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.98.

$$f_{tpe\ 5\%} = 0.1 f_{pt\ 5\%} \quad (4.1)$$



**Figura 4.14** Resistencia a tensión perpendicular de diseño de bloques de 15 cm.

En la Tabla 4.9 se presentan los espesores de bloques, la resistencia de diseño a tensión perpendicular a la longitud de los bloques normalizada con la ecuación (4.1) y el factor de corrección por espesor ( $\alpha_1$ ).

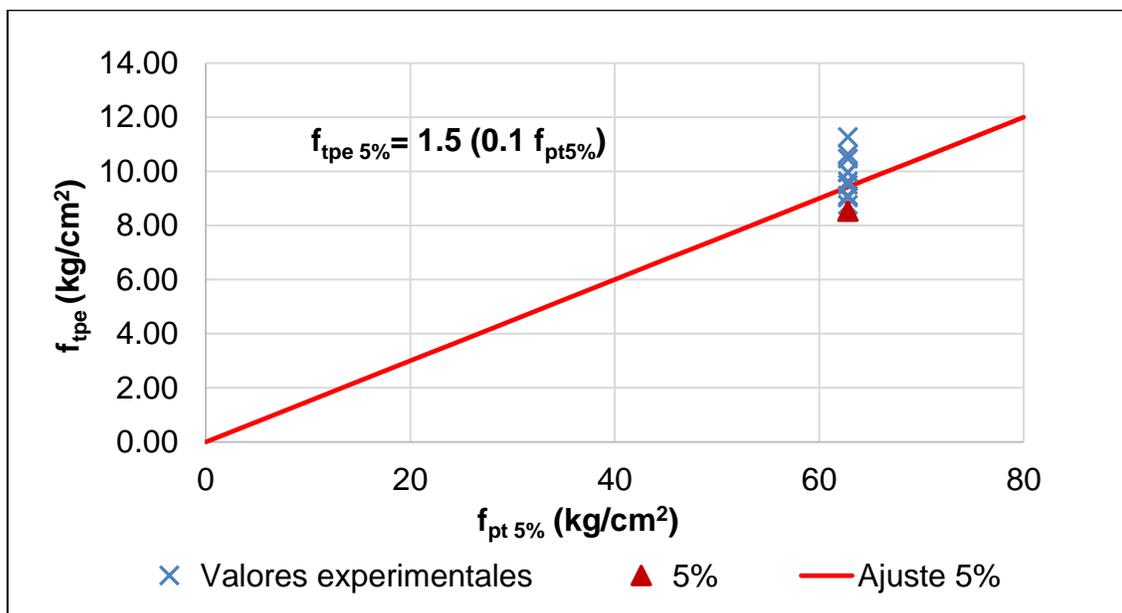
**Tabla 4.9** Factor de corrección por espesor  $\alpha_1$  para la resistencia a tensión perpendicular de bloques.

$t$ cm	$\frac{f_{tpe 5\%}}{(0.1 f_{pt 5\%})}$	
15	0.93	<b>A</b>
20	1.36	<b>B</b>
$\alpha_1$	1.47	<b>B/A</b>

Con base en los resultados experimentales, se observó que la resistencia a tensión perpendicular de los bloques tiene una buena correlación con la resistencia a compresión axial ( $f_{pt}$ ) y del espesor ( $t$ ) de los bloques. Conforme  $f_{pt}$  aumenta,  $f_{tpe}$  aumenta (Figura 4.14 y Figura 4.15). Conforme  $t$  aumenta,  $f_{tpe}$  aumenta (Tabla 4.9).

Esto se debe a que el espesor de las paredes de las celdas de los bloques de 20 cm de espesor es mayor que la de los bloques de 15 cm de espesor.

En la Figura 4.15 se presenta el ajuste de la ecuación de diseño a los valores asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales para bloques de 20 cm de espesor considerando el factor  $\alpha_1$  (Tabla 4.9).



**Figura 4.15** Resistencia a tensión perpendicular de diseño de bloques de 20 cm.

Se propone la ecuación (4.2) para el cálculo de la resistencia de diseño a tensión perpendicular de bloques.

$$f_{tpe\ 5\%} = \alpha_1 [0.1 f_{pt\ 5\%}] \quad (4.2)$$

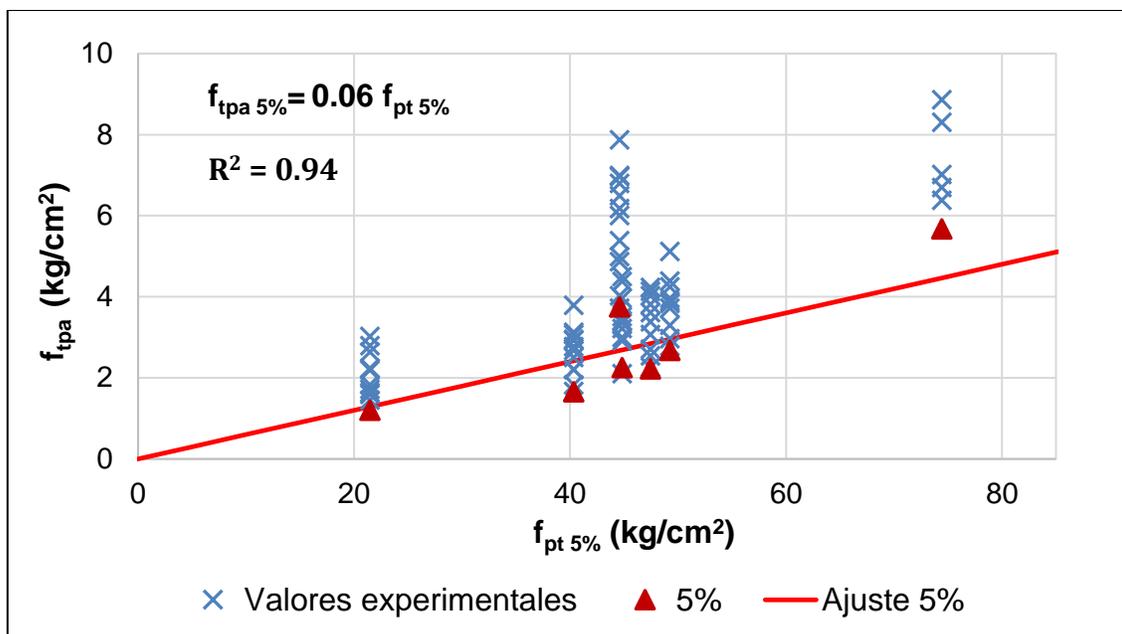
Donde  $\alpha_1$  es el factor de corrección por espesor de la resistencia a tensión perpendicular de las piezas, que toma valores de 1 y 1.5 para espesores de 15 y 20 cm, respectivamente. Debido a que solo se cuenta con 10 resultados experimentales para bloques de 20 cm de espesor se propone utilizar un factor  $\alpha_1$  igual a 1 para ambos espesores. Con dicho factor se obtendrán valores conservadores de la resistencia a tensión perpendicular para bloques de 20 cm de espesor.

En las NTCM no se proponen valores o ecuaciones para la resistencia a tensión perpendicular de los bloques. Las ecuaciones propuestas en este trabajo permitirán el diseño fuera del plano de muros de mampostería confinada. Dichas ecuaciones permitirán calcular la resistencia a tensión de las piezas sin la necesidad de realizar ensayos a tensión de bloques. Las ecuaciones servirán para seleccionar bloques que garanticen que la falla a tensión por flexión de la mampostería se presente en la junta como se observó durante el ensayo de muretes en la FIUADY.

#### Tensión paralela:

En la Figura 4.16 se presenta la resistencia a tensión paralela asociada al 5% percentil ( $f_{tpa\ 5\%}$ ) de bloques de 15 cm de espesor en función de su resistencia a compresión axial de diseño sobre área total ( $f_{pt\ 5\%}$ ). Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales y la línea roja representa la ecuación de diseño (Ec. (4.3)) para determinar la resistencia a tensión paralela de bloques de 15 cm de espesor en función de su resistencia a compresión axial. Dicha ecuación se obtuvo de un ajuste de mínimos cuadrados. En la Figura 4.16 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.94.

$$f_{tpa\ 5\%} = 0.06 f_{pt\ 5\%} \quad (4.3)$$



**Figura 4.16** Resistencia a tensión paralela de diseño de bloques de 15 cm.

En la Tabla 4.10 se presentan los espesores de bloques, la resistencia a tensión paralela a la longitud de los bloques de diseño normalizada con la ecuación (4.3) y el factor de corrección por espesor ( $\alpha_2$ ).

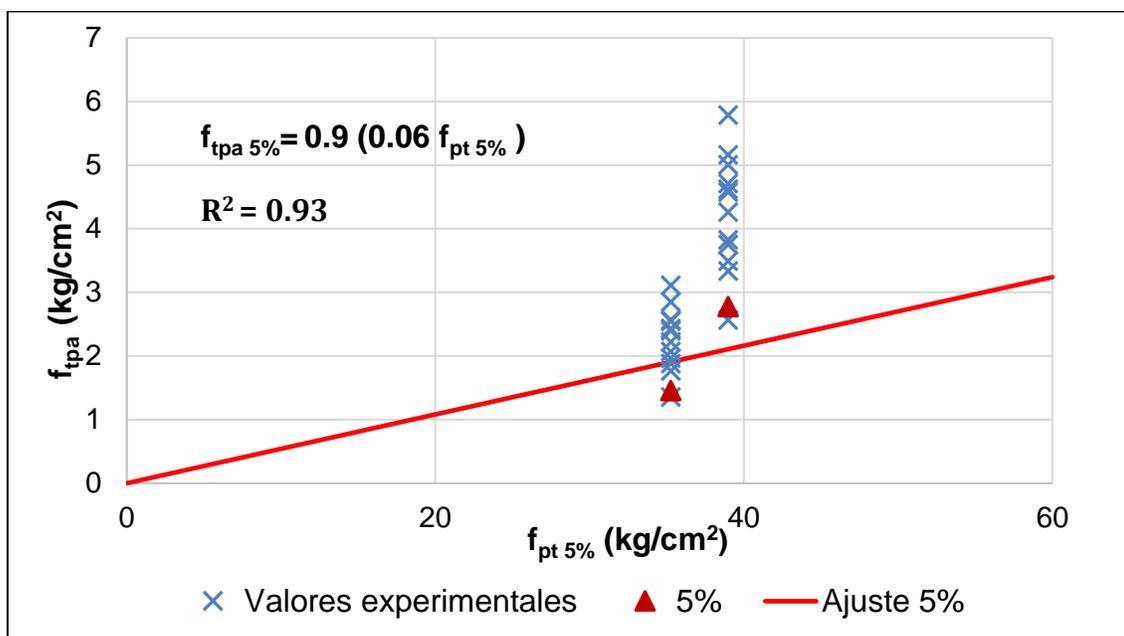
**Tabla 4.10** Factor de corrección por espesor  $\alpha_2$  para la resistencia a tensión paralela de bloques.

t cm	$\frac{f_{tpa_{5\%}}}{(0.06 f_{pt_{5\%}})}$	
12	0.95	A
15	1	B
20	1.34	C
$\alpha_2$	0.95	A/B
$\alpha_2$	1.34	C/B

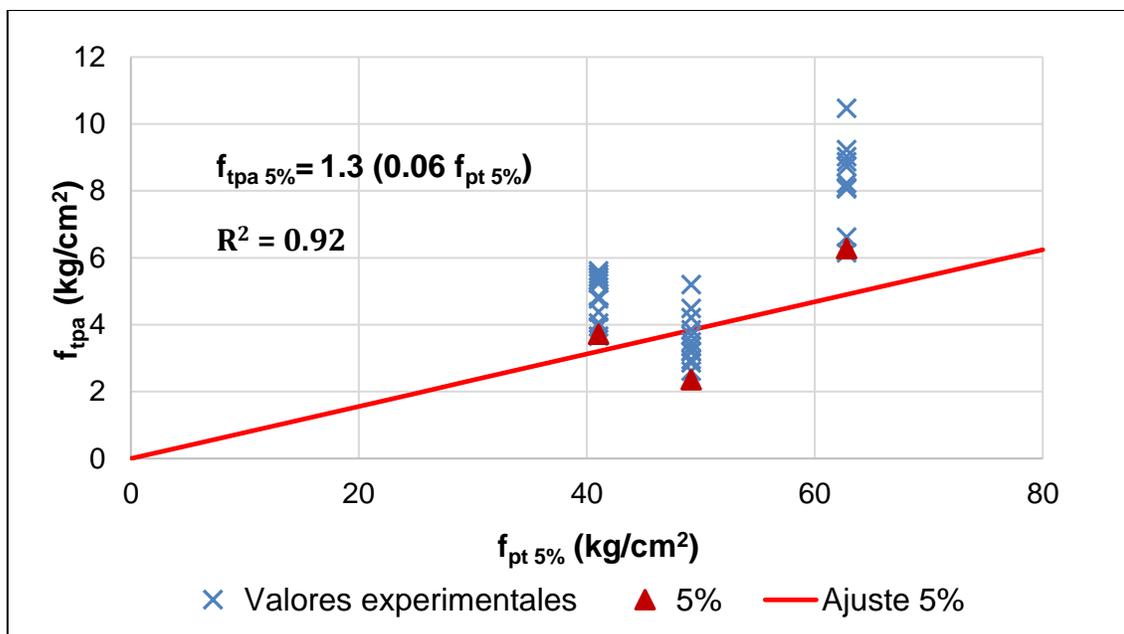
Con base en los resultados experimentales, se observó que la resistencia a tensión paralela de los bloques tiene una buena correlación con la resistencia a compresión axial ( $f_{pt}$ ) y del espesor ( $t$ ) de los bloques. Conforme  $f_{pt}$  aumenta,  $f_{tpa}$  aumenta

(Figura 4.16 a Figura 4.18). Conforme  $t$  aumenta,  $f_{tpa}$  aumenta (Tabla 4.10). En la Tabla 4.10 se observa que el factor de corrección  $\alpha_2$  para bloques de 12 y 15 cm de espesor fue similar, esto se debe a que los espesores de las paredes de sus celdas son similares. Por otro lado, el factor de corrección  $\alpha_2$  para bloques de 20 cm de espesor fue mayor, debido a que el espesor de las paredes de sus celdas es mayor que el de bloques de 12 y 15 cm de espesor.

En la Figura 4.17 y Figura 4.18 se presenta el ajuste de la ecuación de diseño a los valores asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales para bloques de 12 y 20 cm de espesor considerando el factor  $\alpha_2$  (Tabla 4.10). En dichas figuras se observa que se las ecuaciones tienen un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.93 y 0.92 para espesores de 12 y 20 cm, respectivamente.



**Figura 4.17** Resistencia a tensión paralela de diseño de bloques de 12 cm.



**Figura 4.18** Resistencia a tensión paralela de diseño de bloques de 20 cm.

Se propone la ecuación ((4.4)) para calcular la resistencia a tensión paralela de diseño de bloques.

$$f_{tpa\ 5\%} = \alpha_2 [0.06 f_{pt\ 5\%}] \quad (4.4)$$

Donde  $\alpha_2$  es el factor de corrección por espesor de la resistencia a tensión paralela de las piezas, que toma valores de 0.9, 1 y 1.3 para espesores de 12, 15 y 20 cm, respectivamente.

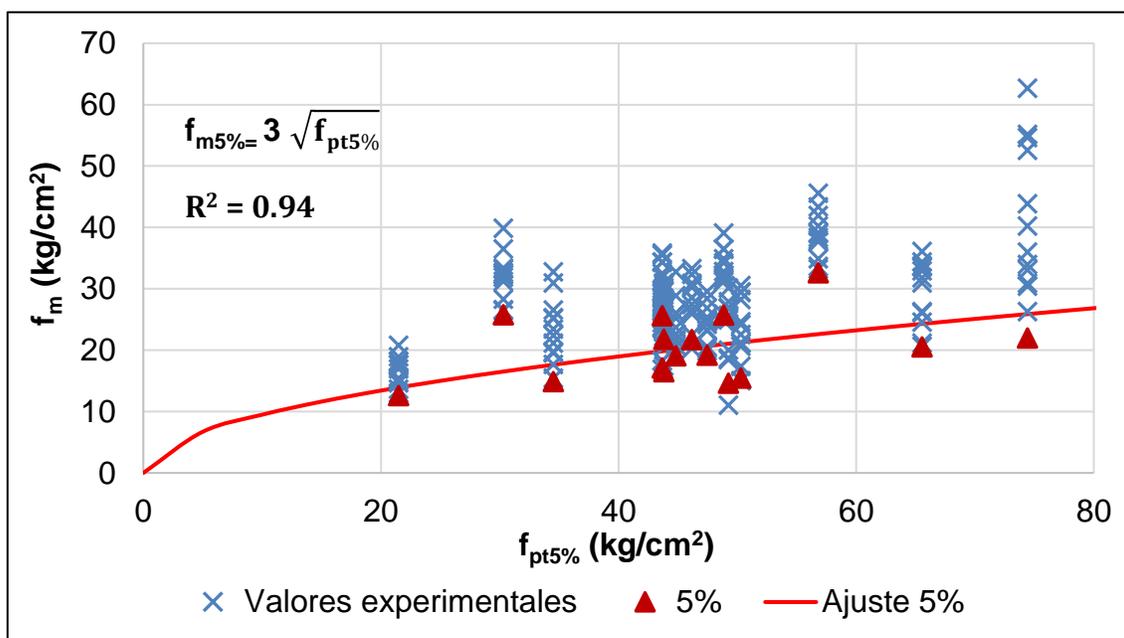
En las NTCM no se proponen valores o ecuaciones de diseño para la resistencia a tensión paralela de los bloques.

#### 4.3.2 Resistencia a compresión axial de la mampostería

En la Figura 4.19 se presenta la resistencia a compresión axial de la mampostería sobre área total asociada al 5% percentil ( $f_{m\ 5\%}$ ) de pilas de 15 cm de espesor en función de la resistencia a compresión axial de diseño sobre área total de bloques

( $f_{pt\ 5\%}$ ) del mismo espesor. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales y la línea roja representa la ecuación de diseño (Ec. (4.5)) para determinar la resistencia a compresión axial de la mampostería de 15 cm de espesor en función de la resistencia a compresión axial de los bloques. Dicha ecuación se obtuvo de un ajuste de mínimos cuadrados. En la Figura 4.19 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.94.

$$f_{m\ 5\%} = 3 \sqrt{f_{pt\ 5\%}} \quad (4.5)$$



**Figura 4.19** Resistencia a compresión axial de la mampostería de espesor de 15 cm.

En la Tabla 4.11 se presentan los espesores de las pilas, la resistencia a compresión axial de diseño de las pilas normalizada con la ecuación (4.5) y el factor de corrección por espesor ( $\beta$ ).

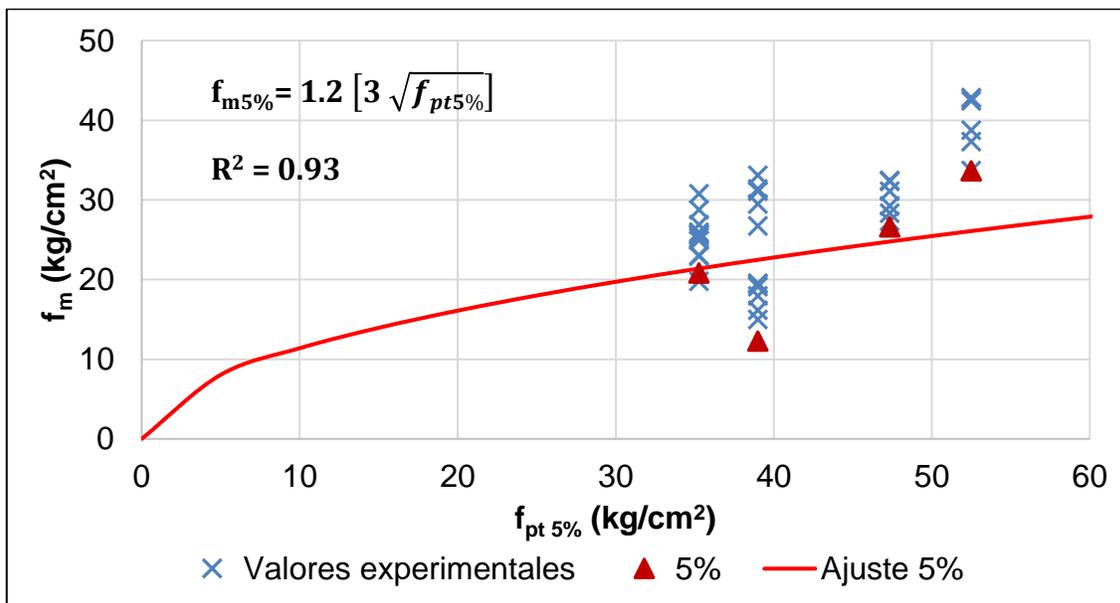
**Tabla 4.11** Factor de corrección por espesor  $\beta$  para la resistencia compresión axial de pilas.

$t$ cm	$f_{m_{5\%}} / 3 \sqrt{f_{pt_{5\%}}}$	
12	1.20	<b>A</b>
15	1.00	<b>B</b>
20	0.91	<b>C</b>
$\beta$	1.20	<b>A/B</b>
$\beta$	0.91	<b>C/B</b>

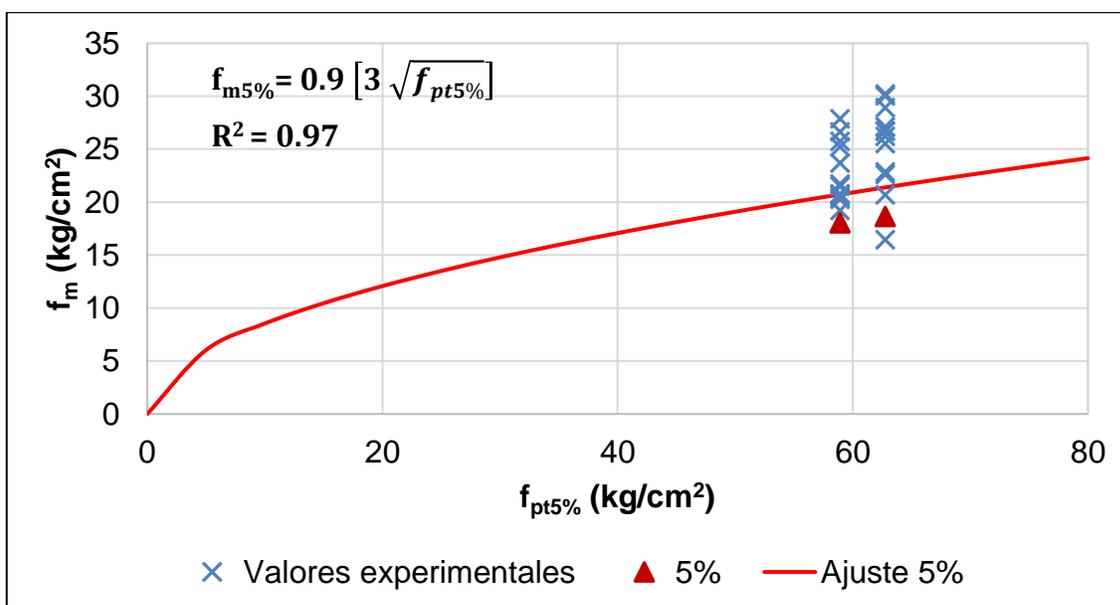
Se puede observar que la resistencia a compresión de la mampostería tiene una buena correlación con la resistencia a compresión axial de la pieza ( $f_{pt}$ ) (Figura 4.19 a Figura 4.21). Conforme  $f_{pt}$  aumenta,  $f_m$  aumenta. Por otro lado,  $f_m$  también depende del espesor de la pila. La resistencia a compresión axial de la mampostería disminuye conforme el espesor aumenta (Tabla 4.11). Lo anterior se debe a que durante la aplicación de una fuerza axial, la placa induce una distribución uniforme de esfuerzos aproximadamente en los extremos de la pila. Sin embargo, una vez que la pila está agrietada la distribución de esfuerzos no es uniforme, la magnitud de los esfuerzos sobre las paredes exteriores es mayor que los esfuerzos sobre las paredes interiores de los bloques. Los esfuerzos en las paredes interiores están asociadas a las rotaciones que se generan en los bloques agrietados que constituyen la pila. Por lo tanto, las rotaciones son función del espesor de la pila. Para espesores pequeños se espera que el espécimen presente una falla por aplastamiento, ya que las tensiones serán muy pequeñas y el elemento fallará a compresión. Para espesores grandes se espera una falla por inestabilidad, ya que al tener valores mayores de tensión, se alcanza primero su resistencia a tensión que la de compresión. La resistencia a compresión axial de pilas está en función de la resistencia a compresión y tensión de las piezas.

En la Figura 4.20 y Figura 4.21 se presenta el ajuste de la ecuación de diseño a los valores asociados al 5% percentil de los resultados experimentales para pilas de 12 y

20 cm de espesor considerando el factor  $\beta$  correspondiente (Tabla 4.11). En dichas figuras se observa que se las ecuaciones propuestas tienen un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.93 y 0.97 para pilas de espesores de 12 y 20 cm, respectivamente.



**Figura 4.20** Resistencia compresión axial de la mampostería de espesor de 12 cm.



**Figura 4.21** Resistencia compresión axial de la mampostería de espesor de 20 cm.

Se propone la ecuación ((4.6)) para calcular la resistencia a compresión axial de diseño de la mampostería.

$$f_{m\ 5\%} = \beta \left[ 3 \sqrt{f_{pt\ 5\%}} \right] \quad (4.6)$$

Donde  $\beta$  es el factor de corrección por espesor de la resistencia a compresión axial de la mampostería, que toma valores de 1.2, 1 y 0.9 para mampostería de espesores de 12, 15 y 20 cm, respectivamente.

En la Figura 4.22 se presenta la tabla de resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto de las NTCM. En dicha figura se observa que la resistencia a compresión axial de la mampostería depende de la resistencia de las piezas ( $f_p^*$ ) y del tipo de mortero. También se observa que la resistencia mínima a compresión axial especificada de las piezas es de 100 kg/cm<sup>2</sup>. En las pruebas experimentales realizadas en la FIUADY, la mayoría de los bloques ensayados tuvieron una resistencia menor al mínimo propuesto en las NTCM, como se muestra en la sección 4.2.2. Además, los proporcionamientos de morteros empleados en el municipio de Mérida son distintos a los indicados en las NTCM, como se muestra en la sección 4.2.1. Adicionalmente, la tabla propuesta en las NTCM no considera el efecto del espesor en la resistencia a compresión axial de la mampostería.

**Tabla 2.6 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto ( $f_m^*$ , sobre área bruta)**

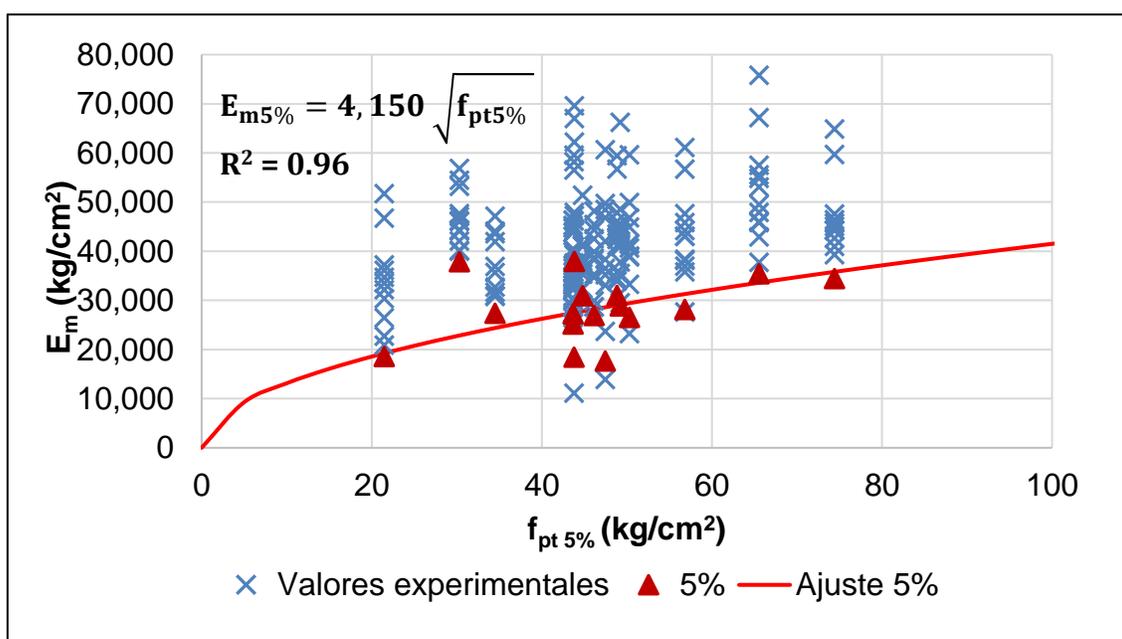
$f_p^*$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>1</sup>	$f_m^*$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)	4 (40)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)	6 (60)
≥ 20 (200)	10 (100)	9 (90)	8 (80)

**Figura 4.22** Valores de la resistencia a compresión de diseño de la mampostería de piezas de concreto de las NTCM.

### 4.3.3 Módulo de elasticidad de la mampostería:

En la Figura 4.23 se presenta el módulo de elasticidad de la mampostería de 15 cm de espesor asociado al 5% percentil ( $E_{m\ 5\%}$ ) en función de la resistencia a compresión axial de diseño sobre área total de los bloques ( $f_{pt\ 5\%}$ ) del mismo espesor. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales y la línea roja representa la ecuación de diseño (Ec. (4.7)) para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería de 15 cm de espesor en función de la resistencia a compresión axial de las piezas. Dicha ecuación se obtuvo de un ajuste de mínimos cuadrados. En la Figura 4.23 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.96.

$$E_{m\ 5\%} = 4,150 \sqrt{f_{pt\ 5\%}} \quad (4.7)$$



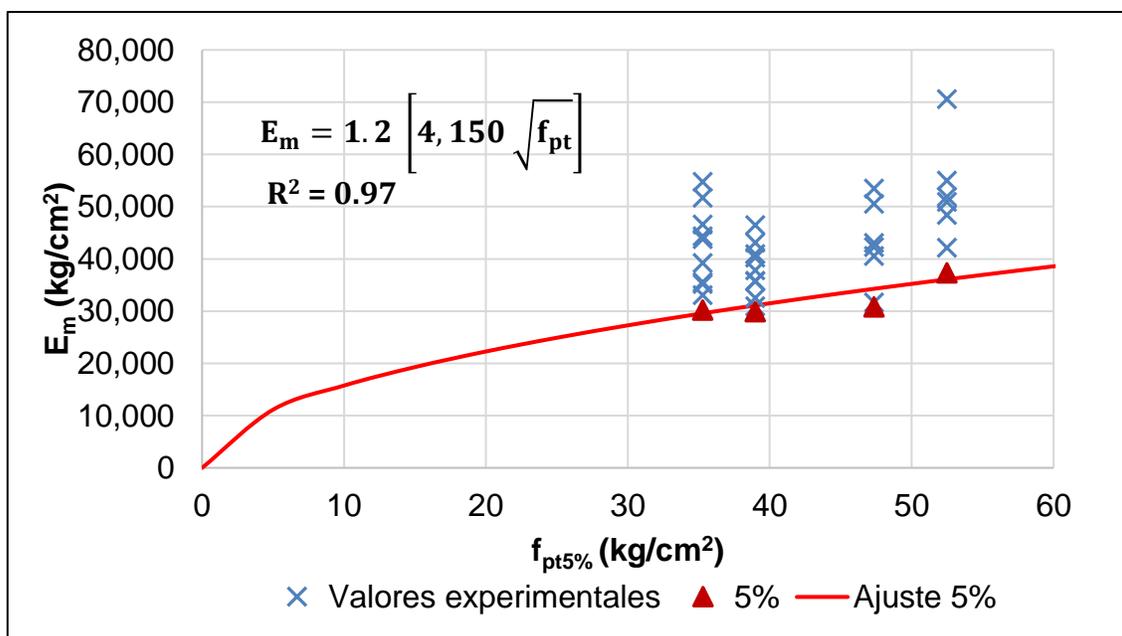
**Figura 4.23.** Módulo de elasticidad de pilas de 15 cm de espesor.

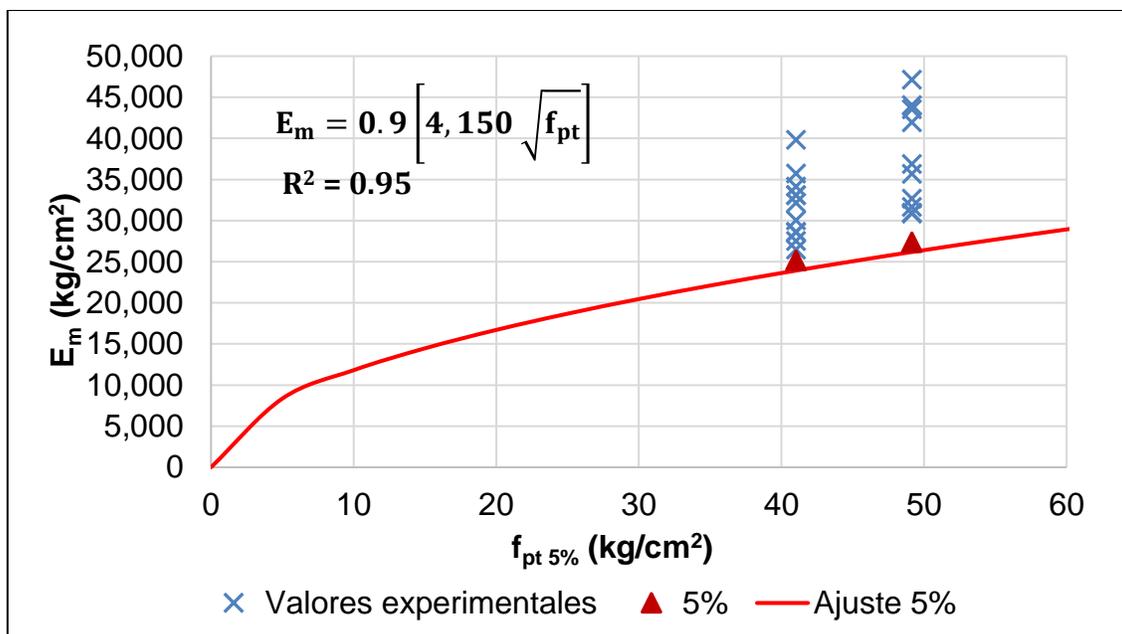
En la Tabla 4.12 se presentan los espesores de las pilas, el módulo de elasticidad de diseño normalizado con la ecuación (4.7) y el factor de corrección por espesor ( $\eta$ ).

**Tabla 4.12** Factor de corrección por espesor  $\eta$  para el módulo de elasticidad de pilas.

$t$ cm	$Em_{5\%}/4,150\sqrt{f_{pt5\%}}$	
12	1.18	<b>A</b>
15	1.01	<b>B</b>
20	0.94	<b>C</b>
$\eta$	1.17	<b>A/B</b>
$\eta$	0.94	<b>C/B</b>

En la Figura 4.24 y Figura 4.25 se presenta el ajuste de la ecuación de diseño a los valores asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales para pilas de 12 y 20 cm de espesor considerando el factor  $\eta$  (Tabla 4.12). En dichas figuras se observa que se las ecuaciones propuestas tienen un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.97 y 0.95 para pilas de espesores de 12 y 20 cm, respectivamente.

**Figura 4.24** Módulo de elasticidad de pilas de 12 cm de espesor.



**Figura 4.25** Módulo de elasticidad de pilas de 20 cm de espesor.

Se propone la ecuación ((4.8)) para calcular el módulo de elasticidad de diseño de la mampostería:

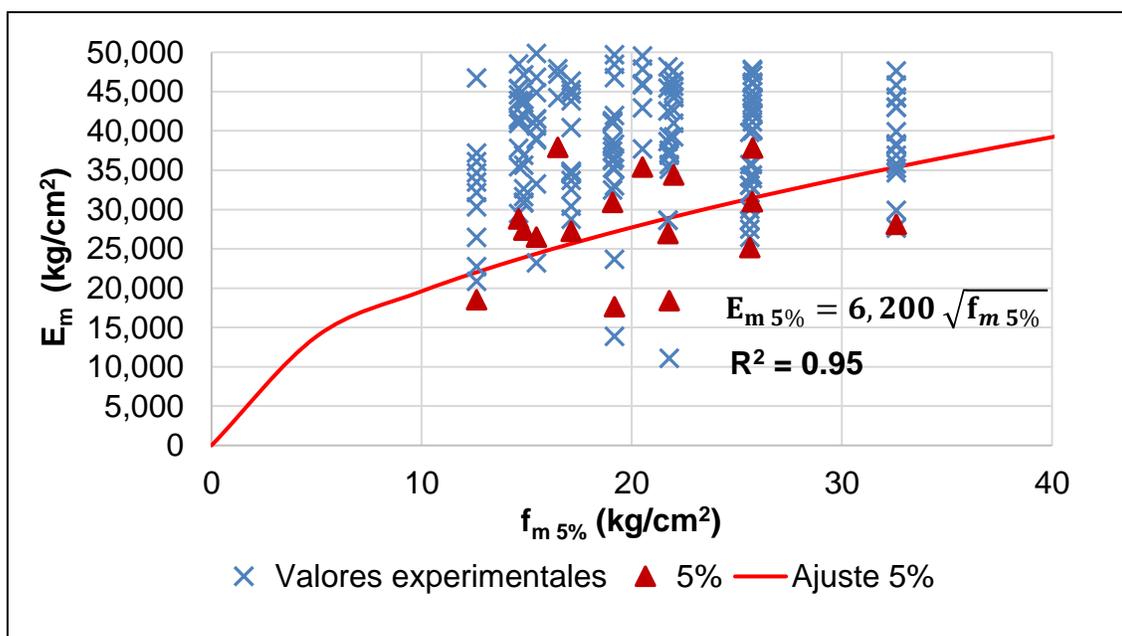
$$E_{m\ 5\%} = \eta \left[ 4,150 \sqrt{f_{pt\ 5\%}} \right] \quad (4.8)$$

En donde  $\eta$  es el factor de corrección por espesor de la mampostería, que toma valores de 1.2, 1 y 0.9 para mampostería de espesores de 12, 15 y 20 cm, respectivamente.

Adicionalmente, se realizó el mismo procedimiento para ajustar una ecuación para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería en función de la resistencia a compresión axial de diseño de la mampostería sobre área total ( $f_{m\ 5\%}$ ). En la Figura 4.26 se presenta el módulo de elasticidad de diseño de la mampostería de 15 cm de espesor ( $E_{m\ 5\%}$ ) asociado al 5% percentil en función de la resistencia a compresión axial de diseño de la mampostería sobre área total. Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales y la línea roja representa la ecuación de

diseño (Ec. (4.9)) para determinar el módulo de elasticidad de pilas de 15 cm de espesor en función de la resistencia a compresión axial de la mampostería. Dicha ecuación se obtuvo de un ajuste de mínimos cuadrados. En la Figura 4.26 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.95.

$$E_{m\ 5\%} = 6,200 \sqrt{f_{m\ 5\%}} \quad (4.9)$$



**Figura 4.26** Módulo de elasticidad de pilas de 15 cm de espesor.

En la Tabla 4.13 se presentan los espesores de las pilas, el módulo de elasticidad de diseño normalizado con la ecuación (4.9) y el factor de corrección ( $\zeta$ ) por espesor.

**Tabla 4.13** Factor de corrección por espesor  $\zeta$  para el módulo de elasticidad de pilas.

$t$ cm	$E_{m_{5\%}} / 6,200 \sqrt{f_{m_{5\%}}}$	
12	1.09	<b>A</b>
15	1.02	<b>B</b>
20	0.99	<b>C</b>
$\zeta$	1.07	<b>A/B</b>
$\zeta$	0.97	<b>C/B</b>

En la Figura 4.27 y Figura 4.28 se presenta el ajuste de la ecuación de diseño a los valores asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales para pilas de 12 y 20 cm de espesor considerando el factor  $\zeta$  (Tabla 4.13). En dichas figuras se observa que se las ecuaciones propuestas tienen un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.95 y 0.97 para pilas de espesores de 12 y 20 cm, respectivamente.

Con base en los resultados experimentales se observa que (Figura 4.23 a Figura 4.28), el módulo de elasticidad de la mampostería tiene una buena correlación con la resistencia a compresión axial de la mampostería. El módulo de elasticidad aumenta conforme dicha resistencia aumenta. El módulo se puede calcular adecuadamente en función de la resistencia a compresión axial de los bloques. Esto se debe a que el mortero no contribuye significativamente en el módulo de elasticidad de la mampostería.  $E_m$  también depende del espesor de las pilas (Tabla 4.12 y Tabla 4.13).  $E_m$  disminuye conforme el espesor aumenta.

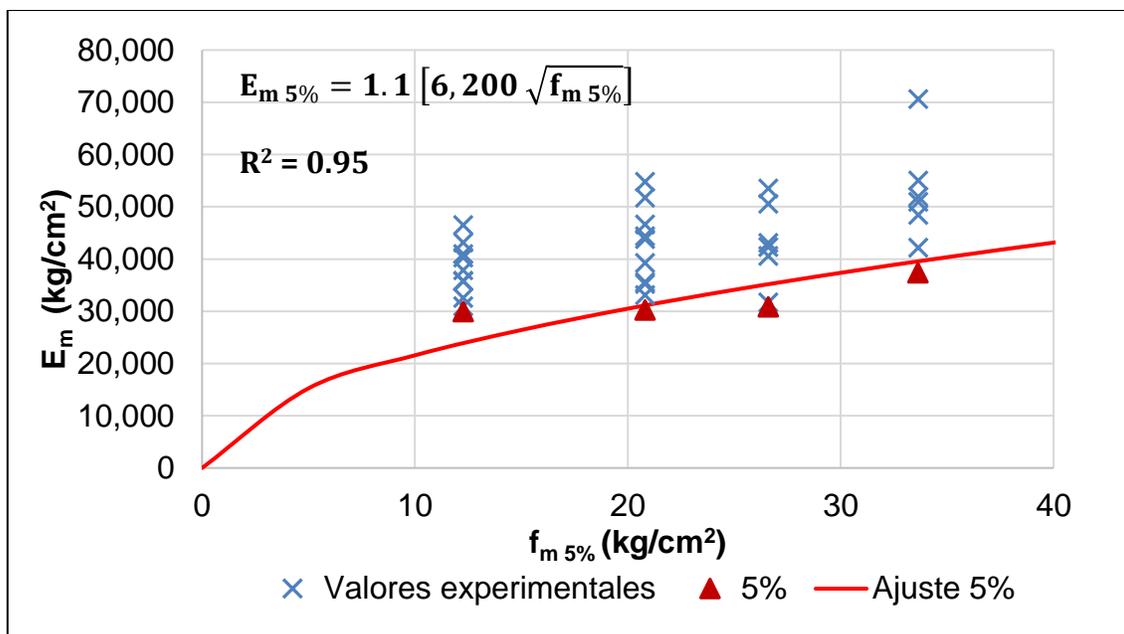


Figura 4.27 Módulo de elasticidade de pilas de 12 cm de espesor.

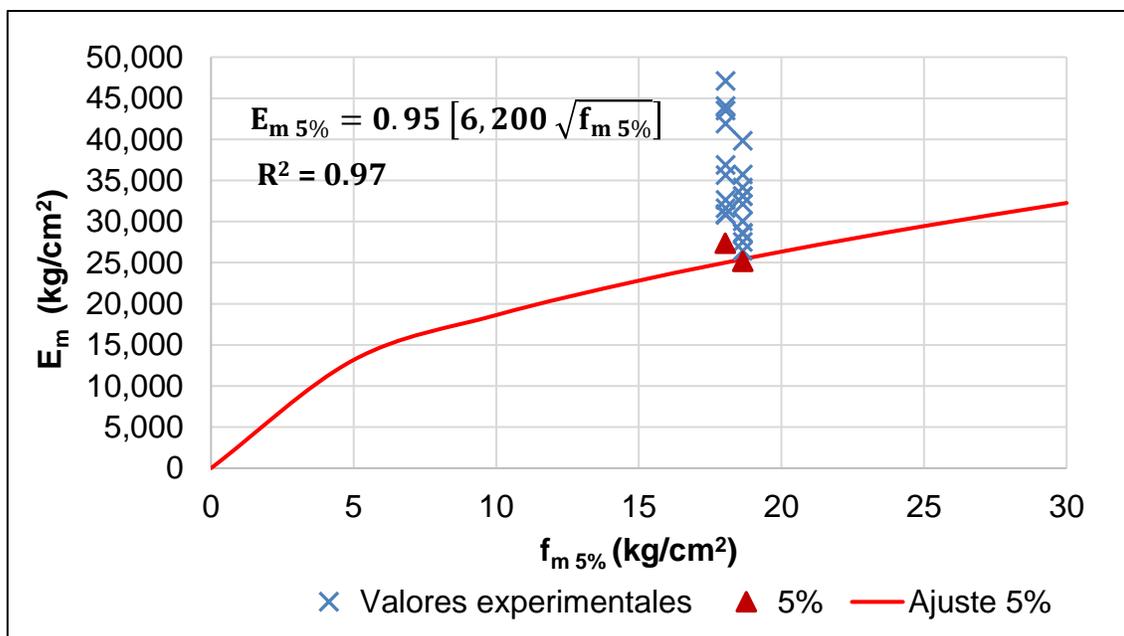


Figura 4.28 Módulo de elasticidade de pilas de 20 cm de espesor.

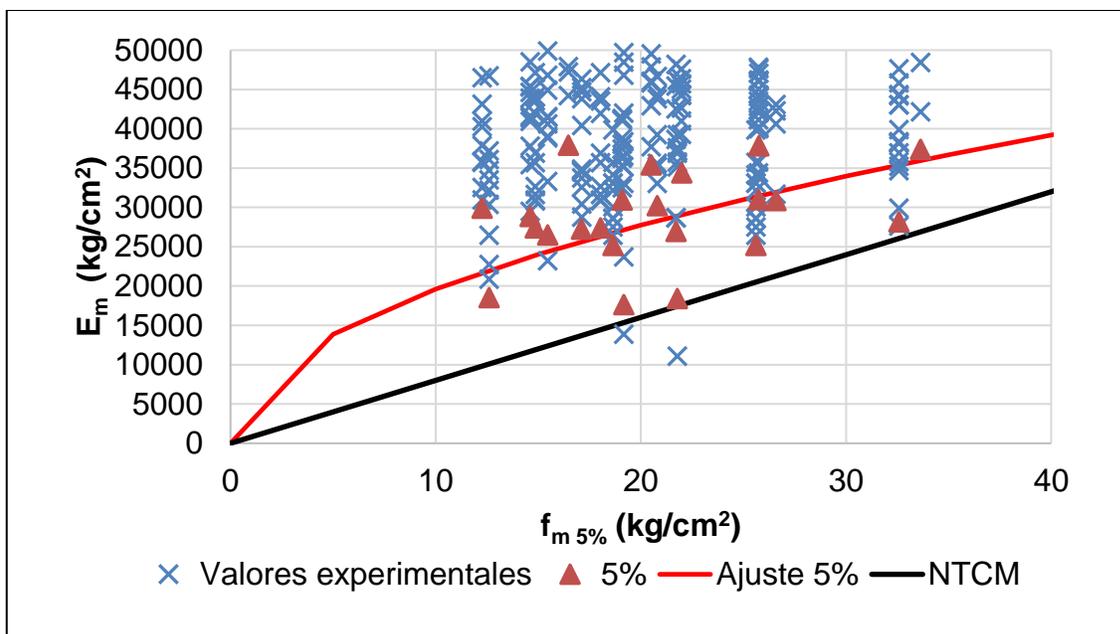
Se propone la ecuación ((4.10)) para calcular el módulo de elasticidad de diseño de la mampostería:

$$E_{m\ 5\%} = \zeta [6,200 \sqrt{f_{m\ 5\%}}] \quad (4.10)$$

Donde  $\zeta$  es el factor de corrección por espesor, que toma valores de 1.1, 1 y 0.95 para mampostería de espesores de 12, 15 y 20 cm, respectivamente. Sin embargo, se puede emplear el valor de 1 de manera práctica para los todos los espesores. La ecuación (4.8 y (4.10 se ajustan adecuadamente a los resultados experimentales de la FIUADY. Sin embargo, se propone la ecuación (4.10) para ser consistente con las NTCM.

De acuerdo con las NTCM, el módulo de elasticidad se puede calcular con la ecuación (4.11). Donde  $f_m^*$  es la resistencia a compresión axial de diseño de la mampostería sobre área total. Esta ecuación corresponde al módulo de elasticidad para mampostería de tabiques y bloques de concreto y cargas de corta duración. En la Figura 4.29 se comparan el ajuste de la ecuación de diseño de las NTCM y de la propuesta en este trabajo (Ec. (4.10) a los resultados experimentales obtenidos en la FIUADY. En dicha figura, se observa que la ecuación propuesta en las NTCM subestima el módulo de elasticidad de las mamposterías utilizadas en el municipio de Mérida. Por tanto, el uso de la ecuación propuesta en las NTCM para el módulo de elasticidad puede ser demasiado conservador.

$$E_m = 800 f_m^* \quad (4.11)$$

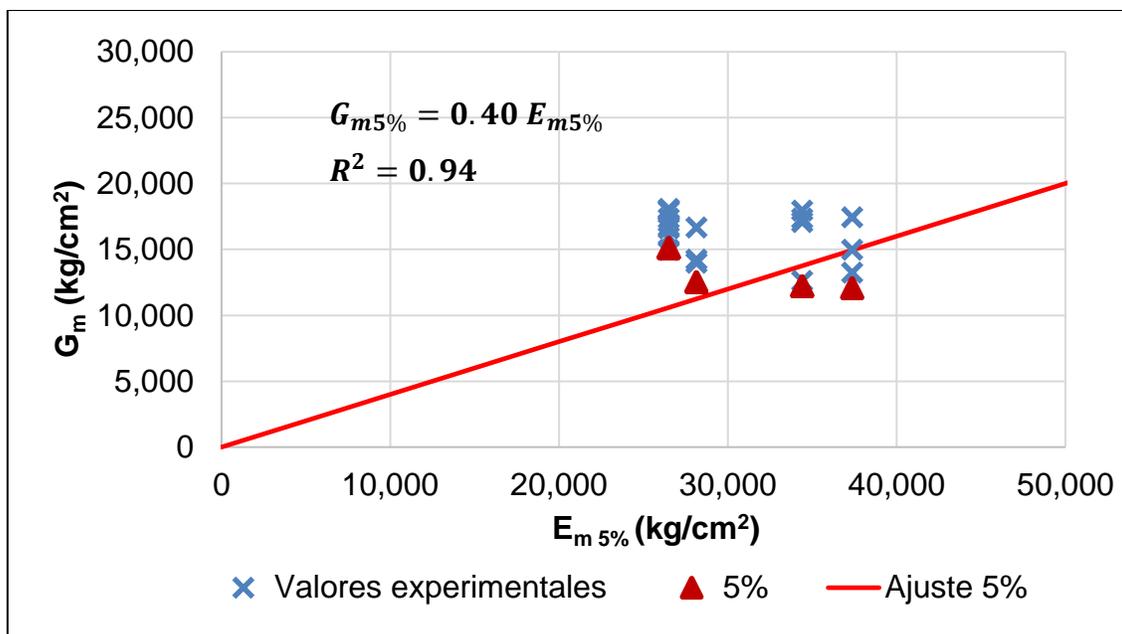


**Figura 4.29** Comparación de la ecuación de diseño con las NTCM del módulo de elasticidad de pilas de 12, 15 y 20 cm de espesor.

#### 4.3.4 Módulo de cortante de la mampostería

En la Figura 4.30 se presenta el módulo de cortante de la mampostería asociado al 5% percentil ( $G_{m\ 5\%}$ ) con espesores de 12 y 15 cm de espesor en función de del módulo de elasticidad de diseño ( $E_{m\ 5\%}$ ). Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los asociados con el 5% percentil de los resultados experimentales y la línea roja representa la ecuación de diseño para determinar el módulo de cortante en función del módulo de elasticidad (Ec. (4.12)). Dicha ecuación se obtuvo de un ajuste de mínimos cuadrados. En la Figura 4.30 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.94.

$$G_{m5\%} = 0.40 E_{m5\%} \quad (4.12)$$



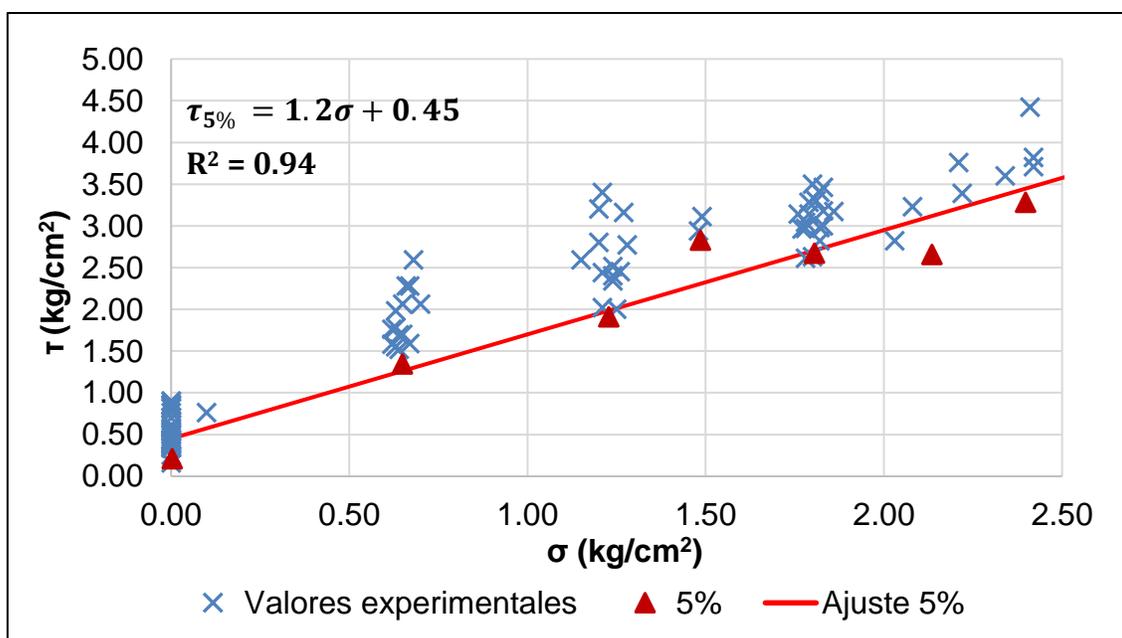
**Figura 4.30** Modulo de cortante de diseño de la mampostería.

En la Figura 4.30 se presenta el ajuste de la ecuación a los resultados experimentales de muretes de 12 y 15 cm de espesor. La falla de los muretes para ambos espesores se presentó en la junta. Adicionalmente, en los ensayos experimentales se observó que en promedio, los muretes de 15 cm de espesor tienen un módulo de cortante 9% mayor que los muretes de 12 cm de espesor. Esto último se debió a que, el mortero se colocó en las paredes de las celdas paralelas a la longitud de los bloques y en las paredes verticales en toda su área. El área de las paredes verticales es mayor para los muretes de 15 cm debido al espesor de los bloques. Por otro lado, para el caso de los muretes de 12 cm de espesor, solo se cuenta con tres ensayos. Debido a lo anterior, y a que la diferencia de los módulos de ambos espesores no es significativa, se analizaron de manera conjunta. Finalmente, se puede observar que la ecuación (4.12) propuesta en este trabajo es similar a la propuesta en las NTCM del RCDF-2004.

### 4.3.5 Cortante directo de la mampostería:

En la Figura 4.31 se presenta la resistencia a cortante directo de la mampostería sobre área total asociada al 5% percentil ( $\tau_{5\%}$ ) de mampostería de 15 cm de espesor en función del esfuerzo normal a las juntas ( $\sigma$ ). Los marcadores en azul representan los valores experimentales, los triángulos rojos los valores de resistencia a cortante directo asociados al 5% percentil ( $\tau_{5\%}$ ) y la línea roja representa la ecuación de diseño (Ec. (4.13) para determinar la resistencia a cortante directo en función del esfuerzo normal a las juntas ( $\sigma$ ). En la Figura 4.31 se observa que la ecuación propuesta tiene un buen ajuste a los valores asociados al 5% percentil, ya que se obtuvo un valor de  $R^2$  de 0.94.

$$\tau_{5\%} = 1.2 \sigma + 0.45 \quad (4.13)$$



**Figura 4.31** Resistencia a cortante directo de diseño de la mampostería con espesor de 15 cm.

En la Figura 4.31 se observa que la resistencia a cortante directo depende del esfuerzo normal a las juntas. Esto se debe a que la resistencia en la junta está dada por un coeficiente de fricción, que a su vez es función de la adherencia entre el bloque y el

mortero. La fuerza de fricción en la junta es función de dicho coeficiente y de la fuerza normal a la junta. Conforme dicha fuerza aumenta, la resistencia a cortante directo aumenta. Por otro lado, en las NTCM no se presentan valores o ecuaciones de diseño para calcular esta resistencia.

#### **4.4 Ecuaciones para determinar propiedades de muros de mampostería confinada**

En esta sección se presentan las ecuaciones de diseño para determinar la resistencia a cortante, flexo-compresión y flexo-cortante de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales en el plano. Adicionalmente, se comparan los resultados obtenidos con lo indicado en las NTCM del RCDF (2004).

##### **4.4.1 Resistencia a cortante de muros sujetos a cargas laterales en el plano**

En los ensayos experimentales se observó que la resistencia a cortante de los muros aumenta conforme disminuye la relación de aspecto. Por otro lado, para muros con misma relación de aspecto, dicha resistencia aumenta conforme aumenta la carga axial. La resistencia a cortante máxima se alcanza cuando se ha generalizado el agrietamiento diagonal en la mampostería en forma de “X” y el concreto en los extremos de los castillos está parcialmente agrietado.

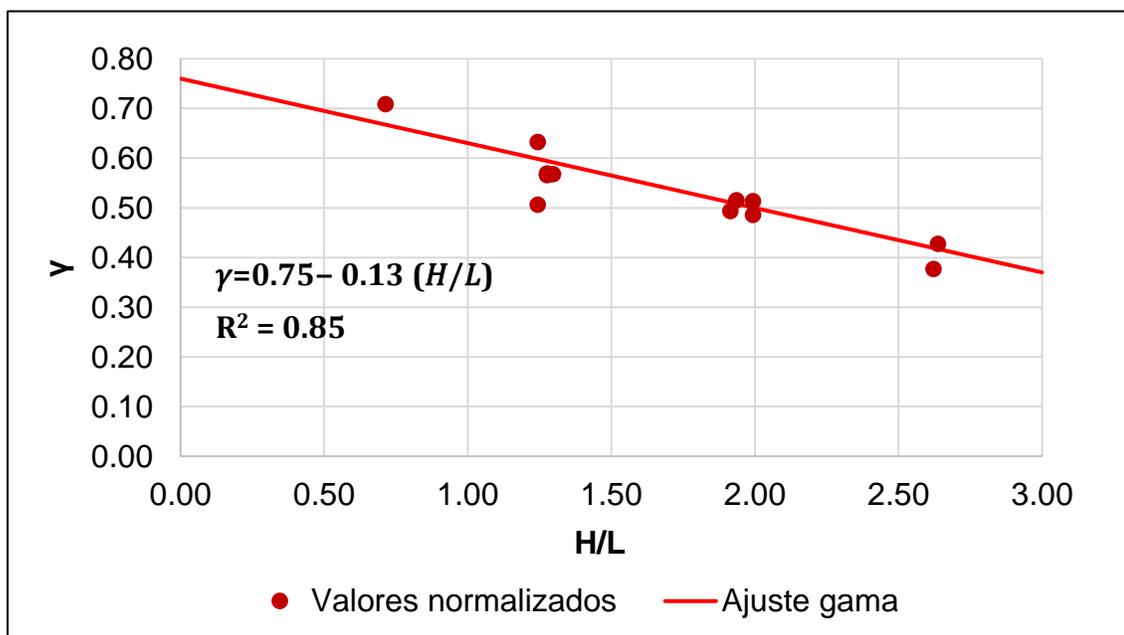
La resistencia a cortante de muros sujetos a cargas laterales puede obtenerse utilizando el criterio de Mohr-Coulomb o esfuerzos principales. En este trabajo se eligió una ecuación en términos de esfuerzos principales para ser consistentes con otros trabajos desarrollados en la FIUADY, donde se estudian muros de concreto celular de autoclave (Alcocer, 2017). Con la ecuación de esfuerzos principales se consideran los esfuerzos generados por una combinación de cargas verticales y laterales (Ec. (4.14). En dicha ecuación,  $\Omega$  representa  $v_m$  cuando se emplee mampostería de bloques huecos de concreto o  $f_{tpe}$  si se trata de bloques de CCA,  $A_T$  es el área transversal

total del muro,  $P$  la carga axial y  $\gamma$  es el factor de calibración que considera el efecto de la relación de aspecto (altura entre longitud de muro) en la resistencia a cortante. La ecuación se calibró con los resultados experimentales de 12 muros ensayados en la FIUADY (Raygoza (2012), Sosa (2013) y Alcocer (2017)). Se consideraron muros construidos con bloques huecos de concreto y CCA, con relaciones de aspecto de 0.71 a 2.64.

$$V_{agr} = \gamma \left[ \Omega A_T \sqrt{1 + \frac{P}{\Omega A_t}} \right] \quad (4.14)$$

En la Figura 4.32 se presentan los valores de  $\gamma$  para muros con diferente relación de aspecto. Dichos valores  $\gamma$  se obtuvieron a partir de los resultados experimentales. Se obtuvo una ecuación para calcular  $\gamma$  en función de la relación de aspecto mediante un ajuste de mínimos cuadrados (Ec. (4.15)).

$$\gamma = 0.75 - 0.13 \frac{H}{L} \quad (4.15)$$



**Figura 4.32** Factor de calibración  $\gamma$  en función de la relación de aspecto de los muros.

La ecuación de diseño para determinar la resistencia de agrietamiento para muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales está dada por la ecuación (4.16). Dicha ecuación solo es válida para muros con relación de aspecto entre 0.71 y 2.64. En la

$$V_{mR} = 0.5 v_m^* A_T + 0.3 P \leq 1.5 v_m^* A_T \quad (4.17)$$

Tabla 4.14 se comparan las resistencias de agrietamiento experimentales con las analíticas obtenidas con la ecuación (4.16) y con las obtenidas con la ecuación propuesta en las NTCM (Ec. (4.17)).

$$V_{agr} = \left[ 0.75 - 0.13 \frac{H}{L} \right] \left[ \Omega A_T \sqrt{1 + \frac{P}{\Omega A_T}} \right] \quad (4.16)$$

$$V_{mR} = 0.5 v_m^* A_T + 0.3 P \leq 1.5 v_m^* A_T \quad (4.17)$$

**Tabla 4.14** Comparación de valores analíticos y experimentales de la resistencia al agrietamiento de cargas laterales de muros.

<b>Espesor cm</b>	<b>H/L</b>	<b>V<sub>agr-exp</sub> kg</b>	<b>V<sub>agr-an</sub> kg</b>	<b>NTCM kg</b>	$\frac{V_{agr-an}}{V_{agr-ex}}$	$\frac{NTCM}{V_{agr-ex}}$
15	2.6	2,762	3,000	4,516	1.09	1.63
15	1.9	5,627	5,717	7,631	1.02	1.36
15	1.2	6,850	7,967	7,744	1.16	1.13
15	1.2	9,613	8,944	9,273	0.93	0.96
12	2.0	3,402	3,440	4,191	1.01	1.23
12	2.0	4,093	3,917	5,170	0.96	1.26
12	1.3	6,192	6,393	6,547	1.03	1.06
12	1.3	7,090	7,280	8,076	1.03	1.14
15	0.7	18,868	17,503	14,795	0.93	0.78
15	1.3	8,356	8,558	8,191	1.02	0.98
15	1.9	5,073	4,910	5,478	0.97	1.08

15	2.6	3,173	3,021	4,179	0.95	1.32
				<b>Promedio</b>	<b>1.01</b>	<b>1.16</b>
				$\sigma$	<b>0.07</b>	<b>0.22</b>
				<b>CV</b>	<b>0.07</b>	<b>0.19</b>

En la

$$V_{mR} = 0.5 v_m^* A_T + 0.3 P \leq 1.5 v_m^* A_T \quad (4.17)$$

Tabla 4.14 se observa que se tiene un mejor ajuste para la ecuación propuesta en este trabajo, con una relación promedio de 1.01 y un coeficiente de variación de 7%. Por otro lado, la ecuación de las NTCM proporciona valores 16% mayores que los experimentales, con un coeficiente de variación de 19%. Esto se debe a que dicha ecuación no considera el efecto de la relación aspecto.

**La carga máxima de los muros se obtuvo como una relación de la carga de agrietamiento experimental entre la carga de agrietamiento obtenida con la ecuación (4.16). En la**

Tabla 4.15 se observa que, la resistencia máxima es en promedio 28% mayor que la resistencia de agrietamiento. Por tanto, se propone la (4.18) para calcular la resistencia máxima a cortante de muros confinados sujetos a cargas laterales.

$$V_{max} = 1.30 V_{agr} \quad (4.18)$$

**Tabla 4.15** Relación de valores de carga máxima experimentales y los de carga de agrietamiento obtenidos analíticamente.

<b>V<sub>agr-an</sub></b> <b>kg</b>	<b>V<sub>max-exp</sub></b> <b>kg</b>	$\frac{V_{max-ex}}{V_{agr-an}}$
3,073	4,024	1.31
5,831	7,564	1.30

8,102	10,856	1.34
9,096	11,432	1.26
3,510	4,386	1.25
3,997	4,421	1.11
6,502	7,615	1.17
7,405	8,220	1.11
17,769	20,922	1.18
8,705	12,685	1.46
5,009	7,403	1.48
3,096	4,336	1.40
	<b>Promedio</b>	<b>1.28</b>
	$\sigma$	<b>0.13</b>
	<b>CV</b>	<b>0.10</b>

La resistencia última de los muros se obtuvo de manera similar que la resistencia máxima. En la Tabla 4.16 se observa que, la resistencia última es en promedio un 86% de la resistencia de agrietamiento obtenida analíticamente, por lo que se propone la ecuación (4.19).

$$V_{ult} = 0.85 V_{agr} \quad (4.19)$$

**Tabla 4.16** Relación de valores de carga última experimentales y los de carga de agrietamiento obtenidos analíticamente.

<b>V<sub>agr-an</sub></b> <b>kg</b>	<b>V<sub>ult-exp</sub></b> <b>kg</b>	$\frac{V_{ult-ex}}{V_{agr-an}}$
3,073	2,415	0.79
5,831	4,916	0.84
8,102	7,057	0.87
9,096	8,003	0.88
3,510	2,631	0.75
3,997	2,653	0.66
6,502	4,569	0.70
7,405	5,754	0.78
17,769	18,870	1.06
8,705	9,354	1.07

5,009	4,267	0.85
3,096	3,250	1.05
	<b>Promedio</b>	<b>0.86</b>
	$\sigma$	<b>0.14</b>
	<b>CV</b>	<b>0.16</b>

En las NTCM no se cuenta con ecuaciones para calcular la carga máxima y última de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales.

#### 4.4.2 Resistencia a flexo-cortante de muros sujetos en el plano:

El comportamiento a flexo-cortante de muros de mampostería confinada se caracteriza por la aparición de una grieta horizontal en el lado opuesto a la dirección en la que se aplica la carga lateral. Posteriormente, dicha grieta se propaga en diagonal hacia la esquina inferior de los elementos confinantes. En los ensayos experimentales, se observó que el patrón de agrietamiento final fue en forma de “X”. Las grietas se presentaron en las juntas para el caso de bloques huecos de concreto, y en la pieza para el caso de bloques de CCA. Por otro lado, se observó que la rigidez, la carga de agrietamiento diagonal y la carga máxima incrementan conforme la relación de aspecto disminuye.

La ecuación para determinar la resistencia de agrietamiento por flexo-cortante ( $V_{fc}$ ) de muros de mampostería confinada sujetos a cargas en el plano (Ec. (4.20) fue desarrollada por Alcocer (2017). En dicha ecuación  $f_r$  es la resistencia a tensión por flexión del concreto (Ec. (2.4),  $A_t$  es el área transversal transformada del muro y  $S_T$  es el módulo de sección transformada.

$$V_{fc} = 0.82 \frac{\left(f_r + \frac{P}{A_t}\right) S_T}{H - \frac{L}{2}} \quad (4.20)$$

Para obtener la resistencia de agrietamiento por flexo-cortante del muro es necesario realizar la transformación de los materiales tanto de mampostería a concreto, como de concreto a mampostería mediante una relación modular. Con dichas secciones transformadas y la ecuación (4.20) se calculan las correspondientes resistencias a flexo-compresión. La resistencia del muro estará dada por la menor resistencia obtenida.

En la Tabla 4.17 se presentan las resistencias experimentales de muros con falla por flexo-cortante ensayados en la FIUADY y las correspondientes resistencias analíticas obtenidas con la ecuación (4.20). En dicha tabla se observa que el promedio de la relación de los valores analíticos y experimentales es de 1.00 con un coeficiente de variación de 11%. Por lo que la ecuación (4.20) predice adecuadamente la resistencia a flexo-cortante de muros confinados.

**Tabla 4.17** Relación de valores de carga de flexo-cortante analítica y los de carga de flexo-cortante experimental.

<b>V<sub>fc- exp</sub></b> <b>kg</b>	<b>V<sub>fc- an</sub></b> <b>kg</b>	$\frac{V_{fc-an}}{V_{fc-ex}}$
8,979	7,651	0.85
5,177	5,609	1.08
3,556	3,367	0.95
2,970	3,377	1.14
4,100	3,928	0.96
	<b>Promedio</b>	<b>1.00</b>
	$\sigma$	<b>0.11</b>
	<b>CV</b>	<b>0.11</b>

En las NTCM no se cuentan con ecuaciones para determinar la resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a flexo-cortante.

#### 4.4.3 Resistencia a flexión de muros sujetos a cargas laterales en el plano (flexo-compresión)

El comportamiento a flexión de un muro de mampostería confinada se caracteriza por la aparición de grietas horizontales entre la base y la primera hilada de bloques, grietas horizontales en los castillos que se propagan en forma diagonal, fluencia de acero de refuerzo y el aplastamiento del concreto de los castillos. En los ensayos experimentales, se observó que al aumentar la relación de aspecto de los muros, la resistencia a flexión y de fluencia disminuyen. Por otro lado, como dicha relación de aspecto aumenta los desplazamientos máximos y de fluencia aumentan. Para muros con la misma relación de aspecto, al aumentar el esfuerzo axial, la ductilidad de desplazamiento y la distorsión máxima disminuyen. Sin embargo, la resistencia a flexión aumenta. En muros de mampostería confinada se puede inducir un comportamiento dominado por flexión si se emplean relaciones de aspecto grandes y/o se reduce la cantidad de acero de refuerzo longitudinal de los castillos.

La resistencia de este tipo de muros se puede determinar mediante las hipótesis de flexión (ecuaciones (4.21) a (4.24)). Para ello se asume que el eje neutro se encuentra dentro de la sección transversal de uno de los castillos y se considera un bloque rectangular equivalente para los esfuerzos de compresión. En caso de que el eje neutro se encuentre fuera del castillo, se emplearán las hipótesis de flexión para materiales compuestos. En las ecuaciones (4.21) a (4.24)  $C$  es la resultante del bloque de esfuerzos a compresión,  $T$  la resultante a tensión en el acero de uno de los castillos,  $L$  es la longitud del muro,  $r$  es la distancia al centroide del acero medida desde el extremo del castillo,  $\beta_1$  depende del tipo de concreto (NTCC),  $A_s$  es el área de acero de refuerzo longitudinal del castillo,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero,  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto y  $c$  es la distancia al eje neutro.

$$M_n = C \left( \frac{L - \beta_1 c}{2} \right) + T \left( \frac{L}{2} - r \right) \quad (4.21)$$

$$C = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * t \quad (4.22)$$

$$T = A_s * f_y \quad (4.23)$$

La carga axial ( $P$ ) aplicada en la sección transversal se calcula con la ecuación (4.24):

$$P = C - T \quad (4.24)$$

Para un muro sujeto a una carga lateral en el extremo superior, el momento flexionante en la base se puede obtener como el producto de la carga lateral por la altura del muro ( $H$ ). Por tanto, la carga lateral asociada a la resistencia a flexión del muro ( $V_f$ ) se puede calcular mediante la ecuación (4.25).

$$V_f = \frac{M_n}{H} \quad (4.25)$$

En la Tabla 4.18 se presentan las resistencias experimentales, las analíticas obtenidas con la ecuación (4.25) y la relación entre dichas resistencias. En dicha tabla, se observa que el promedio de la relación del valor de carga de flexión analítica y experimental es 0.90 con un coeficiente de variación del 5%. Lo anterior quiere decir que emplear las hipótesis de flexión para determinar dicha resistencia proporciona valores adecuados y conservadores.

**Tabla 4.18** Relación de valores de carga a flexión analítica y los de carga de flexión experimental.

<b>V<sub>f-ex</sub></b> <b>Kg</b>	<b>V<sub>f-an</sub></b> <b>Kg</b>	$\frac{V_{f-an}}{V_{f-ex}}$
2,819	2,669	0.95
5,226	4,904	0.94
8,141	7,508	0.92
3,600	3,121	0.87
4,560	3,865	0.85
7,000	6,114	0.87
	<b>Promedio</b>	<b>0.90</b>
	$\sigma$	<b>0.04</b>
	<b>CV</b>	<b>0.05</b>

En las NTCM también se propone el cálculo a flexo-compresión de los muros siguiendo las hipótesis de flexión:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

#### 4.4.4 Resistencia a compresión axial de muros de mampostería confinada

En la FIUADY no se cuentan con pruebas experimentales para este tipo de comportamiento. Debido a lo anterior, se optó por emplear la ecuación propuesta (Ec. (4.26) del apartado 5.3.1 de las NTCM para calcular la carga vertical resistente  $P_R$ . En dicha ecuación  $F_R$  tomará el valor de 0.6,  $F_E$  es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez (sección 3.2.2 de las NTCM),  $f_{m\ 5\%}$  es la resistencia a compresión axial de diseño de la mampostería,  $A_T$  es el área transversal total del muro,  $A_s$  es el área de acero de refuerzo longitudinal de los elementos castillos y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.

$$P_R = F_R F_E (f_{m\ 5\%} A_T + \sum A_s f_y) \quad (4.26)$$

Alternativamente,  $P_R$  se podrá calcular con:

$$P_R = F_R F_E (f_{m\ 5\%} + 4) A_T \quad (4.27)$$

#### 4.4.5 Resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada

A partir de los ensayos experimentales se observó que la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada aumenta conforme aumenta la resistencia a compresión axial de la mampostería, la relación aspecto y la carga axial del muro, y la rigidez del marco de los elementos confinantes. Por otro lado dicha resistencia disminuye conforme aumenta la relación de esbeltez. Para el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada, existen dos tipos de falla: 1) aplastamiento de la mampostería e 2) inestabilidad de los segmentos del muro. Estos tipos de falla están asociados a la rigidez de los elementos confinantes en el plano y a la resistencia a compresión axial de la mampostería.

La ecuación para determinar la resistencia fuera del plano ( $W_{ec}$ ) ( $\text{kg/m}^2$ ) de muros de mampostería confinada (Ec. (4.28)(4.20) fue desarrollada por Rodríguez (en proceso). En dicha ecuación  $f_m$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) es la resistencia a compresión axial promedio de la mampostería sobre área total,  $t$  (cm) el espesor del muro,  $K_v$  ( $\text{kg/cm}$ ) es la rigidez vertical,  $K_H$  ( $\text{kg/cm}$ ) es la rigidez horizontal,  $E$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) es el módulo de elasticidad del concreto,  $I_b$  ( $\text{cm}^4$ ) es la inercia de la dala,  $I_c$  ( $\text{cm}^4$ ) es la inercia del castillo,  $G$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) es el módulo de cortante del concreto,  $J_b$  ( $\text{cm}^4$ ) es la constante de torsión de la dala,  $J_c$  ( $\text{cm}^4$ ) es la constante de torsión del castillo,  $L$  (cm) es la longitud de la dala y  $H$  (cm) la altura del castillo. En la ecuación (4.28) no se incluye el efecto de la carga axial.

$$W_{ec} = \left(\frac{1}{\lambda_3}\right) f_m^{\alpha_1} t^{\alpha_2} (\lambda_1 K_v^{0.5} + \lambda_2 K_H^{0.5}) \quad (4.28)$$

$$\alpha_1 = 0.196 \ln(K_v) - 1.12 \quad (4.29)$$

$$\alpha_2 = -[0.26 \ln(K_v)] + 4.25 \quad (4.30)$$

$$\lambda_1 = \left(2 \frac{h}{L} - 1\right) \left(11 \frac{h}{L} - 6\right) \quad (4.31)$$

$$\lambda_2 = 14.35 \left( \frac{h}{L} - 1.06 \right) \left( 0.12 - \frac{h}{L} \right) \quad (4.32)$$

$$K_v = \left( \frac{192 E I_b G J_b}{G J_b L^3 + 48 E I_b t^2 L} \right) \left( \frac{I_c L}{I_b H + I_c L} \right) \quad (4.33)$$

$$K_H = \left( \frac{192 E G J_c}{G J_c H^3 + 48 E I_c t^2 H} \right) \left( \frac{I_b H}{I_b H + I_c L} \right) \quad (4.34)$$

Si  $K_v < 2,500$

$$\lambda_3 = 0.5 (0.047 * L - 6)(0.09 * h + 79) \quad (4.35)$$

Si  $K_v \geq 2,500$

$$\lambda_3 = 500 \quad (4.36)$$

El uso de las ecuaciones anteriores está limitado por las siguientes condiciones:

- Resistencia a compresión axial de la mampostería sobre área neta entre 10 y 100 kg/cm<sup>2</sup>.
- Longitud del muro entre 200 y 450 cm
- Altura del muro entre 200 y 300 cm
- Espesor de muro entre 10 y 20 cm
- Peralte de elementos confinantes entre 15 y 30 cm
- El módulo de elasticidad del concreto para castillos y dala superior deberá ser similar.
- Relación de aspecto ( $H/L$ ) no mayor que 1.

#### 4.4 Propuesta de diseño para estructuras de mampostería confinada

Se desarrolló una propuesta para el diseño de muros de mampostería confinada para el municipio de Mérida. Dicha propuesta contiene los requisitos mínimos para el

análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería confinada de bloques huecos de concreto y de concreto celular de autoclave. En dicho documento, se denomina como muro de mampostería confinada a aquel que está formado por un panel de mampostería y un marco de elementos confinantes de concreto reforzado (castillos y dalas). Para este tipo de muros primero se construye el panel de mampostería y posteriormente los elementos confinantes. Debido a su proceso constructivo, el panel de mampostería y los elementos confinantes se encuentran unidos. La propuesta se basa en los resultados experimentales obtenidos en trabajos desarrollados en la FIUADY. Por tanto, la propuesta de diseño es aplicable para muros de mampostería confinada construida con bloques huecos de concreto de tres y dos celdas y de concreto celular de autoclave. Las resistencias máximas y mínimas de bloques huecos de concreto se presentan en la Tabla 4.19. Se consideraron morteros en proporciones por volumen 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7. Dichos morteros son los comúnmente utilizados en el municipio de Mérida. En caso de emplear mampostería construida con piezas o morteros diferentes a los considerados, se deberán utilizar normas técnicas complementarias que consideren las características de dicha mampostería o realizarse las pruebas experimentales necesarias para determinar su comportamiento.

**Tabla 4.19** Valores máximos y mínimos de resistencia a compresión axial de bloques.

<i>t</i>	<i>f' p min</i>	<i>f' p max</i>
cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
12	40	100
15	45	100
20	50	100

En la Figura 4.33 se presenta el formato empleado en la propuesta de diseño. Dicho formato consta de dos columnas, en la columna izquierda se presenta la propuesta de diseño y en la derecha los comentarios correspondientes. La propuesta de diseño se

presenta en el anexo A de este documento. En el anexo B se presentan ejemplos de revisión de muros de mampostería confinada.

## 2.8 Mampostería

### 2.8.1 Resistencia a compresión axial

La resistencia a compresión axial de diseño de la mampostería,  $f'_m$ , sobre área total, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en las secciones 2.8.1.1 a 2.8.1.2. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá determinar la resistencia para el tiempo estimado según la sección 2.8.1.1.

#### 2.8.1.1 Ensayes de pilas construidos con las piezas y morteros que se utilizarán en obra

Las pilas (Fig. 2.2) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y seis; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días o a la edad establecida para el uso de la mampostería. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la Norma NMX-C-464-ONNCCE.

#### R 2.8.1.1 Ensayes de pilas construidos con las piezas y morteros que se utilizarán en obra

El mortero se colocará únicamente en las paredes exteriores paralelas a la longitud del bloque como se realiza en la práctica del Municipio de Mérida.

### Figura 4.33 Formato de la propuesta de diseño.

Se espera que la presente propuesta de diseño sea una referencia para que los colegios, constructores, diseñadores estructurales, fabricantes, académicos y autoridades correspondientes realicen las revisiones y modificaciones necesarias, para así poder contar con un documento con validez legal para el diseño de este tipo de estructuras en el municipio de Mérida.

## Capítulo 5: Conclusiones

Este trabajo de investigación consistió en realizar una propuesta de diseño para muros de mampostería confinada para el municipio de Mérida. A partir de un análisis estadístico y probabilístico de los resultados experimentales de la FIUADY se obtuvieron los valores y ecuaciones de diseño para propiedades mecánicas de la mampostería y materiales que la conforman, así como para muros sujetos a cargas en el plano y fuera plano. Finalmente, se compararon los valores y ecuaciones de diseño propuestos con los correspondientes de las NTCM. Con base en los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones:

1. Los materiales empleados para la construcción de muros de mampostería confinada en el municipio de Mérida tienen un comportamiento diferente a los empleados en la ciudad de México. En general, la mampostería utilizada en el municipio de Mérida tiene menor resistencia que la utilizada en la ciudad de México. Por ejemplo:
  - Los morteros en proporciones por volumen 1:2:5, 1:2:6 y 1:2:7 presentan resistencias a compresión axial de diseño menores al valor mínimo propuesto en las NTCM de  $40 \text{ kg/cm}^2$ .
  - Los bloques huecos de concreto presentan resistencias a compresión axial de diseño menores al valor de la resistencia mínima individual propuesto en la NMX-C-404 de  $70 \text{ kg/cm}^2$ .
2. La mampostería utilizada en Mérida cumple con los requisitos geométricos especificados en la norma NMX-C-404-ONNCCE. Sin embargo, no cumple con los requisitos de resistencia. Por otro lado, las NTCM fueron desarrolladas para mamposterías que cumplen con ambos criterios (geométricos y de resistencia).
3. Las tablas de valores de diseño para calcular la resistencia a compresión axial y compresión diagonal de la mampostería propuestas en las NTCM, no son aplicables al municipio de Mérida. Esto se debe a que los bloques empleados

en el municipio de Mérida presentan resistencias inferiores a las mínimas establecidas en las NTCM. Adicionalmente se utilizan morteros con proporcionamientos diferentes.

4. Los valores y ecuaciones de diseño propuestos en este trabajo representan el comportamiento de los muros de mampostería confinada y de los materiales que la conforman utilizados en el municipio de Mérida.
5. Los valores y ecuaciones de diseño propuestos en este trabajo permitirán realizar un diseño confiable de estructuras a base de muros de mampostería confinada.
6. El uso de un formato con comentarios para la propuesta de normas técnicas de diseño facilita la correcta interpretación de la misma.

## Referencias

1. Alcocer Canché, R. (2017). Resistencia a cortante de muros de mampostería de concreto celular de autoclave. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
2. Baeza Quintero, J. (2014). Comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada de tabiques sólidos de arcilla con diferente relación de aspecto. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
3. Chan Esquivel, S. (2012). Comportamiento de muros de mampostería confinada con aberturas sujetos a cargas fuera del plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
4. Comité ACI 318-14 (2014). Requisitos de reglamento para concreto estructural.
5. Dorantes Sansores, A. (2011). Resistencia a tensión por flexión fuera del plano de muretes de mampostería de 12 cm de espesor. Tesis de licenciatura, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
6. Flores Chan, R. (2008). Determinación de la resistencia a tensión fuera del plano de la mampostería de bloques huecos de concreto. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
7. Gaceta Oficial del D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería".
8. Gamboa Villegas, J. (2016). Comportamiento a flexión de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales: efecto de la carga axial. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
9. G. Cantón Díaz, J. (2016). Comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada con elementos confinantes de sección transversal mínima. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

10. González Cano, C. (2011). Determinación de la resistencia a cortante directo de la mampostería construida en el municipio de Mérida. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
11. González Herrera, M. (2010). Comportamiento de la mampostería de bloques huecos de concreto de distintos espesores, sujeta a compresión axial. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
12. González Torres, V. (2006). Determinación de la resistencia a compresión axial de la mampostería de bloques de concreto usada en Yucatán. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
13. Hernández Santillán, J. (2015). Comportamiento no lineal de la mampostería de bloques huecos de concreto sujeta a compresión axial. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
14. López Gutiérrez, I. (2010). Comportamiento de muros de mampostería confinada con diferentes relaciones de esbeltez sujetos a cargas fuera del plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
15. Marín Gómez, F. (2008). Determinación de la resistencia a compresión diagonal y el módulo de cortante de la mampostería de piezas de concreto. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
16. Moreno Herrera, J. (2010). Comportamiento de muros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto sujetos a cargas perpendiculares a su plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
17. Moreno Herrera, J. (2014). Propuesta de diseño para muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano. Tesis de doctorado, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
18. Moreno Herrera, J., Varela Rivera, J., Fernández Baqueiro, L., (2015). Out-of-plane design procedure for confined masonry walls. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 04015126-1.

19. Moreno. Eric I., Solís Carcaño. R., Varela Rivera. J., Gómez López. M., (2016). Resistencia a tensión del concreto elaborado con agregado calizo de alta absorción. Concreto y Cemento. Investigación y desarrollo. 8 (1), 35-45.
20. Navarrete Macías, D. (2009). Comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada con diferentes condiciones de apoyo. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
21. Polanco May, A. (2011). Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas axiales y cargas fuera del plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
22. Prieto Coyoc, A. (2015). Comportamiento a flexión de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales: efecto de la relación de aspecto. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
23. Raygoza Luna, E. (2012). Muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto de 15 cm, con relación de aspecto mayor a uno, sujetos a cargas laterales. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
24. Regla Villanueva, J. (2009). Determinación de la resistencia a tensión de bloques de concreto huecos prefabricados en el municipio de Mérida. Tesis de licenciatura, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
25. Rodríguez Cervera, M. (en proceso). Ecuaciones de diseño para muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
26. Rosado Gruintal, A. (2014). Desempeño elástico y plástico del concreto fabricado con agregados reciclados de origen calizo de residuos de demolición. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
27. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C, representación regional en el estado de Yucatán (2016). Propuesta de normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones de la ciudad de Mérida (Estructuras de mampostería).

28. Solís Alcocer, M. (2014). Rehabilitación y reforzamiento de muros de mampostería confinada con relación de aspecto mayor a uno, sujetos a cargas en el plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
29. Sosa Moreno, M. (2013). Comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto, sujetos a cargas laterales en su plano. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
30. Varela Rivera. J., Navarrete Macías. D., Fernández Baqueiro. L., Moreno E. I. (2011). Out-of-plane behavior of confined masonry walls. "Engineering Structures", 33(5), 1734-1741.
31. Varela Rivera. J., Moreno Herrera. J., López Gutiérrez. I., Fernández B. L., (2012a). Out-of-plane strength of confined masonry walls. "Journal of structural Engineering", ASCE, 138(11), 1331-1341.
32. Varela Rivera M. J., Polanco May. M., Fernández Baqueiro. 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.
33. Varela Rivera. J., Chan Esquivel. S., Fernández Baqueiro. L., Moreno Herrera. 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.
34. Ventura Ojeda, I. (2015) Resistencia a cortante de muros especiales de mampostería confinada. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
35. Walpole, R. E. (2012). "Probabilidad y estadística" (9a.ed ed.). México: Prentice Hall Hispanoamericana S. A.

## **APÉNDICE A**

### **“PROPUESTA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA”**

## APÉNDICE B

En este apéndice se presentan dos ejemplos de revisión de muros de mampostería confinada, uno para cada tipo de comportamiento.

### B.1 Ejemplo 1

Determinar la resistencia de un muro de mampostería confinada sujeto a cargas verticales y a cargas laterales en el plano. Las resistencias se deberán determinar de acuerdo con lo especificado en la propuesta de diseño de estructuras de mampostería confinada de este trabajo. Las características del muro son:

- $L = 200$  cm.
- $H = 290$  cm.
- Bloques huecos de concreto de 15 cm de espesor con  $f'_p = 57$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Concreto de los castillos:  $f'_c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Refuerzo longitudinal de un castillo: 4  $\emptyset$  3/8" con  $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Carga axial aplicada en el muro:  $P = 10,000$  kg.
- El mortero empleado es en proporción por volumen 1:2:7, y cumple con los requisitos establecidos en la propuesta de diseño.

#### Carga vertical resistente

El muro está sujeto a una carga vertical de 10,000 kg. El muro se supone como un muro cargador central de una edificación.

La carga vertical resistente  $P_R$  se obtiene a partir de la ecuación (4.3):

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y)$$

Donde  $F_E$  se obtendrá de acuerdo con la sección 3.2.2 de la propuesta de diseño; y  $F_R$  se tomará igual a 0.6. Para este ejemplo, se tomará el valor de  $F_E = 0.7$  ya que se

trata de un muro central, en el cual se supone que los claros no difieren en más de un 50%. Sin embargo no contamos con el valor de  $f'_m$ , pero dicho se valor se puede calcular mediante la siguiente ecuación (2.9):

$$f'_m = 3 \beta \sqrt{f'_p} = 3 (1) \sqrt{57 \text{ kg/cm}^2} = 22.65 \text{ kg/cm}^2$$

Donde  $\beta$  toma el valor de 1 ya que se trata de bloques de 15 cm de espesor. El siguiente paso es calcular el área transversal del muro y la cantidad de acero de refuerzo en los castillos.

$$A_T = (200 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_s = (8 \text{ barras})(0.71 \text{ cm}^2) = 5.68 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, la carga vertical resistente es igual a:

$$P_R = (0.6)(0.7) [(22.65 \text{ kg/cm}^2)(3,000 \text{ cm}^2) + (5.68 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2)] = 38,558 \text{ kg}$$

$$P_u = 1.4 (10,000 \text{ kg}) = 14,000 \text{ kg}$$

$$P_R > P_u$$

Es importante notar que el valor de la carga vertical resistente es mayor que la carga vertical última actuando sobre el muro  $P_u$ .

### Carga lateral resistente

A continuación se hará la revisión del muro sujeto a cargas laterales en el plano en combinación con la carga axial de 10,000 kg. Dicha revisión se hará para cada comportamiento descrito en la propuesta, los cuales son: cortante, flexo-cortante y flexión.

La resistencia a cortante del muro está dada por la ecuación (4.12):

$$V_{agr} = \left[ 0.75 - 0.13 \frac{H}{L} \right] \left[ \Omega A_T \sqrt{1 + \frac{P}{\Omega A_T}} \right]$$

Donde  $\Omega$  toma el valor de  $v'_m$ . Debido a que los bloques empleados para la construcción del muro tienen una resistencia a compresión axial de diseño mayor que el valor mínimo especificado ( $45 \text{ kg/cm}^2$ ) y cumple con los requisitos de morteros y piezas huecas establecidos en la propuesta, entonces se puede tomar como  $v'_m = 2 \text{ kg/cm}^2$ . Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$V_{agr} = \left[ 0.75 - 0.13 \frac{(290)}{(200)} \right] \left[ (2)(3,000) \sqrt{1 + \frac{(10,000)}{(2)(3,000)}} \right]$$

$$V_{agr} = 5,502 \text{ kg}$$

La resistencia a cortante del muro está dada por:

$$V_{agrR} = F_R V_{agr}$$

Para el caso de muros de cortante,  $F_R$  toma el valor de 0.7, entonces:

$$V_{agrR} = (0.7)(5,502 \text{ kg}) = 3,851 \text{ kg}$$

Por otro lado, la resistencia a flexo-cortante está dada por la siguiente ecuación (4.13):

$$V_{fc} = 0.82 \frac{\left( f_r + \frac{P}{A_t} \right) S_T}{H - \frac{L}{2}}$$

Donde el la resistencia a tensión por flexión del concreto ( $f_r$ ) y la resistencia a tensión perpendicular de los bloques ( $f_{tpe}$ ) se calcula con la ecuación (2.7) y (2.3), respectivamente.

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 28.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tpe} = 0.1 f'_p = 0.1 (57) = 5.70 \text{ kg/cm}^2$$

Es necesario emplear la relación modular para transformar la sección en un solo material, y calcular el área ( $A_T$ ) e inercia transformada ( $I_T$ ). El módulo de elasticidad

de la mampostería y del concreto se calcula con la ecuación (2.12) y (2.6), respectivamente.

$$E'_m = 6,200 \sqrt{f'_m} = 6,200 \sqrt{22.65 \text{ kg/cm}^2} = 29,507 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 11,000 \sqrt{f'_c} = 11,000 \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 155,563 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_1 = \frac{29,507 \text{ kg/cm}^2}{155,563 \text{ kg/cm}^2} = 0.19 \quad n_2 = \frac{155,563 \text{ kg/cm}^2}{29,507 \text{ kg/cm}^2} = 5.27$$

Mediante la el cálculo del área transformada, inercia transformada y el módulo de sección transformado, se calcula la resistencia  $V_{fc}$ .

	Si $n < 1$	Si $n > 1$
$f_r$ o $f_{tpe}$ (cm <sup>2</sup> )	28.30	5.70
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	934	4,922
$I_T$ (cm <sup>4</sup> )	5,023,600	26,485,107
$S_T$ (cm <sup>3</sup> )	50,236	264,851
$V_{fc}$ (kg)	8,454	8,837

La resistencia a flexo-cortante será la menor de las dos obtenidas. Finalmente se multiplica dicha resistencia por el factor de resistencia correspondiente, el cual se tomará igual que para el caso de cortante.

$$V_{fcR} = 0.7 (8,837 \text{ kg}) = 6,186 \text{ kg}$$

Finalmente, se calcula la resistencia a flexo-compresión del muro. El procedimiento se basa en las hipótesis de flexión (Ec. 4.5 a 4.7).

$$M_n = C \left( \frac{L - \beta_1 c}{2} \right) + T \left( \frac{L}{r} - r \right)$$

$$C = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * t$$

$$T = A_s * f_s$$

Para hallar la resistencia es necesario iterar hasta que la diferencia entre la resultante de compresión y tensión sea igual a la carga axial aplicada en el muro.

$$P = C - T = 10,000 \text{ kg}$$

Para ello, suponemos una distancia al eje neutro igual a 10.15 cm (la cual está dentro del castillo).

$$C = (0.85)(200 \text{ kg/cm}^2)(0.85)(10.15 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 22,000 \text{ kg}$$

$$T = (4 \text{ barras})(0.71)(4,200 \text{ kg/cm}^2) = 11,928 \text{ kg}$$

$$P = 22,109 \text{ kg} - 11,928 \text{ kg} = 10,181 \text{ kg} \approx 10,000 \text{ kg}$$

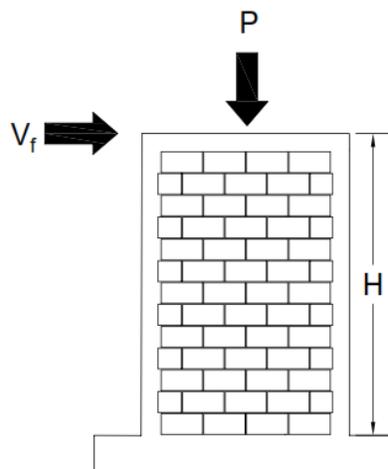
Ahora se calcula  $M_n$ :

$$M_n = (22,000) \left( \frac{(200) - (0.85)(10.15)}{2} \right) + (11,928) \left( \frac{200}{2} - 7.5 \right)$$

$$M_n = 3,208,449 \text{ kg cm}$$

La resistencia a flexión nominal del muro se puede calcular con la ecuación (4.9). Esto debido a que el momento resistente equivale a una carga  $V_f$  aplicada en el extremo superior del muro a una distancia  $H$  (Figura B.1).

$$V_f = \frac{M_n}{H} = \frac{3,208,449 \text{ kg cm}}{290 \text{ cm}} = 11,064 \text{ kg}$$



**Figura B.1** Resistencia a flexión de un muro de mampostería confinada.

La resistencia flexión del muro está dada por:

$$V_{f_R} = F_R V_f$$

Como  $P_u < \frac{P_R}{3}$ , entonces  $F_R = 0.8$

$$V_{f_R} = 0.8 (11,064 \text{ kg}) = 8,851 \text{ kg}$$

La resistencia del muro en el plano será la menor de estas tres resistencias calculadas: cortante, flexo-cortante y flexo-compresión. La menor carga lateral resistente fue la obtenida para el comportamiento a cortante con una resistencia de 3,851 kg.

## B.2 Ejemplo 2

Determinar la resistencia de un muro de mampostería confinada sujeto a cargas verticales y a cargas laterales en el plano. Las resistencias se deberán determinar de acuerdo con lo especificado en la propuesta de diseño de estructuras de mampostería confiada de este trabajo. Las características del muro son:

- $L = 200$  cm.
- $H = 900$  cm.
- El muro cuenta con dalas intermedias a cada 300 cm. Dichas dalas se encuentran embebidas en una losa, la cual proporciona apoyo lateral.
- Bloques huecos de concreto de 15 cm de espesor con  $f'_p = 57$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Concreto de los castillos:  $f'_c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Refuerzo longitudinal de un castillo: 4  $\emptyset$  3/8" con  $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Carga axial aplicada en el muro:  $P = 10,000$  kg.
- El mortero empleado es en proporción por volumen 1:2:7, y cumple con los requisitos establecidos en la propuesta de diseño.

### Carga vertical resistente

El muro está sujeto a una carga vertical de 10,000 kg. El muro se supone como un muro cargador central de una edificación.

La carga vertical  $P_R$  resistente se obtiene a partir de la ecuación (4.3). Donde  $F_E$  se obtendrá de acuerdo con la sección 3.2.2 de la propuesta de diseño; y  $F_R$  se tomará igual a 0.6. Para este ejemplo, se tomará el valor de  $F_E = 0.7$  ya que se trata de un muro central, en el cual se supone que los claros no difieren en más de un 50%. Dicha ecuación es aplicable ya que  $H/t \leq 20$ . Donde  $H$  es la altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral y  $t$  el espesor del muro.

Similar al ejemplo anterior, se calcula el valor de  $f'_m$ , mediante la ecuación (2.9). En dicha ecuación,  $\beta$  toma el valor de 1 ya que se trata de bloques de 15 cm de espesor. Así mismo, se calcula el área transversal del muro y la cantidad de acero de refuerzo en los castillos.

$$f'_m = 3 \beta \sqrt{f'_p} = 3 (1) \sqrt{57 \text{ kg/cm}^2} = 22.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = (200 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_s = (8 \text{ barras})(0.71 \text{ cm}^2) = 5.68 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación (2.9), la carga vertical resistente es igual a:

$$P_R = (0.6)(0.7) [(22.65 \text{ kg/cm}^2)(3,000 \text{ cm}^2) + (5.68 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2)] = 38,558 \text{ kg}$$

$$P_u = 1.4 (10,000 \text{ kg}) = 14,000 \text{ kg}$$

$$P_R > P_u$$

Es importante notar que el valor de la carga vertical resistente es mayor que la carga vertical última actuando sobre el muro  $P_u$ .

### Carga lateral resistente

A continuación se hará la revisión del muro sujeto a cargas laterales en el plano en combinación con la carga axial de 10,000 kg. Dicha revisión se hará para cada comportamiento descrito en la propuesta, los cuales son: cortante, flexo-cortante y flexión.

De manera similar al ejemplo 1,  $\Omega$  toma el valor de  $v'_m$  en la ecuación (4.12). Debido a que los bloques empleados para la construcción del muro tienen una resistencia a compresión axial mayor que el valor mínimo especificado ( $45.00 \text{ kg/cm}^2$ ) y cumple con los requisitos de morteros y piezas huecas establecidos en la propuesta, entonces se puede tomar como  $v'_m = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ . Por otro lado, debido a que en este tipo de comportamiento la falla se presenta en el panel de mampostería, se empleará la altura ( $H$ ) de 300 cm que corresponde a la distancia entre dalas. Sustituyendo en la ecuación (4.12) tenemos:

$$V_{agr} = \left[ 0.75 - 0.13 \frac{(300)}{(200)} \right] \left[ (2.00)(3,150) \sqrt{1 + \frac{(10,000)}{(2.00)(3,150)}} \right]$$

$$V_{agr} = 5,438 \text{ kg}$$

Multiplicando  $V_{agr}$  por el factor de resistencia de 0.7, se obtiene la resistencia a cortante del muro.

$$V_{agrR} = (0.7)(5,438 \text{ kg}) = 3,807 \text{ kg}$$

La resistencia a flexo-cortante está dada por la siguiente ecuación (4.13). En esta revisión se emplea la altura ( $H$ ) de 900 cm.

$$V_{fc} = \frac{\left( f_r + \frac{P}{A_t} \right) S_T}{H - \frac{L}{2}}$$

Donde el módulo de ruptura ( $f_r$ ) y la resistencia a tensión perpendicular de los bloques ( $f_{tpe}$ ) se calcula con la ecuación (27) y (2.3), respectivamente.

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 28.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tpe} = 0.1 f'_p = 0.1 (75) = 7.50 \text{ kg/cm}^2$$

Es necesario emplear la relación modular para transformar la sección en un solo material, y calcular el área ( $A_T$ ) e inercia transformada ( $I_T$ ). El módulo de elasticidad de la mampostería y del concreto se calcula con la ecuación (2.12) y (2.6), respectivamente.

$$E'_m = 6,200 \sqrt{f'_m} = 6,200 \sqrt{22.65 \text{ kg/cm}^2} = 29,507 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 11,000 \sqrt{f'_c} = 11,000 \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 155,563 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_1 = \frac{29,507 \text{ kg/cm}^2}{155,563 \text{ kg/cm}^2} = 0.19 \quad n_2 = \frac{155,563 \text{ kg/cm}^2}{29,507 \text{ kg/cm}^2} = 5.27$$

Mediante el cálculo del área transformada, inercia transformada y el módulo de sección transformado, se calcula la resistencia  $V_{fc}$ .

	Si $n < 1$	Si $n > 1$
<b><math>f_r</math> o <math>f_{tpe}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	28.30	5.70
<b><math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	934	4,922
<b><math>I_T</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	5,023,600	26,485,107
<b><math>S_T</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	50,236	264,851
<b><math>V_{fc}</math> (kg)</b>	2,008	2,099

La resistencia a flexo-cortante será la menor de las dos obtenidas. Finalmente se multiplica dicha resistencia por el factor de resistencia correspondiente, el cual se tomará igual que para el caso de cortante.

$$V_{fcR} = 0.7 (2,008 \text{ kg}) = 1,406 \text{ kg}$$

Finalmente, se calcula la resistencia a flexo-compresión del muro mediante las hipótesis de flexión (Ec. 4.5 a 4.7). Debido a la que la sección transversal del muro es

similar a la del ejemplo anterior, la distancia al eje neutro es la misma (10.15 cm). Así mismo, la diferencia entre las resultantes de compresión y tensión debe ser 10,000 kg.

$$C = (0.85)(200 \text{ kg/cm}^2)(0.85)(7.2 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 22,000 \text{ kg}$$

$$T = (4 \text{ barras})(0.71)(4,200 \text{ kg/cm}^2) = 11,928 \text{ kg}$$

$$P = 22,109 \text{ kg} - 11,928 \text{ kg} = 10,181 \text{ kg} \approx 10,000 \text{ kg}$$

Ahora se calcula  $M_n$ :

$$M_n = (22,000) \left( \frac{(200) - (0.85)(10.15)}{2} \right) + (11,928) \left( \frac{200}{2} - 7.5 \right)$$

$$M_n = 3,208,449 \text{ kg cm}$$

La resistencia a flexión nominal del muro se puede calcular con la ecuación (4.9). Esto último es debido a que el momento resistente equivale a una carga  $V_f$  aplicada en el extremo superior del muro a una distancia  $H$ . En esta revisión se emplea la altura ( $H$ ) de 900 cm.

$$V_f = \frac{M_n}{H} = \frac{3,208,449 \text{ kg cm}}{900 \text{ cm}} = 3,565 \text{ kg}$$

La resistencia flexión del muro está dada por:

$$V_{fR} = F_R V_f$$

Como  $P_u < \frac{P_R}{3}$ , entonces  $F_R = 0.8$

$$V_{fR} = 0.8 (3,565 \text{ kg}) = 2,852 \text{ kg}$$

La resistencia del muro en el plano será la menor de estas tres resistencias calculadas: cortante, flexo-cortante y flexo-compresión. La menor carga lateral resistente fue la obtenida para el comportamiento a flexo-cortante con una resistencia de 1,406 kg.