



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

INSTITUTO DE INGENIERIA

**ENSAYES DE 7 MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA
A ESCALA NATURAL, DE DISTINTA LONGITUD Y CON PIEZAS
MULTIPERFORADAS DE ARCILLA**

T E S I S

QUE PARA OBTAR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

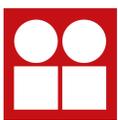
(ESTRUCTURAS)

P R E S E N T A

OSIEL CRUZ SAGASTUME

DIRIGIDA POR

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO D.F.
SEPTIEMBRE DE 2010

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
Secretario: M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ
Vocal: DR. JUAN J. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE
1^{er}. Suplente: DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ
2^{do}. Suplente: M. I. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN J. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

Dedicatorias:

A mis padres Gregorio y Socorro apoyarme en esta travesía

A mis hermanos José Manuel, Narda, Armida

Por su ayuda, compañía y comprensión

y a mi sobrino Emanuel

por las risas que me arranco

AGRADECIMIENTOS

La realización del presente trabajo fue posible gracias al esfuerzo de muchas personas e instituciones a las cuales me dispongo a agradecer su ayuda.

A la UNAM y su programa de posgrado en ingeniería por darme la oportunidad de estudiar en esta prestigiada institución.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por proporcionar el tiempo y los recursos para la realización del proyecto sobre muros de mampostería. Al CENAPRED su participación en la realización de los ensayos del resto de la serie de muros de mampostería.

Al CONACYT por brindarme el apoyo de una beca económica durante la realización de los estudios de maestría y de este trabajo.

A mi director de tesis, el Dr. Juan José Pérez Gavilán por su visión y valiosa guía durante el desarrollo del presente trabajo.

Al M.I. Leonardo Flores por su ayuda y consejo durante la realización de las pruebas en los modelos y para la escritura de este trabajo.

Al personal del Instituto de Ingeniería por su indispensable ayuda en la realización del proyecto. Al personal del CENAPRED por su ayuda en la construcción y ensaye de los modelos, y llevar a buen término el proyecto.

A los compañeros de maestría y becarios del IINGEN por su ayuda ante las dudas que surgieron en la realización de este trabajo.

CONTENIDO

CONTENIDO	ii
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABLAS	vii
Introducción.....	1
1. Antecedentes	4
1.1. Introducción.....	4
1.2. Resistencia y relación de aspecto	4
1.3. Modelos analíticos de curvas carga - desplazamiento	7
1.4. Comportamiento de mampostería confinada con diferente relación de aspecto	11
2. Descripción de especímenes	15
2.1. Introducción.....	15
2.2. Materiales y sus propiedades	15
2.2.1. Piezas de la mampostería.....	15
2.2.2. Mortero	16
2.2.3. Mampostería.....	17
2.2.4. Concreto.....	21
2.3. Características de muros	24
2.3.1. Geometría	24
2.3.2. Cimentación	26
2.3.3. Armado en elementos confinantes.....	27
2.3.4. Muestreo de mortero	29
2.3.5. Localización de instrumentación.....	30
2.3.6. Dispositivo de carga	33
3. Ejecución de pruebas y comportamiento	35
3.1. Introducción.....	35
3.2. Programa de pruebas	35
3.2.1. Etapa elástica	35
3.2.2. Etapa a la falla	36
3.3. Evolución del daño.....	37
3.4. Comportamiento histerético	46

4.	Análisis de resultados.....	49
4.1.	Introducción.....	49
4.2.	Modelación de especímenes	49
4.2.1.	Modelos con columna ancha	49
4.2.2.	Modelos con elementos finitos.....	51
4.3.	Efecto de la carga axial sobre la rigidez lateral.....	54
4.4.	Rigidez teórica.....	57
4.4.1.	Rigidez por el método de columna ancha (MCA).....	57
4.4.2.	Rigidez por el método de elementos finitos (MEF).....	57
4.5.	Rigidez experimental	58
4.5.1.	Rigidez relativa	62
4.6.	Deformación experimental en toda la altura del muro.....	66
4.7.	Envolventes de respuesta	72
4.7.1.	Envolventes de esfuerzo cortante.....	72
4.7.2.	Fuerza resistente y relación de aspecto.....	74
4.7.3.	Envolventes teóricas	76
4.8.	Degradación de rigidez	80
4.9.	Energía disipada.....	85
4.10.	Capacidad de deformación	87
4.11.	Componentes de distorsión.....	89
5.	Conclusiones y recomendaciones	92
A.	Resultados de pilas, muretes y cilindros	98
B.	Resistencia al agrietamiento corregida	106
C.	Instrumentación externa.....	109
	REFERENCIAS.....	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Curva trilineal propuesta por Meli (Meli, 1979).....	8
Figura 1.2. Curva trilineal propuesta de Flores y Alcocer (Flores y Alcocer, 2001).....	9
Figura 1.3. Curva trilineal que idealiza el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997).....	10
Figura 1.4. Componentes del desplazamiento total	11
Figura 1.5. Distorsión en muros vs relación de aspecto.....	12
Figura 1.6. Falla por compresión diagonal, Meli (1979).....	13
Figura 1.7. Dimensiones de muretes y distribución de esfuerzos (Meli y Reyes, 1971)	13
Figura 1.8. Tipos de falla en muretes (Meli y Salgado, 1969)	14
Figura 2.1. Tabique estructural de barro multiperforado, dimensiones en cm.....	15
Figura 2.2. Cubo de mortero para prueba de compresión	16
Figura 2.3. Dimensiones de pilas y muretes ensayados.....	17
Figura 2.4. Instrumentación en pila y cálculo de la elástica en la curva esfuerzo- deformación unitaria ..	18
Figura 2.5. Dispositivo de carga en muretes	19
Figura 2.6. Instrumentación de leds en muretes, ensayados en el IINGEN	19
Figura 2.7. Prueba de compresión axial sobre cilindro de concreto.....	22
Figura 2.8. Determinación del módulo de elasticidad a partir de cilindros de concreto.....	22
Figura 2.9. Geometría de los especímenes	25
Figura 2.10. Geometría de la viga de cimentación de muros.....	26
Figura 2.11. Ampliación de la viga de cimentación del muro ME6 mediante trabe apoyada en mampostería	26
Figura 2.12. Armado en castillos y sistema dala -losa.....	27
Figura 2.13. Armado de acero en los elementos de concreto	27
Figura 2.14. Anclaje en viga de cimentación a) en forma de bayoneta, b) sin modificar	28
Figura 2.15. Distribución de muestreo de mortero en los muros ME1 a ME4	29
Figura 2.16. Instrumentación interna en castillos. Caso general	30
Figura 2.17. Instrumentación externa en espécimen ME5	31
Figura 2.18. Dimensiones de los Leds utilizados	32
Figura 2.19. Descripción de dispositivos de cámara Krypton 600.....	33
Figura 2.20. Marco de carga del espécimen ME4	34
Figura 3.1. Historia de carga.....	36
Figura 3.2. Estado final de falla del muro ME1	37
Figura 3.3. Estado final del muro ME2	38

Figura 3.4. Estado final del muro ME3	39
Figura 3.5. Estado final del muro ME4	39
Figura 3.6. Progreso de daño en modelo ME5	40
Figura 3.7. Estado final del espécimen ME5.....	41
Figura 3.8. Progreso de daño en modelo ME6.....	41
Figura 3.9. Estado final de daño del muro ME6	42
Figura 3.10. Progreso del daño para el muro ME7.....	43
Figura 3.11. Estado final del muro ME7	44
Figura 3.12. Notación de resistencia última a cortante (V_{RDF}) y de resistencia al agrietamiento en curvas de histéresis.....	46
Figura 3.13. Curvas de histéresis de los muros ME1 a ME6.....	47
Figura 3.14. Curva de histéresis del muro ME7.....	48
Figura 4.1. a) Modelo de columna ancha del muro ME6. b) modelo de columna ancha del muro ME7 ...	51
Figura 4.2. Modelo con elementos finitos de ME2	53
Figura 4.3. Rigidez normalizada y nivel de carga axial.....	56
Figura 4.4. Rigidez experimental	59
Figura 4.5. Comparación de rigidez experimental y rigidez con el MCA.....	59
Figura 4.6. Comparación de rigidez experimental y rigidez con MEF	60
Figura 4.7. Comparación de rigidez real y rigidez con MCA para modelo de 1 barra	60
Figura 4.8. Comparación de rigidez real y rigidez del MCA para modelo de 2 y 3 barras.....	61
Figura 4.9. Modelos de comparación de las rigideces en arreglo paralelo: ME2 vs ME4, ME6 vs ME4	62
Figura 4.10. Rigidez relativa respecto a ME4 con el modelo de columna ancha	63
Figura 4.11. Rigidez relativa respecto a ME4, con el MEF.....	64
Figura 4.12. Comparación de rigidez relativa con muro ME4.....	65
Figura 4.13. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME1, con $V = +2.43$ t..	67
Figura 4.14. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME2, con $V = +3.62$ t..	67
Figura 4.15. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME3, con $V = +2.03$ t....	68
Figura 4.16. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME4, con $V = +7.33$ t..	68
Figura 4.17. a) Leds cuyos datos se promedian b) Curvas elásticas calculadas de ME5, con $V = +13.7$ t...	69
Figura 4.18. a) Curvas elásticas calculadas de ME6 (modelo de 1 barra). b) Curvas elásticas calculadas de ME6 en barra Oeste (modelo de 2 barras. c) Ejemplo de leds cuyos datos se promedian. d) Leds cuyos datos se promedian, con $V = +31.08$ t.....	70

Figura 4.19. a) Curvas elásticas calculadas de ME7 en barra oeste (modelo de 3 barras). b) Curvas elásticas calculadas de ME7 en modelo de una barra, con $V = + 24.7$ t. c) Leds cuyos datos se promedian. d) Ejemplo de leds cuyos datos se promedian.....	71
Figura 4.20. Envoltentes de resistencia lateral (FH)	72
Figura 4.21. Envoltentes normalizadas con el esfuerzo cortante de diseño	73
Figura 4.22. Resistencia al agrietamiento normalizada con las de NTC-04.....	74
Figura 4.23. Cocientes de resistencia y relación de aspecto.....	75
Figura 4.24. Factores para calcular la resistencia de muros de mampostería	76
Figura 4.25. Envoltentes experimentales y teóricas (modelo de Flores y Alcocer, 2001).....	78
Figura 4.26. Envoltentes experimentales y teóricas (modelo de Meli, 1979)	79
Figura 4.27. Envoltentes experimentales y teóricas (modelo de Flores y Alcocer, 2001 y modelo de Meli, 1979), muro ME7.....	80
Figura 4.28. Rigidez de ciclo	81
Figura 4.29. Degradación de rigidez para los muros ME5 a ME7.....	81
Figura 4.30. Degradación de rigidez para los muros ME1 a ME4.....	82
Figura 4.31. Rigidez normalizada y distorsión normalizada	83
Figura 4.32. Degradación de rigidez calculada y experimental, muros ME1 a ME7	84
Figura 4.33. Definición y cálculo de energía disipada de ciclos histeréticos.....	86
Figura 4.34. Cálculo de energía disipada equivalente.....	86
Figura 4.35. Energía disipada equivalente y relación de aspecto	87
Figura 4.36. Criterio de Park para el cálculo de la capacidad de deformación	87
Figura 4.37. Deformación angular de un panel con dos diagonales	89
Figura 4.38. Deformación por flexión y cortante en el progreso del daño	90
Figura 4.39. Componentes de distorsión experimental (promedios) de los muros.....	91
Figura B.1. Cocientes de resistencia y relación de aspecto.....	108
Figura C.1. a) posición de instrumentación en espécimen ME1. b) posición de instrumentación en ME4	109
Figura C.2. a) Posición de instrumentación en espécimen ME6. b) Posición de instrumentación en espécimen ME7	110
Figura C.3. Distribución de leds en la etapa elástica del muro ME6 (vista Norte) y ejemplos del cálculo de desplazamientos.....	111
Figura C.4. Distribución de leds en la etapa elástica del muro ME7 (vista Norte) y ejemplos del cálculo de desplazamientos.....	112

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Resumen de propiedades del ensaye a compresión	20
Tabla 2.2. Resultados del ensaye a compresión diagonal en muretes	21
Tabla 2.3. Resumen de resistencia de diseño en componentes de mampostería.....	21
Tabla 2.4. Resumen de propiedades del concreto	23
Tabla 2.5. Relación largo – espesor (de esbeltez) de los muros	24
Tabla 3.1. Carga axial aplicada en la etapa elástica	35
Tabla 3.2. Cargas axiales y laterales para la etapa elástica y la etapa de falla.....	36
Tabla 3.3. Carga axial registrada en la etapa a la falla	36
Tabla 3.4. Resistencias y distorsiones medidas al agrietamiento	45
Tabla 3.5. Resistencias y distorsiones medidas a la carga máxima.....	45
Tabla 3.6. Cortante de diseño y cocientes de cortantes en cada semiciclo.....	46
Tabla 4.1. Propiedades geométricas y mecánicas de los especímenes	50
Tabla 4.2. Dimensiones de los componentes de los muros ME5, ME6 y ME7.....	52
Tabla 4.3. Propiedades mecánicas de materiales en los modelos de elementos finitos para ME5, ME6 y ME7	52
Tabla 4.4. Mallado en cada componente de muros, ME5, ME6 y ME7	52
Tabla 4.5. Carga horizontal (de etapa elástica) aplicada en los modelos de elementos finitos.	53
Tabla 4.6. a) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME1. b) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME2.....	54
Tabla 4.7. a) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME3. b) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME4.....	55
Tabla 4.8. a) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME5. b) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME6.....	55
Tabla 4.9. Rigidez normalizada por nivel de carga axial de ME7.....	56
Tabla 4.10. Rigideces teóricas (MCA) variando el módulo de cortante	57
Tabla 4.11. Rigideces teóricas (MEF) variando el módulo de cortante.....	57
Tabla 4.12. Rigideces experimentales por muro	58
Tabla 4.13. Comparación de rigidez relativa experimental.....	62
Tabla 4.14. Comparación de rigidez relativa con MCA	63
Tabla 4.15. Comparación de rigidez relativa con MEF	63
Tabla 4.16. Comparación geométrica y del método simplificado (NTC-04)	64
Tabla 4.17. Esfuerzos cortantes teóricos	73
Tabla 4.18. Cocientes de resistencia lateral considerando V_{mR}	74

Tabla 4.19. Comparación de resistencias experimentales y teóricas (modelo de Flores y Alcocer, 2001).	77
Tabla 4.20. Comparación de resistencias experimentales y teóricas (modelo de Meli, 1979).....	77
Tabla 4.21. Energía disipada equivalente (EDE) según NTC-04.....	86
Tabla 4.22. Valores de ductilidad de la envolvente positiva.....	88
Tabla 4.23. Valores de ductilidad de la envolvente negativa.....	88
Tabla 4.24. Ciclo en que se presentó el primer agrietamiento.....	90
Tabla.A.1. Resultados de ensayos a compresión en pilas de mampostería.....	98
Tabla A.2. Resultados de ensayos a compresión diagonal en muretes de mampostería	99
Tabla A.3. Resultados de ensaye a compresión simple en cilindros de concreto.....	100
Tabla A.4. Resultados de compresión en cubos de mortero, muros ME5 a ME7	101
Tabla A.4. Resultados de compresión en cubos de mortero, muros ME5 a ME7	102
Tabla A.5. Resultados de compresión en cubos de mortero, muros ME1 a ME4.....	103
Tabla A.6. Intervalos de resistencia a compresión en cubos de mortero, en kg/cm ²	104
Tabla A.7. Intervalos de resistencia a compresión simple en pilas de mampostería, en kg/cm ²	105
Tabla A.8. Intervalos de resistencia a compresión diagonal en muretes de mampostería, en kg/cm ²	105

RESUMEN

Se estudió la efectividad de los métodos de análisis comúnmente utilizados en la práctica profesional para predecir la rigidez lateral y relativa de muros de mampostería confinada con distinta relación de aspecto (H/L) y el efecto de estas predicciones en la distribución de fuerzas laterales en una estructura. Adicionalmente, se estudió la degradación de rigidez de este tipo de muros, su capacidad para disipar energía y su resistencia al corte. Para tal efecto, se diseñó un programa experimental que incluyó siete especímenes de muros de mampostería confinada a escala natural con las siguientes relaciones de aspecto: 0.2 hasta 2.1; la mampostería fue hecha a base de piezas extruidas multiperforadas de arcilla. Los muros fueron sometidos a cargas cíclicas aplicadas en forma pseudo-estática. Para verificar si la carga vertical tenía un efecto en la rigidez lateral, se impusieron tres niveles de esfuerzo vertical [2.5, 5.0 y 10 kg/cm²] aplicando posteriormente ciclos de carga lateral, manteniendo al espécimen en el intervalo elástico. En una segunda fase de la prueba, se fijó el esfuerzo vertical a 5 kg/cm² y se aplicó una secuencia de cargas cíclicas crecientes hasta la falla. Se compararon las rigideces laterales y rigideces relativas de modelos numéricos utilizando los métodos de columna ancha y elementos finitos, con las obtenidas experimentalmente y se evaluó el efecto que las diferencias encontradas tendrían en la distribución de fuerzas laterales en una estructura. En estos cálculos se utilizó el módulo de cortante experimental (G_{exp}) y recomendado por las NTC-04. Se estudió la degradación de la rigidez lateral de los muros obteniendo finalmente una expresión para estimar la degradación de la rigidez en función de la distorsión y de la relación de aspecto. Se reporta la capacidad para disipar energía de los muros. Finalmente se observa que la resistencia normalizada de los muros crece a medida que decrece la relación de aspecto. Se da una posible explicación teórica de este fenómeno y con esa base teórica se produce una expresión para corregir la resistencia reglamentaria en función de la relación de aspecto.

ABSTRACT

The effectiveness of commonly used analysis methods to predict lateral stiffness of confined masonry walls with varying aspect ratio is evaluated and its effect on lateral force distribution. Additionally, stiffness degradation of this type of walls, their capacity for energy dissipation and shear strength were also studied. To this end, an experimental program was designed that included seven masonry wall samples with aspect ratios: 0.2 to 2.1; masonry was made up with extruded clay units with multiple perforations. Pseudo-static cycles of lateral load were applied. To verify if vertical load may have an effect on lateral stiffness, three level of vertical stress were imposed on the walls [2.5, 5 and 10 kg/cm²] applying cycles of lateral load afterwards, keeping the specimens in the elastic range. In a second phase of the experiment, a fixed 5 kg/cm² vertical stress was used, and then applying increasing amplitude cycles of lateral load up to failure. Lateral stiffness and relative lateral stiffness calculated using the wide column and finite element methods were compared with those experimentally obtained, and the effect that the found differences may have in the lateral shear distribution among the walls of a structure. In these calculations the experimental and the NTC-04 code values of the shear modulus (G) were used. Stiffness degradation was studies coming up to an expression to estimate the stiffness degradation as a function of distortion and wall aspect ratio. Wall capacity for energy dissipation is reported. Finally it was observed that shear strength increases with decreasing aspect ratio. As possible explanation of this phenomenon is given and based on this theoretical account an expression was deduced to correct the code estimation of shear strength as a function of aspect ratio.

Introducción

La mampostería es un material ampliamente usado en la construcción de edificaciones habitacionales de baja y mediana altura, especialmente por su bajo costo y facilidad de construcción. El uso de sistemas constructivos a base de mampostería se aplica en varios países de Sudamérica, Centroamérica, Europa y Asia.

En naciones industrializadas el tabique y el block de concreto son los tipos de mampostería más usados, proporcionan gran resistencia a compresión y ante cargas transversales cuando el núcleo permanece sin relleno. Un ejemplo es Japón donde se usa la mampostería reforzada, igual que en EU. En México se encontró que las estructuras a base de mampostería que fueron sujetas a sismos de mediana a alta magnitud habían presentado un daño mínimo ó desempeño satisfactorio (Arias, 2000).

El deseo de mejorar el uso de la mampostería ha llevado a realizar investigaciones experimentales en diferentes países con el objetivo de conocer aspectos como: la resistencia a cortante y flexión, la degradación de rigidez y resistencia ante cargas cíclicas, la capacidad de disipación de energía por daño, la ductilidad, la participación de cortante y flexión en la deformación de los muros, entre otros.

Las investigaciones experimentales se enfocan en el análisis de diferentes variables que caracterizan a los muros ensayados como: la calidad y tipo de piezas, el uso de refuerzo horizontal y vertical, el grado de acoplamiento entre muros, el tipo de confinamiento, la presencia de carga axial, la presencia de aberturas en los tableros y la variación de la longitud.

En el Instituto de Ingeniería (IINGEN), desde los años 60, se han llevado a cabo ensayos sobre estructuras de mampostería donde se han considerado diferentes variables de estudio con el objeto de establecer la participación de estas variables en la resistencia a cortante y flexión así como la capacidad de deformación de los muros. En el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), desde la década de los 90, se han realizado ensayos con el mismo objetivo.

Como ejemplos están: El tipo de refuerzo horizontal y vertical ha sido estudiado en muros de mampostería confinada en el IINGEN (Hernández y Meli, 1976); la calidad y tipo de piezas en muros diafragma por Esteva en mampostería confinada (Esteva, 1996) y por Meli y Salgado (Meli y Salgado 1969), (Alcocer, Zepeda, Ojeda, 1996); el efecto del grado de acoplamiento en muros de mampostería fue estudiado por Alcocer, Meli y Flores en el CENAPRED (Alcocer, Meli y Flores, 1994). El tipo de confinamiento ha sido con castillos (ahogados y exteriores) en todos los ensayos mencionados. El efecto de la carga axial constante también se ha estudiado en los ensayos. El efecto de las aberturas en los tableros se ha estudiado en el CENAPRED (Flores, Mendoza y Reyes 2004). Ensayos dinámicos en modelos tridimensionales de mampostería son los realizados por Alcocer y colaboradores en el CENAPRED (Alcocer y Arias, 2004).

La relación de aspecto (altura "H" y longitud "L", H/L), es una variable considerada en varios reglamentos y ha sido el objetivo de un número limitado de ensayos experimentales. Uno de los estudios más referidos en la literatura fue el realizado por Matsumura (1988). Ensayó 60 muros de mampostería de concreto y 30 de arcilla ante carga lateral y axial. Los muros fueron parcial ó totalmente rellenos con lechada (grout) y reforzados horizontalmente. Las variables principales son el efecto del refuerzo a

corte, el efecto de la carga axial y la influencia de la relación de aspecto en la resistencia a cortante. El autor encontró que la resistencia decrece hiperbólicamente cuando crece H/L, además propuso dos ecuaciones para el cálculo de la resistencia al agrietamiento y última, con base en una regresión. El autor no dio ninguna explicación de este comportamiento. Este estudio además, cuando se normalizan los valores de la resistencia a corte, tomó el cuidado de restar los efectos de la carga axial y del refuerzo horizontal, para poder observar más claramente el efecto en la resistencia de la mampostería.

Álvarez en su artículo al 11º WCEE hizo la comparación de los resultados de varios ensayos de muros en cantiléver, hechos por Meli, Diez, Macciota y Torrealva, donde las variables principales son el refuerzo horizontal y la relación H/L. Encontró un incremento de resistencia cuando la relación H/L cambia de 1 a 0.5 y decrece cuando dicha relación aumenta. Con base en los resultados mencionados el autor propone un modelo analítico con el cual la resistencia a corte se relaciona con la relación H/L y la resistencia a cortante de muros cuadrados (Álvarez, 1996).

Alcocer, Murià Vila y Peña ensayaron tres muros de mampostería confinada a escala 1:3 ante una excitación armónica en mesa vibradora y estudiaron el efecto de la relación de aspecto (H/L) en la respuesta de los muros; en dos modelos el mecanismo de falla fue por cortante, en el tercero fue por flexión y cortante. Encontraron que al aumentar la relación momento - cortante basal (M/LV) se incrementaron las deformaciones por flexión a la distorsión total, también proponen el uso del factor para el área efectiva (Fae) en el método simplificado de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (NTC-04), en el caso de $H/L \geq 1.33$ (Alcocer, Murià Vila y Peña 1999).

En la Universidad de California (UCB) se realizaron varios ensayos con muros de mampostería confinada con el fin de conocer el efecto de una serie de variables. Las pruebas se realizaron en muros con tres relaciones de aspecto: 0.5, 1 y 2. No se logró obtener conclusiones específicas debido a inconsistencias en los resultados obtenidos en la mayoría de los ensayos, por lo mismo, estos reportes no son muy citados (Hidalgo, et al, 1979).

San Bartolomé y Quiun realizaron una propuesta normativa para el diseño sísmico de mampostería confinada con base en múltiples experimentos realizados en Perú y otros países, en los que se consideró el efecto de la relación de aspecto en la resistencia de los muros, en los ensayos considerados la falla de los muros fue por cortante (San Bartolomé y Quiun, 2004). La variación en la resistencia se obtuvo multiplicando la relación momento - cortante basal, $0.3 < VL/M < 1.0$, la resistencia a compresión diagonal, que reduce la resistencia linealmente en muros esbeltos ($H/L > 1$). Es notable sin embargo que los muros largos no sean afectados por dicho factor.

Voon realizó pruebas sobre diez muros de mampostería de concreto a cortante en los que las variables principales son el refuerzo a corte, la carga axial, el efecto del mortero y la relación de aspecto. Del total los autores analizaron tres muros con relación H/L de 0.6, 1 y 2; el mecanismo de falla fue por la aparición e incremento de grietas diagonales (falla por cortante); de las pruebas encontró que entre mayor es la resistencia a cortante la relación H/L es menor. Para apoyar las conclusiones comparó la relación de aspecto con la resistencia normalizada respecto a la resistencia a compresión diagonal de la mampostería (Voon e Ingham, 2006). Aunque no tomó el cuidado de Matsumura(1988) para separar el efecto de la carga axial y no hizo una propuesta para modificar la resistencia a corte en función de H/L.

Riahi recopiló en su tesis los estudios realizados por varios autores acerca de la variación de la resistencia de muros de mampostería confinada respecto a la relación de aspecto (y otras variables). También propuso algunos factores de corrección para el cálculo de la resistencia al agrietamiento y última (Riahi, 2007). En la mayoría de los códigos revisados por Riahi, existe una dependencia de la resistencia a corte con la relación de aspecto, y al igual del caso de otros autores, aumenta la resistencia cuando disminuye H/L y aumenta en el caso contrario.

Mención especial merece el trabajo publicado por Tomazevic (2009) donde comparó los resultados de pruebas de laboratorio en mampostería multiperforada con los cálculos definidos por el Eurocodigo 6 (E6). En el E6, como en las NTC-04, se define el módulo de cortante (G_m) como el 40% del módulo de elasticidad (E_m), sin embargo, los valores obtenidos de las pruebas establecen un cociente $G_m/E_m = 0.1$ (Tomazevic, 2009). Tomazevic hizo una reflexión acerca de los posibles efectos de tomar un valor erróneo del módulo de cortante, utilizando la versión del E6 de método simplificado.

En este trabajo se planteó el estudiar los siguientes aspectos:

- Comparar la rigidez lateral de los modelos numéricos, con resultados experimentales. También, la rigidez relativa (fuerza cortante, proporcional a la rigidez lateral, que toman los muros en un entrepiso) de modelos numéricos con resultados experimentales.
- Verificar si existe un efecto en la rigidez lateral de los muros, debida al nivel de carga axial.
- Estudiar la degradación de rigidez y la resistencia en función de la relación H/L .
- Estudiar el efecto en la resistencia a la fuerza cortante debido al cambio en la relación de aspecto H/L

El presente trabajo se compone de cuatro capítulos en los que se desarrolla la tesis. En el primer capítulo se revisan los modelos de comportamiento de muros ante carga lateral y las ecuaciones que se utilizan en diversos códigos para estimar el efecto de la relación de aspecto, H/L , en la resistencia a cortante.

En el segundo capítulo se describe en forma detallada las características geométricas y las propiedades de los materiales que componen a los especímenes de prueba. Se describe la instrumentación colocada y la disposición del marco de carga. En el tercer capítulo se describen las etapas del programa de pruebas y el comportamiento de los especímenes durante la ejecución de pruebas mediante el progreso del daño (agrietamiento) y la evolución de las curvas de histéresis. En el capítulo cuarto se hace el análisis y comparación de resultados de la rigidez, energía disipada, ductilidad, los esfuerzos cortantes resistentes, los desplazamientos ante carga lateral y las componentes de desplazamiento, obtenidas con modelos numéricos utilizando columna ancha y elementos finitos, contra las obtenidas experimentalmente.

En el último capítulo se exponen las conclusiones y recomendaciones producto del trabajo, en el apéndice se enlistan los resultados obtenidos de las pruebas hechas a los materiales (tabique multiperforado, mortero, concreto), la colocación de la instrumentación externa (micrómetros) y los arreglos de leds para medir desplazamientos en los paneles de mampostería.

1. Antecedentes

Como nota importante, en diferentes modelos de resistencia a cortante se define la resistencia como la carga máxima que resisten las estructuras de mampostería. En las NTC-04 como en el resto de este trabajo la resistencia se define en el primer agrietamiento y se supone de tensión diagonal.

1.1. Introducción

En el presente capítulo se muestran las ecuaciones de resistencia para mampostería confinada que toman en cuenta la relación de aspecto y son planteadas por varios autores. Se definen los modelos teóricos de curvas carga – desplazamientos definidos por Flores y Alcocer (2001), Meli (1979) y Tomazevic (1997) a partir de envolventes de resistencia máxima.

1.2. Resistencia y relación de aspecto

Al diseñar muros de mampostería se debe conocer el tipo de solicitaciones a que se verán sometidos así como su comportamiento esperado, para empezar se describen las solicitaciones a que se someten todos los muros:

- Carga vertical debida al peso de las losas, la carga viva y el peso propio.
- Fuerzas cortantes y momentos de volteo (flexión) en el plano del muro, originados por las fuerzas de inercia durante el sismo.
- Empujes normales al plano del muro, pueden ser causados por efecto del viento, empujes de tierra ó agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano del muro.

Este subcapítulo se enfoca en el cálculo de la resistencia ante carga lateral de mampostería confinada, que es afectada por la resistencia a compresión diagonal de la mampostería, la carga axial y el efecto de la relación de aspecto.

Se han planteado métodos de diseño en diferentes reglamentos y normas de construcción referentes a estructuras de mampostería, en el caso de las NTC-04 la resistencia a cargas laterales, correspondiente a la carga de agrietamiento de un muro confinado, se define con la siguiente ecuación:

$$V_{mR} = F_r(0.5v_m^*A_t + 0.3P) \leq 1.5F_r v_m^*A_t$$

Donde la variable v_m^* es la resistencia de diseño de compresión diagonal en muretes de mampostería; A_t es el área total del muro que debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal; P es la carga vertical sobre el muro considerando acciones permanentes, instantáneas y accidentales; F_r es el factor de reducción.

Varios reglamentos toman en cuenta la relación de aspecto en el diseño de la mampostería ante carga lateral variables, ahora se describen las ecuaciones de diseño que consideran la aplicación de esta variable en el cálculo de la resistencia.

Matsumura (1988) definió un par de ecuaciones que predicen la resistencia a corte del agrietamiento y máxima, consideran el efecto de la carga axial y la compresión diagonal de la mampostería multiperforada.

$$V_{cr} = \left(k_c \frac{1}{\frac{h}{d} + 2} \sqrt{f'_m} + 0.3\alpha\sigma_o \right) t j \cdot 10^3 \text{ (KN)}$$

$$V_u = \left(k_u \cdot k_p \left[\frac{0.76}{\frac{h}{d} + 0.7} + 0.012 \right] \sqrt{f'_m} + 0.2\sigma_o \right) t j \cdot 10^3 \text{ (KN)}$$

$$k_p = 1.16 Pt^{0.3} \quad Pt = \frac{a_t}{td} \text{ (\%)}$$

Donde V_{cr} es la resistencia al agrietamiento; V_u es la resistencia máxima; t es el espesor del muro; d es el peralte efectivo del muro; j es igual a $(7/8)d$; σ_o es el esfuerzo axial, en MPa; h es la altura del muro; f'_m es la resistencia a compresión de la mampostería, en MPa. La constante k_c es 1.0 para mampostería totalmente cementada (rellenada con lechada), 0.8 para mampostería de arcilla parcialmente cementada (parcialmente rellena con lechada), 0.64 para mampostería de concreto parcialmente cementada; La constante α es 1.0 para mampostería totalmente cementada, 0.6 para mampostería parcialmente cementada; k_p es el factor afectado por el cociente de refuerzo a flexión; a_t es el área del acero a tensión.

Riahi (2008) propuso un factor de corrección que se aplica a la resistencia a compresión diagonal de las fórmulas que definen el esfuerzo cortante al agrietamiento. El factor α está en función de la relación de aspecto y se aplica para $H/L > 1.2$.

$$v_{cr} = \text{Min}(0.424v_m\alpha + 0.374\sigma_v, v_m\alpha)$$

$$\text{Si } \frac{H}{L} \leq 1.2, \quad \alpha = 1$$

$$\text{Si } 1.2 < \frac{H}{L} \leq 1.5, \quad \alpha = \frac{L}{H}$$

$$\text{Si } 1.5 < \frac{H}{L} \leq 2, \quad \alpha = \left(\frac{L}{H}\right)^2$$

En la fórmula v_m y σ_v son la resistencia a compresión diagonal y el esfuerzo axial en el muro.

San Bartolomé y Quiun (2004) en su propuesta normativa definieron una ecuación para la evaluación de la resistencia al agrietamiento diagonal de mampostería confinada,

$$V_R = (0.5v'_m A_t \alpha + 0.23P)$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{VL}{M} \leq 1$$

Donde, v'_m es la resistencia a compresión diagonal; A_t es el área del muro; P es la carga axial; α es el cociente de cortante en el claro; M es el momento flector; V es la fuerza cortante basal; L es la longitud del muro.

Álvarez (1996) encontró que la resistencia a corte de muros de mampostería decrece cuando H/L aumenta. Propuso la siguiente ecuación a partir de los resultados obtenidos de pruebas de muros de mampostería en diferentes países, es equivalente a los factores definidos por Matsumura (1988) y San Bartolomé y Quiun (2004), es válida para la relación H/L de 0.5 a 2.5,

$$\alpha = \frac{V_1}{V_0} = 1.35 - 0.35 \left(\frac{H}{L}\right)$$

Donde V_0 es la resistencia en el modelo cuadrado (H/L =1); V_1 es la resistencia de cortante del modelo en estudio. La relación H/L se considera igual al cociente de cortante definido por San Bartolomé y Quiun (2004).

El reglamento de mampostería canadiense (RCM-2009) se ha definido un factor para calcular la resistencia máxima de muros con relación de aspecto mayor a la unidad (L/H > 1), la resistencia se calcula de esta forma si se garantiza que la fuerza cortante del material está distribuida en toda la longitud del muro.

$$V_r = V_m + V_s$$

$$V_r \leq \max V_r = 0.4\phi_m \sqrt{f'_m} b_w d_v \gamma_g \left(2 - \frac{h}{l}\right) \quad \frac{h}{l} \leq 1.0$$

Donde el factor $\left(2 - \frac{h}{l}\right)$ toma en cuenta el efecto de la relación de aspecto del muro hasta un valor mínimo de H/L > 1. V_r es la resistencia de la mampostería; ϕ_m es el factor de resistencia; γ_g es el factor que toma en cuenta el grado de cementante en muros construidos con unidades con huecos. b_w y d_v indican el ancho y largo efectivo.

En el subcapítulo 4.7 se define una ecuación calculada de forma analítica y se compara con los resultados experimentales, su objetivo es calcular la resistencia para muros con relación L/H > 1.

Ahora se describen los aspectos principales en el comportamiento de muros en que varía la relación de aspecto:

- En muros esbeltos, L/H < 1, la deformación por flexión supera a la de corte y las grietas horizontales pueden producirse antes que las de corte. En cambio, la deformación por cortante supera la de flexión cuando L/H > 1.0.
- La resistencia a corte de la mampostería aumenta cuando la relación H/L decrece, de forma inversa cuando decrece la resistencia aumenta la relación H/L.
- En muros esbeltos, L/H < 1, la degradación de rigidez lateral se da a tasas altas (el incremento de degradación de rigidez entre distorsión, $\Delta K / \Delta \varepsilon$, crece rápidamente) respecto a la degradación de rigidez lateral en muros con L/H ≥ 1. La disipación de energía por daño en muros con L/H < 1 se da con tasas bajas (incremento de energía disipada entre distorsión, $\Delta E / \Delta \varepsilon$, crece lentamente) respecto a la energía disipada en muros con L/H ≥ 1.
- Aunque de vital importancia, el efecto de la relación de aspecto del panel ha sido ignorado en muchos códigos y reglamentos que abordan el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada.

El hecho que la resistencia a corte de la mampostería sea inversamente proporcional a la relación de aspecto es un fenómeno físico que no se explica en la literatura. Además, la comparación del comportamiento de muros es correcta si son diseñados para fallar por cortante.

En los siguientes capítulos se investiga el efecto de la relación de aspecto en los siete muros de mampostería. El intervalo del trabajo difiere del estudiado por los autores descritos, Matsumura (1988) estudió muros con relación $H/L > 1.2$. Los reportes de la UBC (Hidalgo, et al, 1979) describen muros con valores de 0.5, 1.0 y 2.0. Voon (2006) hizo la comparación de la resistencia lateral en muros con los mismos valores usados en la UBC, el RCM-2009 desarrolla ecuaciones para muros con $L/H > 1$. Álvarez (1996) definió su ecuación para muros con relación H/L entre 0 y 2.5. En este trabajo se estudian muros con relación H/L entre 0.27 y 2.2, además se estudia la relación de aspecto con la rigidez lateral, rigidez relativa y la resistencia al agrietamiento.

1.3. Modelos analíticos de curvas carga - desplazamiento

Al realizar ensayos en muros ante carga lateral se obtienen los registros de la carga contra el desplazamiento, aunque es común que la curva se presente con distorsión angular, desplazamiento lateral entre la altura del muro. Mediante estos registros se han logrado obtener envolventes de carga – desplazamiento con las que puede estimarse el cortante resistente máximo en muros de mampostería. En general, los modelos idealizados representan tres estados límite observados en el comportamiento de muros de mampostería ensayados:

- Punto de agrietamiento. Localizado por el desplazamiento d_{cr} y la resistencia V_{cr} al agrietamiento que definen el primer agrietamiento significativo en el muro, donde cambia la pendiente de la envolvente
- Resistencia máxima. Definida por la resistencia máxima V_{max} que se alcanza durante el ensaye, con el correspondiente desplazamiento d_{vmax}
- Resistencia última. Se determina mediante el desplazamiento máximo d_{max} alcanzado durante la prueba, con su correspondiente resistencia V_u , convencionalmente se establece como el punto donde la resistencia se reduce a $0.8 V_{max}$ (Flores y Alcocer, 2001.).

Con base en curvas obtenidas de ensayos en muros de mampostería ante cargas laterales alternadas, Meli (1979) propuso una curva trilineal como la que se muestra en la Figura 1.1. El primer tramo (O-C) describe el comportamiento hasta cerca del agrietamiento del muro; el segundo tramo (C-D), con rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, y continúa el tramo horizontal (D-B) hasta la falla.

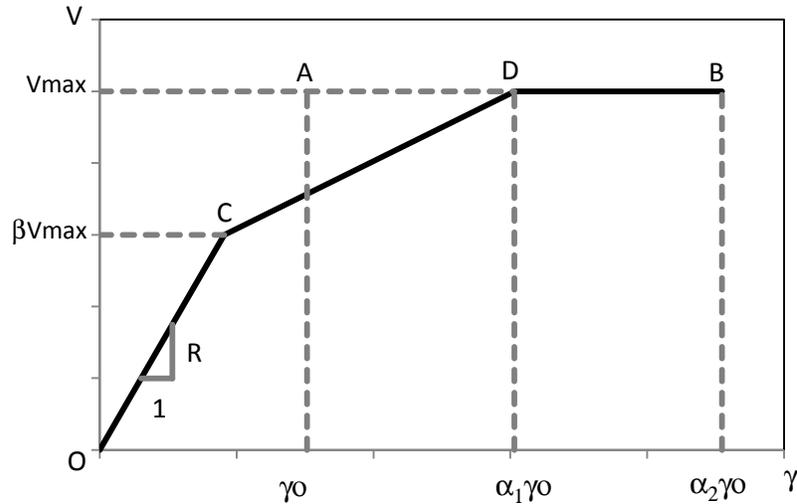


Figura 1.1. Curva trilineal propuesta por Meli (Meli, 1979)

La constante α_1 define la pendiente del segundo tramo y la deformación correspondiente a la carga máxima. La constante α_2 define un factor de ductilidad y es la más variable. El factor β es el cociente de la carga en que la curva cambia de pendiente entre la carga máxima, de acuerdo al aumento de carga vertical tiende a disminuir el valor de β .

En mampostería confinada:

$$0.45 \leq \beta < 0.65$$

$$2 \leq \alpha_1 < 3$$

Falla por flexión y sin carga axial

$$6 \leq \alpha_2 < 7$$

Falla por cortante sin carga axial en muros con castillos

$$\alpha_2 = 4$$

Falla por cortante y carga axial en muros

$$2 \leq \alpha_2 < 3$$

$$\gamma_0 = \frac{V_{max}}{RH}$$

Donde V_{max} es el cortante máximo que resiste la mampostería; R es la rigidez en el rango elástico; H es la altura del muro.

Flores y Alcocer (2001) propusieron un modelo trilineal para representar el comportamiento no lineal de estructuras confinadas de mampostería, Figura 1.2. Se calculó a partir de pruebas realizadas en muros de mampostería con y sin refuerzo horizontal.

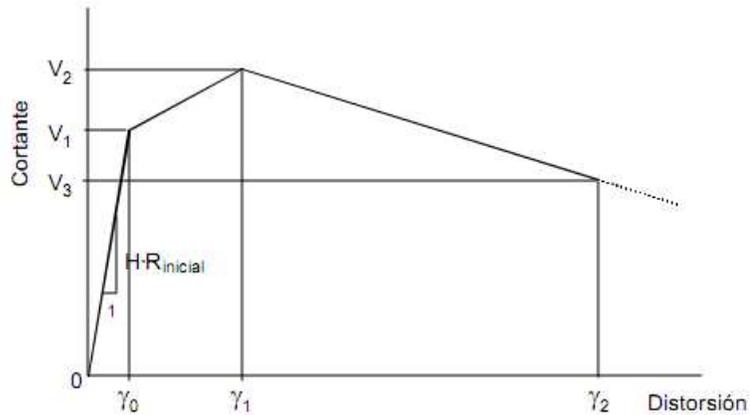


Figura 1.2. Curva trilineal propuesta de Flores y Alcocer (Flores y Alcocer, 2001)

Los parámetros son:

	Sin Refuerzo horizontal	Con refuerzo horizontal
$\gamma_0 = V_1/H R_{inicial}$	$V_2 = V_1 + \eta V_d$	$V_2 = V_1 + \lambda V_s$
$V_1 = V_{NTCM}$	$V_2 \approx 1.25V_1$	$V_2 \approx 1.5V_1$
	$V_3 = 0.8V_1$	$V_3 = 1.1V_1$
	$\gamma_1 = 0.003$	$\gamma_1 = 0.006$
	$\gamma_2 = 0.01$	$\gamma_2 = 0.015$
	$\eta = 0.3$	$\lambda = 0.35$

El efecto de dovela (V_d) del refuerzo vertical y del acero de refuerzo horizontal (V_s) se pueden calcular como:

$$V_d = 1.26 d_b^2 \sqrt{f'_c \times f_y}$$

$$V_s = \rho_h f_{y,h} A_T$$

La rigidez inicial se definió como:

$$R_{inicial} = \left(\frac{H^3}{\beta EI} + \frac{H}{GA_c} \right)^{-1} \begin{cases} \beta=3, \text{ barra en voladizo} \\ \beta=12, \text{ barra doblemente empotrada} \end{cases}$$

Donde d_b es el diámetro de refuerzo longitudinal.

El modelo trilineal propone que la resistencia lateral del muro puede mantenerse en un determinado intervalo de deformaciones. Este modelo considera que la carga de agrietamiento y máxima son más cercanas, es decir, se considera al factor β del modelo de Flores y Alcocer (2001) igual a 0.8, fuera del intervalo que había considerado Meli (1979) originalmente.

Los modelos propuestos por Tomazevic (1997) son representados por envolventes idealizadas bilineales o trilineales, estos modelos incluyen una degradación de resistencia importante. En el caso de la idealización trilineal, Figura 1.3, se definen las ecuaciones que determinan la contribución de la rigidez y la resistencia de los muros.

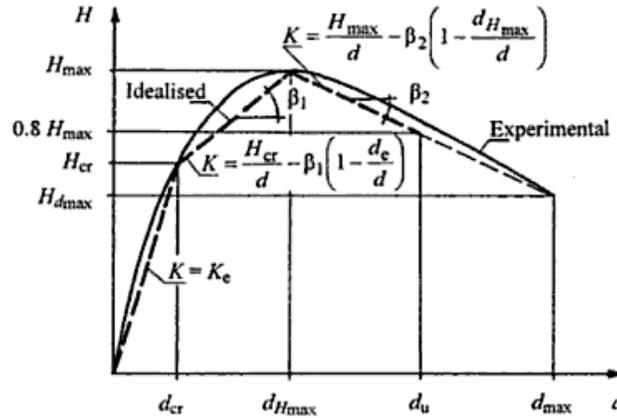


Figura 1.3. Curva trilineal que idealiza el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997)

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \quad H_{cr} = C_{cr} H_{max} \quad \text{si } H_{dmax} = C_{sd} H_{max} \quad C_{cr} = 0.7$$

$$\beta_1 = \frac{H_{max}(1 - C_{cr})}{d_{Hmax} - d_{cr}}; \quad \beta_2 = \frac{H_{max}(1 - C_{sd})}{d_{max} - d_{Hmax}} \quad H_u = 0.8H_{max}$$

$$d = \frac{VH^3}{12EI} + \frac{\kappa VH}{GA} \quad d_{cr} = \frac{H_{cr}}{K_e H}$$

Donde H_{max} es la resistencia máxima registrada en el ensaye; H_{cr} es la resistencia al primer agrietamiento, se define al 70% del H_{max} ; C_{cr} es la factor de corrección que toma en cuenta la relación observada entre la resistencia al primer agrietamiento y la resistencia máxima, se recomienda $C_{cr}=0.7$; C_{sd} es el factor que tiene en cuenta la degradación de resistencia observada experimentalmente (varía entre 0.4 y 0.8), se sugiere $C_{sd}= 0.8$; d_{hmax} , d_{max} , d_{cr} son los desplazamientos del modelo en la resistencia máxima, el desplazamiento máximo idealizado y el correspondiente al primer agrietamiento, respectivamente; β_1 y β_2 son los parámetros de degradación de rigidez, el primero tiene en cuenta la degradación de rigidez entre H_{cr} y H_{dmax} , el segundo tiene en cuenta la degradación de rigidez entre H_{max} y H_{dmax} .

El desplazamiento del muro se calcula mediante la fórmula de resistencia de materiales, Tomazevic (1997) considera el muro fijo en sus dos extremos.

El tramo inicial de estas curvas es lineal y las deformaciones que se registran en los ensayes son pequeñas, por ello, pueden ser afectadas en forma importante por deformaciones locales debidas a pequeñas holguras en anclajes y sistemas de medición. Por lo mismo, las rigideces medidas en ensayes semejantes difieren a veces en más del cien por ciento.

1.4. Comportamiento de mampostería confinada con diferente relación de aspecto

La resistencia de muros de mampostería ante acciones sísmicas varía linealmente hasta el punto de agrietamiento, independientemente si el muro tiene confinamiento ó no. En este trabajo se analiza el comportamiento del muro de mampostería cuando la relación de aspecto cambia. Con tal propósito se determinan las componentes de deformación para entender mejor los modos de falla en los muros.

Si se considera a la deformación del muro en su plano como el desplazamiento horizontal, la deformación de muros ante cargas laterales se puede atribuir únicamente al corte, a flexión y al movimiento de cuerpo rígido. De acuerdo con estos principios el desplazamiento lateral total se puede dividir en tres partes:

$$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_f + \Delta_{cr}$$

Que son las componentes por cortante, flexión y movimiento de cuerpo rígido. Al dividir la ecuación entre la altura H, se obtiene:

$$D_T = \gamma + \theta_f + D_{cr}$$

Donde D_T es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye; θ_f es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión; γ es la contribución de la deformación por cortante a la distorsión; D_{cr} es la contribución del movimiento de cuerpo rígido a la distorsión. En la Figura 1.4 se muestra las componentes del desplazamiento total además de la expresión que relaciona el desplazamiento lateral por corte con la deformación angular γ .

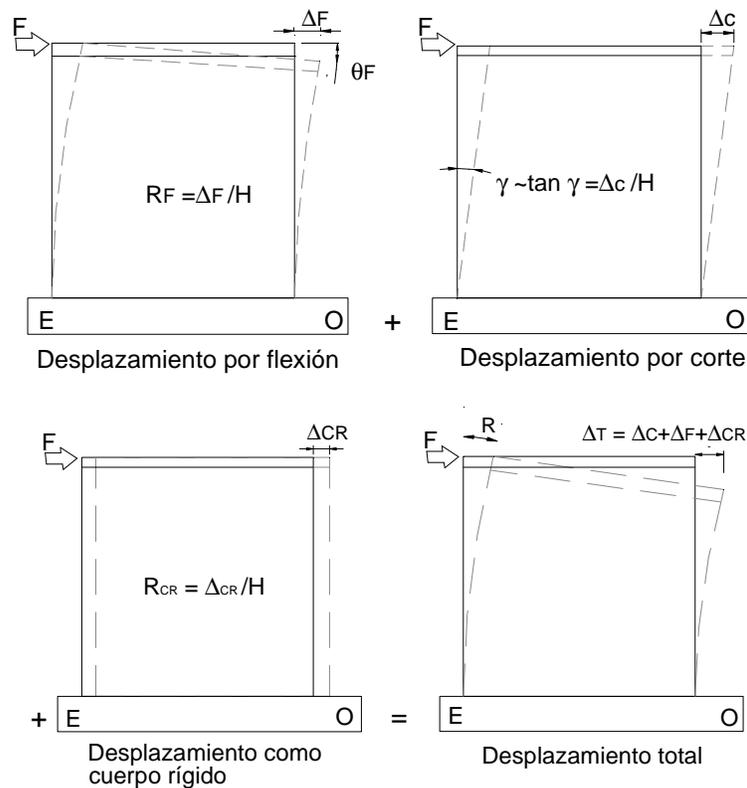


Figura 1.4. Componentes del desplazamiento total

Para comprender la variación de la variable principal, la longitud, se analizan de acuerdo con la teoría elástica los desplazamientos por flexión y cortante en un muro, los desplazamientos se definen como:

$$\Delta_c = \frac{HV}{A_c G}$$

$$\Delta_f = \frac{H^3 V}{3EI}$$

Donde H es la altura del muro; Ac es el área de cortante; E es el módulo de elasticidad del material; G es el módulo de cortante del material; I es el momento de inercia de la sección transversal del muro; V es la fuerza lateral en el extremo del muro; t es el espesor del muro.

El desplazamiento total se define como: $\Delta_T = \Delta_C + \Delta_F$

Si no se considera un área transformada de la sección entonces el modulo de inercia y el área se pueden definir en términos del espesor y largo del muro,

$$\Delta_c = \frac{kHV}{GtL}$$

$$\Delta_f = \frac{VH^3}{EtL^3}$$

Para muros con relación L/H menor que la unidad, el desplazamiento por flexión es mayor que el de cortante, cuando es al contrario la influencia del desplazamiento por flexión tiende a ser mucho menor que el de cortante y se da la falla por compresión diagonal. En la Figura 1.5 se muestra la variación de la distorsión respecto a la relación de aspecto de los muros (cálculo analítico con las propiedades de los siete muros).

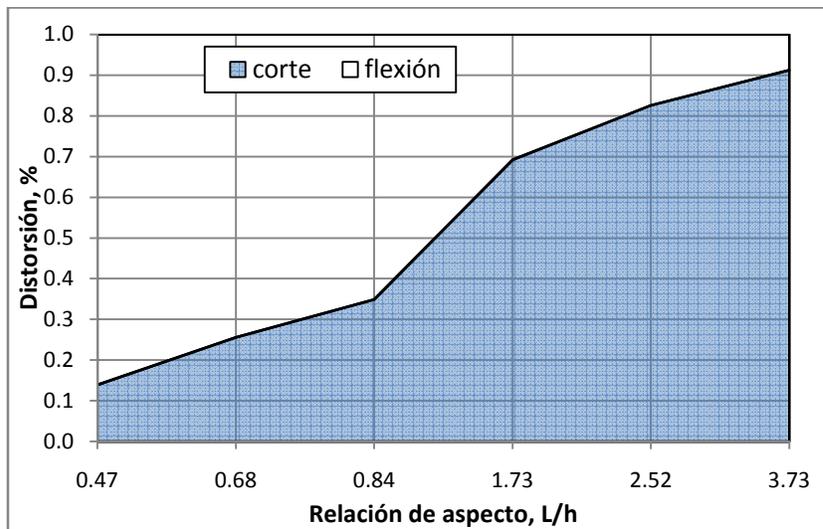


Figura 1.5. Distorsión en muros vs relación de aspecto

De acuerdo con la teoría elástica, la deformación por flexión debe influir en la evolución del daño de muros esbeltos, sin embargo, también se deben tomar en cuenta las cargas verticales que actúan sobre un muro y que disminuyen el agrietamiento debido a flexión.

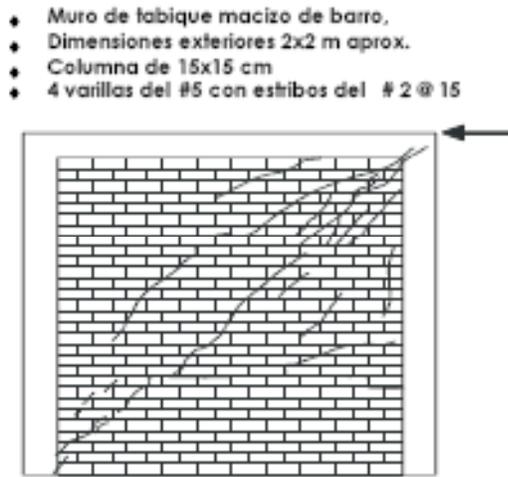


Figura 1.6. Falla por compresión diagonal, Meli (1979)

En muros de mampostería confinada sujeta a cargas laterales (Meli, 1979) el comportamiento es muy semejante al que se presenta en ensayos de compresión diagonal.

De ensayos a compresión diagonal en muretes (Meli y Reyes, 1971) se estudió el efecto de la relación altura - longitud del espécimen y se encontró que la resistencia varía en todos los casos al aumentar esta relación, se encontró que el tipo de falla es de cortante para especímenes alargados con esfuerzos bajos, ya que el valor de la componente de compresión es muy reducido; el rápido crecimiento de la resistencia a cortante propicia que el tipo de falla cambie a tensión diagonal.

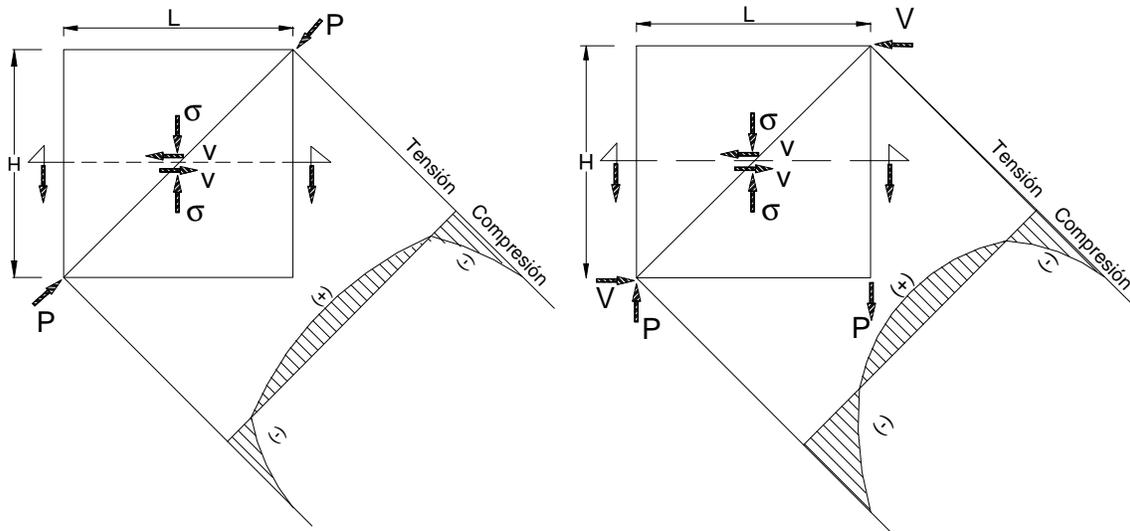


Figura 1.7. Dimensiones de muretes y distribución de esfuerzos (Meli y Reyes, 1971)

En la Figura 1.7 se muestra un murete cuadrado ensayado por Meli y Reyes (1971), así como las distribuciones de esfuerzos en la diagonal principal debido a dos cargas: la carga horizontal en el extremo trabajando en voladizo y a la carga de compresión a lo largo de la diagonal. Las cargas idealizan las sollicitaciones a las que puede verse sujeto un muro por efecto de las cargas laterales.

En este trabajo la evolución del daño en muros de mampostería confinada sujetos a carga lateral alternada y carga vertical constante puede estar determinada por la formación de una grieta diagonal que cruza el muro. En la Figura 1.8 se muestran dos formas de la falla en muretes, por tensión diagonal en donde la grieta corre de esquina a esquina cruzando indistintamente mortero y piezas, y falla por cortante donde la grieta tiende a cruzar el mortero a lo largo de la diagonal del muro (Meli y Salgado, 1969)

De acuerdo con ensayos experimentales (Meli, 1979) la falla por tensión diagonal se presenta ante carga vertical alta que restringe el deslizamiento por fricción de las juntas, ó en muros altos y de poca longitud el empuje a lo largo de la diagonal produce compresiones elevadas perpendiculares a las juntas. En el caso de muros anchos se esperaría ver fallas por tensión diagonal ante cargas mayores debido a que las cargas verticales retardan su falla, la falla por flexión también se retardaría y disminuiría debido al cambio en la geometría.

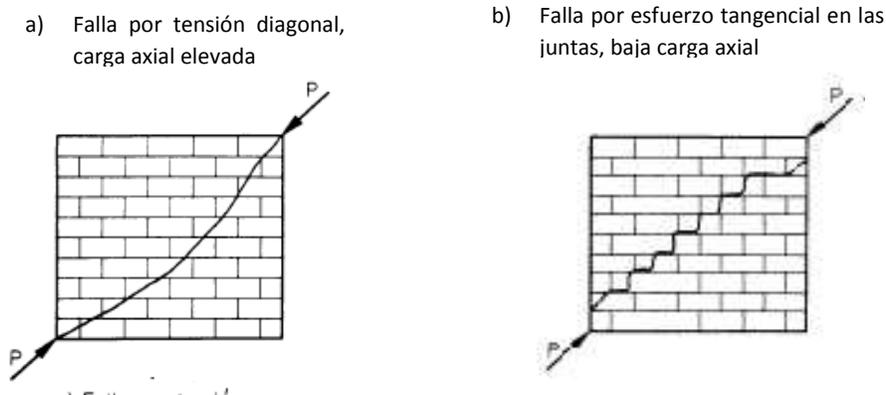


Figura 1.8. Tipos de falla en muretes (Meli y Salgado, 1969)

2. Descripción de especímenes

2.1. Introducción

En este capítulo se describen las principales características de los muros ensayados, se presenta la geometría, el armado de acero en los elementos confinantes, la instrumentación interna y externa y el registro de los datos de dichos aparatos, se describen los marcos de carga utilizados en el IINGEN y en el CENAPRED así como su configuración para las pruebas en los especímenes. Se describen las propiedades principales de los materiales que definen los muros como son las resistencias a compresión en concreto, de mampostería, tabiques y mortero. En el apéndice se muestran los resultados de los ensayos hechos en laboratorio.

2.2. Materiales y sus propiedades

Previo a las pruebas se realizaron muestreos y ensayos de todos los materiales usados en la construcción de los muros, ahora se describen las pruebas para determinar las propiedades índice de los materiales de construcción de los muros, las pruebas se hicieron para los tabiques, la mampostería, el mortero y el concreto.

2.2.1. Piezas de la mampostería

Se usaron tabiques estructurales de barro multiperforado con dimensiones de 11.6 x 22.7 x 11.8 cm (ancho, largo y altura), se utilizó mortero con proporción de 1: ¼ : 3 (un volumen de cemento, ¼ de volumen de cal y 3 volúmenes de arena cernida), la relación de área neta con área bruta de las piezas fue de $A_n/A_b = 0.44$. El peso volumétrico bruto fue de 816 kg/m³ y el neto de 1850 kg/m³, en la Figura 2.1 se muestra una de las piezas usadas.

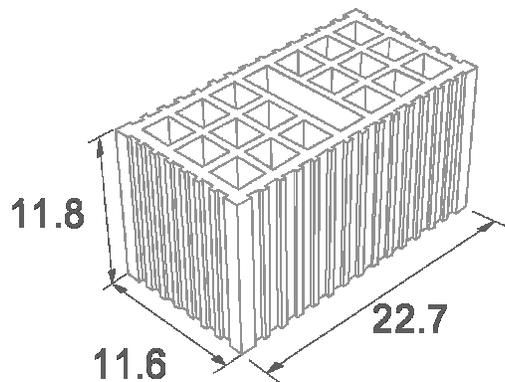


Figura 2.1. Tabique estructural de barro multiperforado, dimensiones en cm

De todo el volumen de piezas usado para la construcción de los muros se tomó una muestra de 20 las cuales se midieron, se pesaron y ensayaron. De los ensayos a compresión se obtuvo una resistencia

promedio de $f_p = 190.6 \text{ kg/cm}^2$. Para obtener el esfuerzo de diseño a compresión de las piezas se consideró la expresión definida en las NTC-04:

$$f_p^* = \frac{f_p}{1 + 2.5C_p}$$

Aunque en los ensayos se obtuvo un coeficiente de variación de $C_p = 0.11$, se toma el $C_p \leq 0.2$ debido a que en la elaboración de las piezas se siguió un control de calidad. Se calculó un esfuerzo de diseño $f_p^* = 127 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2. Mortero

Para conocer la resistencia a la compresión del mortero usado (f_b) se elaboraron cubos de 5 cm de lado para las muestras de mortero, Figura 2.2. Cada muestra se ensayó después de 120 días de elaboración. De los resultados obtenidos se decidió usar el mortero con proporción en volumen de 1 : ¼ : 3 (cemento, cal, arena cernida) tratando de obtener el clase I. En los cubos ensayados en el IINGEN la resistencia a compresión promedio fue de 84.6 kg/cm^2 .

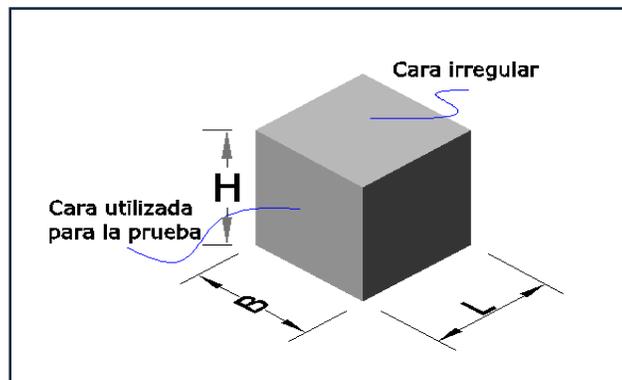


Figura 2.2. Cubo de mortero para prueba de compresión

En los cubos de mortero ensayados en el CENAPRED se obtuvo una resistencia a compresión promedio de 123.3 kg/cm^2 con un coeficiente de variación promedio de 0.2. Por cada muestra de mortero se realizaron 3 pruebas de cubos para determinar su resistencia a compresión.

La resistencia de diseño en los cubos ensayados en el IINGEN fue $f_j = 52.3 \text{ kg/cm}^2$ y del CENAPRED $f_j = 78.2 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo de diseño, de acuerdo a las NTC-04, es:

$$f_j^* = \frac{f_b}{1 + 2.5C_j}$$

Donde $C_j > 0.2$. De acuerdo con la norma el esfuerzo de diseño a compresión es $f_j^* = 64.3 \text{ kg/cm}^2$, las muestras se ensayaron siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCCE.

En el apéndice se muestran las tablas resumen de los ensayos. En el subcapítulo 2.3 se describe el muestreo de mortero de los especímenes ensayados en el IINGEN.

2.2.3. Mampostería

Para determinar las propiedades índice de la mampostería se realizaron ensayos en pilas y muretes construidos para cada muro. Para conocer la resistencia a compresión de la mampostería se hicieron ensayos estándar con pilas de 4 hiladas con altura de 50 cm y juntas horizontales de 1 cm, con relación de esbeltez de 4.16, se realizaron 3 pruebas por muro en el IINGEN y en el CENAPRED. En la Figura 2.3 se muestran las dimensiones de las pilas y muretes ensayados.

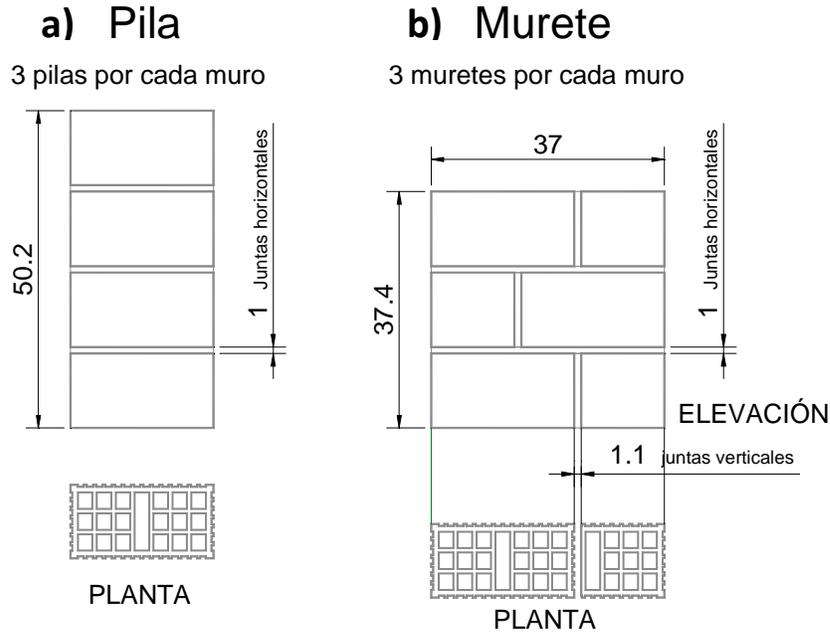


Figura 2.3. Dimensiones de pilas y muretes ensayados

Para las pruebas se colocó una instrumentación de dos transductores con carrera de 5 cm para medir los desplazamientos. Las pilas se cabecearon con azufre y se les aplicaron tres precargas de 2 t. Los resultados arrojaron un esfuerzo promedio $f_m = 93.6 \text{ kg/cm}^2$ con un coeficiente de variación de 0.23. Para calcular el esfuerzo de diseño se usó:

$$f_m^* = \frac{f_m}{1 + 2.5C_m}$$

Donde $C_m > 0.15$. Como el coeficiente de variación es mayor que C_m se obtuvo un esfuerzo de $f_m^* = 59.42 \text{ kg/cm}^2$.

La curva esfuerzo - deformación unitaria se obtuvo de los datos de los transductores conectados al sistema de medición, se colocaron transductores para desplazamiento vertical y para la celda de carga. Se siguieron las recomendaciones generales para encontrar la componente elástica con el esfuerzo bruto de las pilas. Se tomó la pendiente de la recta que se ajustó a los puntos de la curva que correspondían a esfuerzos entre el 0.005 y 40 por ciento de la resistencia, para la aproximación lineal, que da como resultado la componente elástica, Figura 2.4.

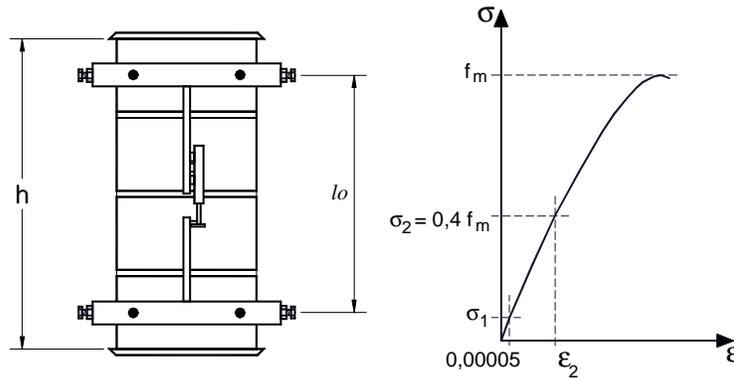


Figura 2.4. Instrumentación en pila y cálculo de la elástica en la curva esfuerzo-deformación unitaria

Para el ensaye de compresión diagonal se construyeron muretes cuadrados de 37 cm de lado y pieza y media en la base con juntas horizontales de 1 cm por 1.1 en las verticales y 3 hiladas de altura, las dimensiones promedio fueron de 37.5 x 38 x 12 cm (base, altura, espesor).

Para asegurar la verticalidad y el contacto entre el espécimen y los ángulos de carga que separan al murete de los cabezales de la máquina universal se colocaron ángulos de acero en los bordes, de 2 cm de lado en promedio. La obtención de resultados confiables en esta prueba depende de la verticalidad de los muretes, la uniformidad en la aplicación de la carga y el largo de los ángulos de acero sobre el murete.

Para obtener datos sobre la resistencia a cortante los muretes se ensayaron a compresión diagonal monótona hasta la falla. Para obtener el módulo de cortante los muretes fueron instrumentados con transductores de desplazamiento sobre sus ejes principales, Figura 2.5. Los muretes ensayados en el IINGEN se instrumentaron mediante “leds” para conocer las deformaciones en las diagonales principales, Figura 2.6.

El módulo de cortante se calculó a partir de las curvas esfuerzo - deformaciones obtenidas de ensayos, siguiendo las recomendaciones para encontrar la componente elástica del esfuerzo bruto de forma similar al cálculo en pilas.

De los ensayos se obtuvo un esfuerzo cortante promedio de $v_m = 6.24 \text{ kg/cm}^2$ con un coeficiente de variación de 0.25.

$$v_m^* = \frac{v_m}{1 + 2.5C_m}$$

El cálculo del esfuerzo de diseño se realizó siguiendo el criterio de las NTC-04

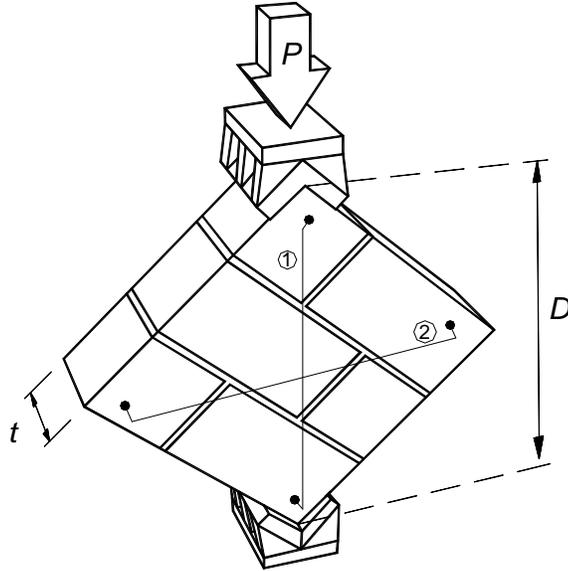


Figura 2.5. Dispositivo de carga en muretes

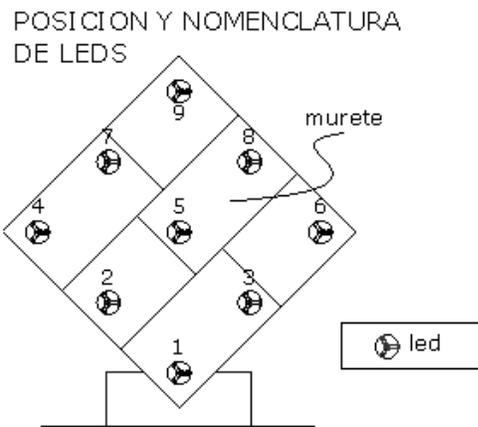


Figura 2.6. Instrumentación de leds en muretes, ensayados en el IINGEN

El esfuerzo cortante de diseño calculado es $v_m^* = 4.16 \text{ kg/cm}^2$

En la Tabla 2.1 se muestran las propiedades y el módulo de elasticidad (E_m) obtenido de ensayos a compresión en pilas.

Espécimen	L	f_m	f^*_m	E_m	E_m/f_m	Gm, ensaye	Gm/ E_m
	cm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	
ME1	114	76.28	56.4	43347	568	4772	0.11
ME2	166	71.24	52.7	44557	625	4624	0.10
ME3	207	76.45	56.79	43716	572	6484	0.15
ME4	257	79.76	59.92	44066	553	4719	0.11
ME5	424	112.27	83.06	46443	414	6060	0.13
ME6	617	124.05	91.71	45305	365	8396	0.19
ME7	913	89.13	66.70	42703	479	8276	0.19

Tabla 2.1. Resumen de propiedades del ensaye a compresión

En la tabla se aprecia la variación del módulo de elasticidad en cada muro, en los muros ME6 y ME7 hay una disminución del módulo respecto al patrón ascendente debido al uso de arena andesítica en el mortero. Hay una discontinuidad en el módulo del muro ME3 que resulta menor que al resto de las pilas ensayadas en el IINGEN. El cociente Gm/ E_m está por debajo del valor esperado ($Gm/E_m = 0.4$), sin embargo se asemeja al definido por Tomazevic (2009) en el estudio de comparación con el Eurocodigo 6.

El módulo de Poisson obtenido de los valores experimentales está por debajo del permitido en la teoría elástica.

La notación de la Tabla 2.1 a la Tabla 2.3 es la siguiente:

f_m – resistencia promedio a compresión en pilas de mampostería

f^*_m - resistencia de diseño a compresión en pilas de mampostería

v_m – resistencia promedio a esfuerzo cortante de muretes

v^*_m - resistencia de diseño a esfuerzo cortante de muretes

$f'b$ – resistencia a compresión en cubos de mortero

E_m – módulo de elasticidad de la mampostería

Gm – módulo de cortante de la mampostería

f_p – resistencia a compresión en tabiques

En los ensayos de los muretes correspondientes a los muros ME1 a ME4 se encontró una zona de baja rigidez al inicio de ensaye seguida por otra de rigidez lineal.

Espécimen	L	v_m	v_m^*	$f'b$	Gm, ensaye	v_m/v_m^*
	cm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
ME1	115	4.66	3.11	64.9	4772	1.49
ME2	165	5.01	3.34	90.2	4624	1.50
ME3	207	5.28	3.52	92.6	6484	1.50
ME4	255	4.95	3.3	84	4719	1.50
ME5	424	6.98	4.66	136.1	6060	1.49
ME6	615	7.84	5.23	106.4	8396	1.50
ME7	915	6.74	3.97	131.8	8276	1.69

Tabla 2.2. Resultados del ensaye a compresión diagonal en muretes

En la Tabla 2.2 se muestran los resultados del esfuerzo resistente a corte y del módulo de cortante obtenido de ensayos. Se encontró que la resistencia a cortante fue aumentando de acuerdo a la longitud de los muros. La resistencia a corte del muro ME3 muestra un salto respecto al módulo de los primeros cuatro muros. Los valores del módulo de cortante son muy pequeños y no corresponden a un módulo de Poisson en el intervalo elástico. Generalmente en pruebas de mampostería a tensión diagonal estas componentes son bajas y ocurre lo mencionado.

En la Tabla 2.3 se resume la resistencia de diseño a compresión en tabiques (f_p), mortero (f_j) y mampostería (f_m^*) ensayados en el IINGEN y en el CENAPRED.

Ensayes a compresión

	f_p	f_j	f_m^*	f_m^*/f_p
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
IINGEN	127	53.4	75.93	0.59
CENAPRED		123.3	75.45	0.59

Tabla 2.3. Resumen de resistencia de diseño en componentes de mampostería

2.2.4. Concreto

Para conocer la resistencia a compresión del concreto y el módulo de elasticidad (E_c) se ensayaron cilindros del concreto usado en la construcción de los muros, para los muros ME1 a ME4 el concreto de los ensayos fue de los castillos, dala y losa, para los muros ME6 y ME7 fue de los castillos y la dala ya que la losa no participó de la misma forma en la resistencia. Para la determinación de las propiedades se elaboraron cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura.

El muestreo fue por muro y consistió en tomar muestras de los elementos castillos, dala y losa en el momento de ser colados. Para obtener la resistencia a compresión del concreto los cilindros se ensayaron bajo carga axial monótona hasta la falla, Figura 2.7.

Los cilindros se instrumentaron con dos transductores de desplazamiento distribuidos en su altura. Los valores del módulo de elasticidad se calcularon siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-109-2004 ONNCCE (2004) referente al cabeceo y curado de los cilindros y NMX-C-128-1997 ONNCCE (1997) que define la determinación del módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson. El procedimiento consiste en una aproximación lineal de la componente elástica, Figura 2.8. En el apéndice se muestran los resultados de la prueba a compresión del concreto.

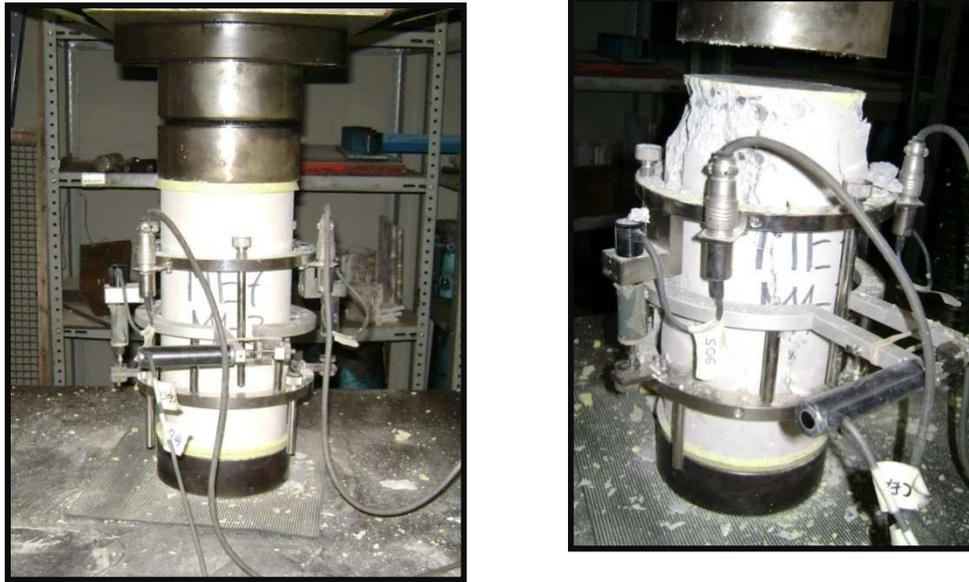


Figura 2.7. Prueba de compresión axial sobre cilindro de concreto

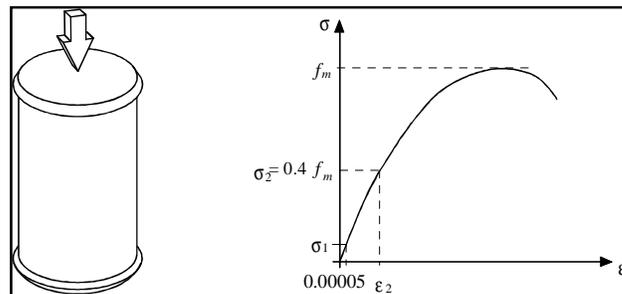


Figura 2.8. Determinación del módulo de elasticidad a partir de cilindros de concreto

Para el concreto de los castillos se buscó la resistencia $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, por un volumen para dos castillos y cuatro cilindros de pruebas. Los castillos fueron probados después de 28 días del colado. En las pruebas para los cuatro cilindros se seleccionaron dos para la determinación de la componente elástica y el resto para el esfuerzo a compresión y de diseño.

Espécimen	f'_c	E_c	ν	E_c / √(f'_c)
	kg/cm ²	kg/cm ²		
ME1	335	116075	0.14	6345.32
ME2	216	103395	0.17	7028.2
ME3	184	100737	0.14	7422.48
ME4	234	110211	0.16	7211.57
ME5	232	113392	0.14	7444.52
ME6	252	123615	0.15	7783.95
ME7	308	124631	0.14	7106.15

Tabla 2.4. Resumen de propiedades del concreto

En la Tabla 2.4 se muestran los valores de resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto usado en los especímenes. Los valores del módulo de elasticidad se compararon con los que establecen las NTC-04 y resultaron menores. La relación $E_c / \sqrt{f'_c}$ se define en las Normas Técnicas Complementarias para Concreto (NTCC), también define la constante para calcular el módulo de elasticidad del concreto. Los valores de calculados de $E_c / \sqrt{f'_c}$ son menores en 50% que los definidos en las NTCC para concretos clase 1.

La notación de la Tabla 2.4 es la siguiente:

f'_c – resistencia a compresión del concreto

E_c – módulo de elasticidad del concreto

ν – relación de Poisson obtenido de ensayos a compresión

Después del colado de los castillos se dejó un pequeño remate para el colado de la dala que se incluyó con el colado de la losa. Se elaboraron considerando un concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ya que se buscó una rigidez superior para que no influyera en la deformación del muro.

2.3. Características de muros

2.3.1. Geometría

Se construyeron y ensayaron siete muros en los que se varió la relación L/H, Tabla 2.5. Los muros se construyeron a base de mampostería multiperforada confinada exteriormente por castillos de concreto reforzado de 12 x 15 cm. En la base se construyó una viga de cimentación preparada para sujetarse al piso del laboratorio y dar un efecto de empotramiento al mismo.

En la parte superior se construyó una dala de las mismas dimensiones y armado de los castillos, sobre la cual se construyó una losa con ancho de 45 a 55 cm para la conexión al marco de carga y transmisión de las fuerzas cortantes, la losa sobresalió 20 cm a cada extremo del muro para dar a la conexión dala-castillo una condición de muro interno, para aumentar el efecto de empotramiento y evitar fallas no deseadas en estos puntos, todos los castillos se construyeron con una altura de 250 cm incluyendo la losa. En cada muro se colocaron 18 hiladas @ 13 cm en la altura de la mampostería, con juntas de mortero de 1 cm horizontales y 0.8 cm verticales.

Muro	Longitud, cm	L/H
ME1	115	0.46
ME2	165	0.66
ME3	207	0.83
ME4	255	1.02
ME5	424	1.7
ME6	615	2.46
ME7	915	3.66

Tabla 2.5. Relación largo – espesor (de esbeltez) de los muros

Cabe aclarar que para los muros ME6 y ME7 se cambió el estribo de la dala superior a estribos del no. 2, en ambos muros los castillos se colocaron a cada 3 m.

DESCRIPCIÓN DE ESPÉCIMENES

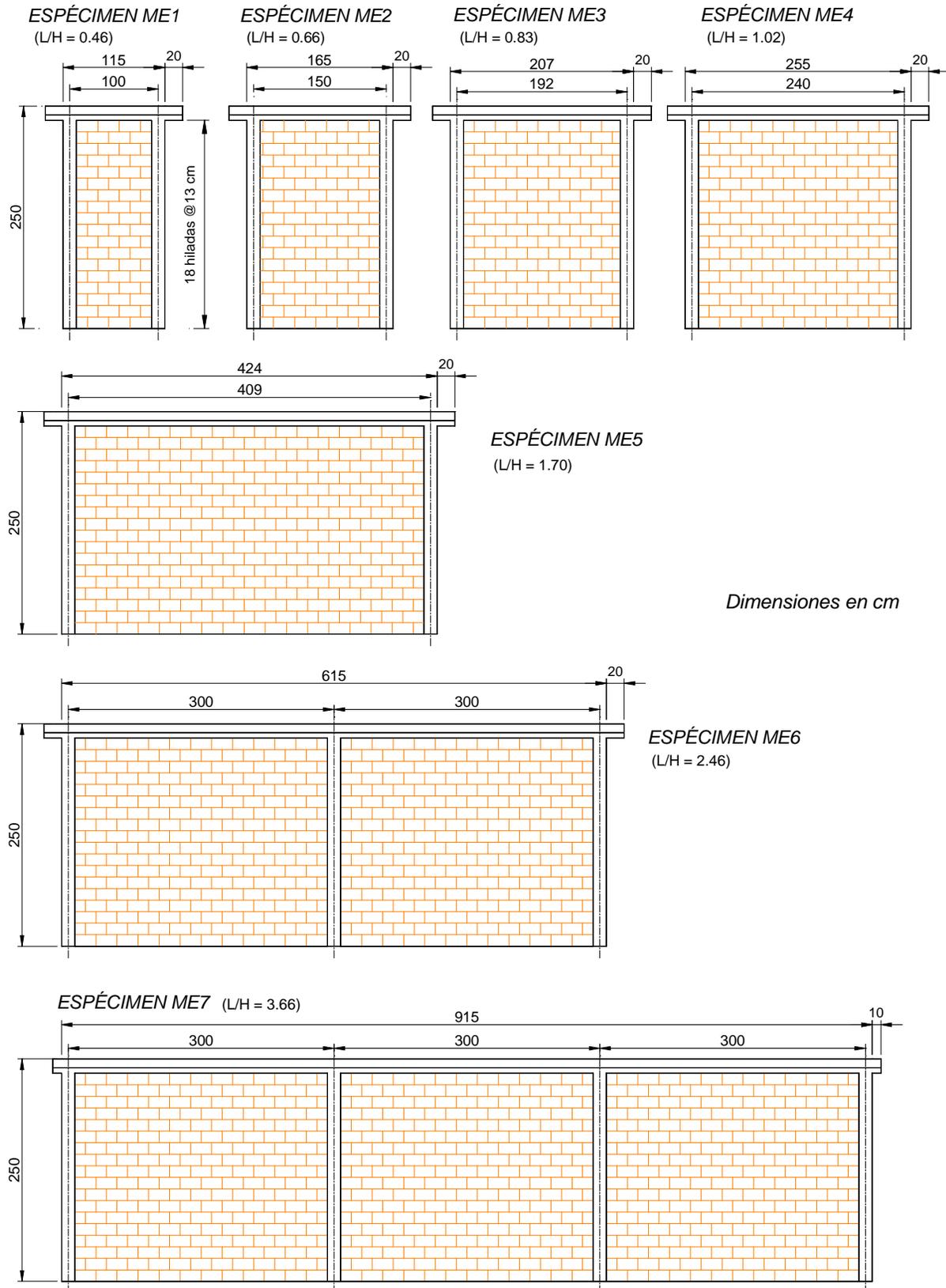


Figura 2.9. Geometría de los especímenes

2.3.2. Cimentación

Para fijar los especímenes a la losa de reacción se construyó una estructura con una rigidez superior a la de los paneles para que trabajara como empotramiento, Figura 2.10. Se construyó usando un concreto de resistencia $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y considerando que se iban a fijar los armados de los castillos del muro.

Para muros con dos paneles o más se modificó parcialmente la viga de cimentación, como se ve en la Figura 2.11. Se colocó la viga de cimentación en todo un panel del espécimen ME6 y para darle continuidad se construyó una trabe apoyada por mampostería a la misma altura.

La instalación de los castillos estuvo determinada por las dimensiones de los muros. En algunos casos los huecos de la viga de cimentación no correspondían a las medidas necesarias por lo que se usaron arreglos en bayoneta.

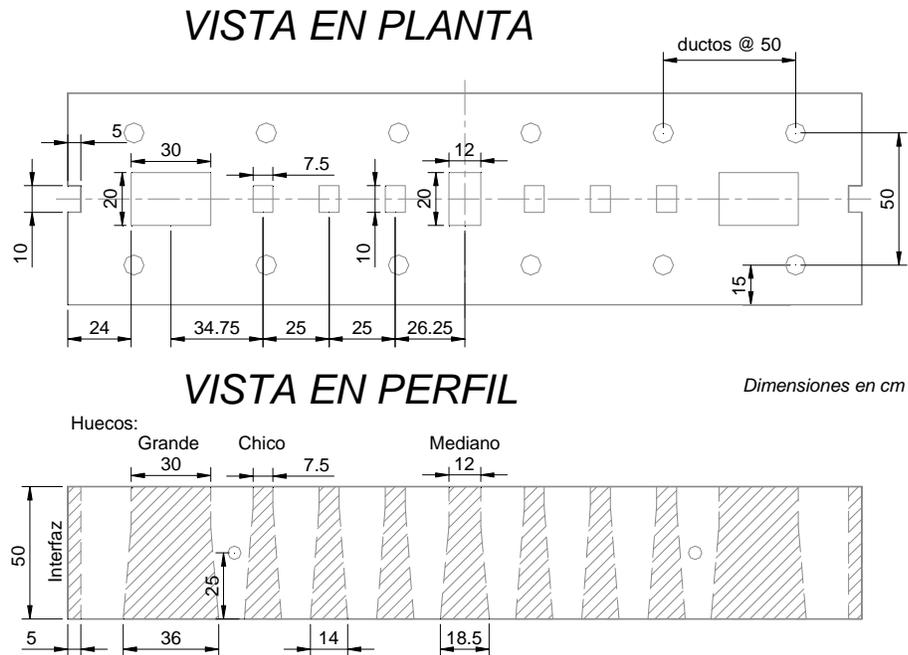


Figura 2.10. Geometría de la viga de cimentación de muros

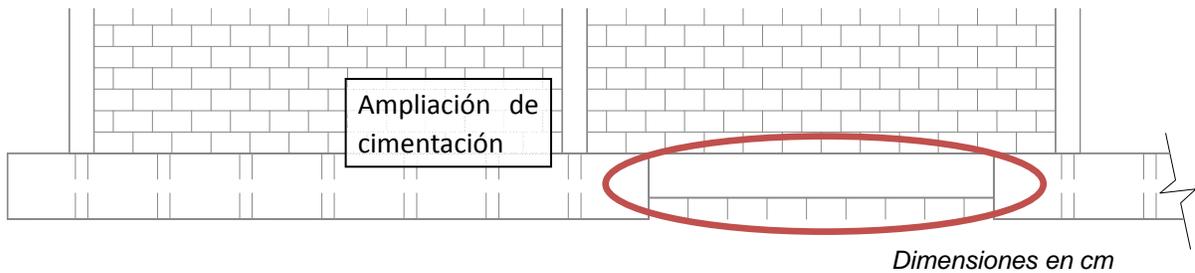


Figura 2.11. Ampliación de la viga de cimentación del muro ME6 mediante trabe apoyada en mampostería

2.3.3. Armado en elementos confinantes

Como se mencionó, el panel de mampostería se encuentra confinado por elementos de concreto conocidos como castillos y dalas con refuerzo de acero interior igual para todos los muros. El refuerzo longitudinal fue de 4 barras de 12.7 mm (No. 4) y estribos de alambre de 6.3 mm (No. 2) a cada 18 cm, en las dalas se colocó el mismo refuerzo longitudinal pero con varillas de 9.5 mm (No. 3).

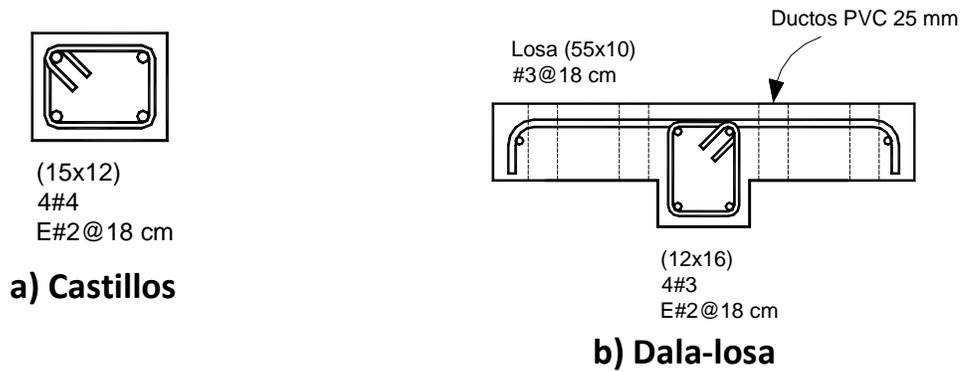


Figura 2.12. Armado en castillos y sistema dala -losa

El refuerzo en las losas consistió de bastones transversales de 9.5 mm (No. 3) a cada 18 cm, con 2 varillas longitudinales de extensión variable, en la

Figura 2.12 se muestra el detalle del armado en la unión dala - losa. En la Figura 2.13 se muestra una vista general del armado en uno de los especímenes.

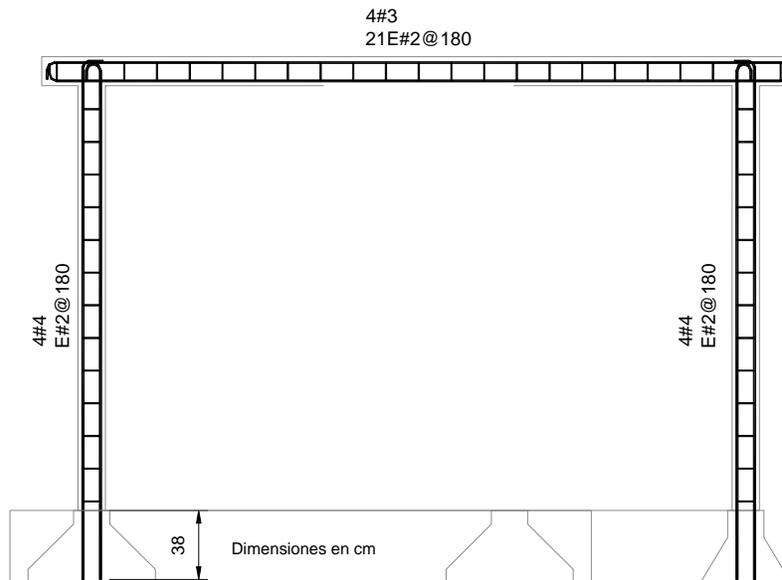


Figura 2.13. Armado de acero en los elementos de concreto

Los armados de los castillos se colocaron en los huecos de la viga de cimentación para formar el anclaje de cada muro. Cuando los huecos de la viga no correspondían a las medidas necesarias se usaron arreglos en bayoneta, Figura 2.14.

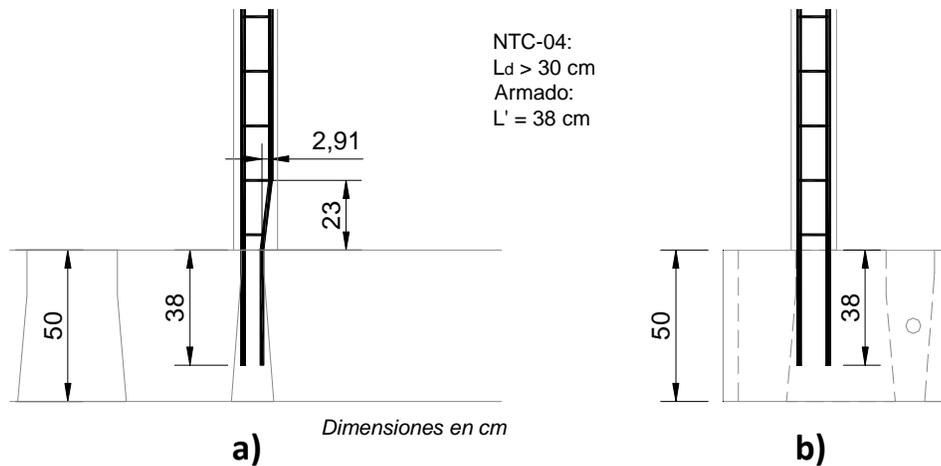


Figura 2.14. Anclaje en viga de cimentación a) en forma de bayoneta, b) sin modificar

El objetivo del anclaje en la viga de cimentación fue el desarrolló del esfuerzo de adherencia necesario para evitar los esfuerzos locales que pudieron fisurar la sección de concreto. De acuerdo a las NTC-04 la longitud de desarrollo de barras a tensión no debe ser menor a 30 cm. La altura de la viga de cimentación fue de 50 cm, mientras que la longitud de desarrollo de cada barra de cada columna fue de 38 cm. Mediante el anclaje de estas barras se evitó la presencia de la falla por momento flexionante en la unión muro – viga de cimentación.

2.3.4. Muestreo de mortero

El muestreo del mortero consistió en la obtención de varios cubos por etapa constructiva, para el muro ME1 se obtuvieron 6 cubos por mitad de construcción, para el muro ME2 se usaron 9 cubos por etapa de construcción, para el muro ME3 se usaron 12 cubos por etapa de construcción y para el muro ME4 quince muestras de mortero. En la Figura 2.15 se muestran la distribución de recolección de cubos de mortero en los muros ensayados en el IINGEN. Por cada muestra de mortero se probaron 3 cubos.

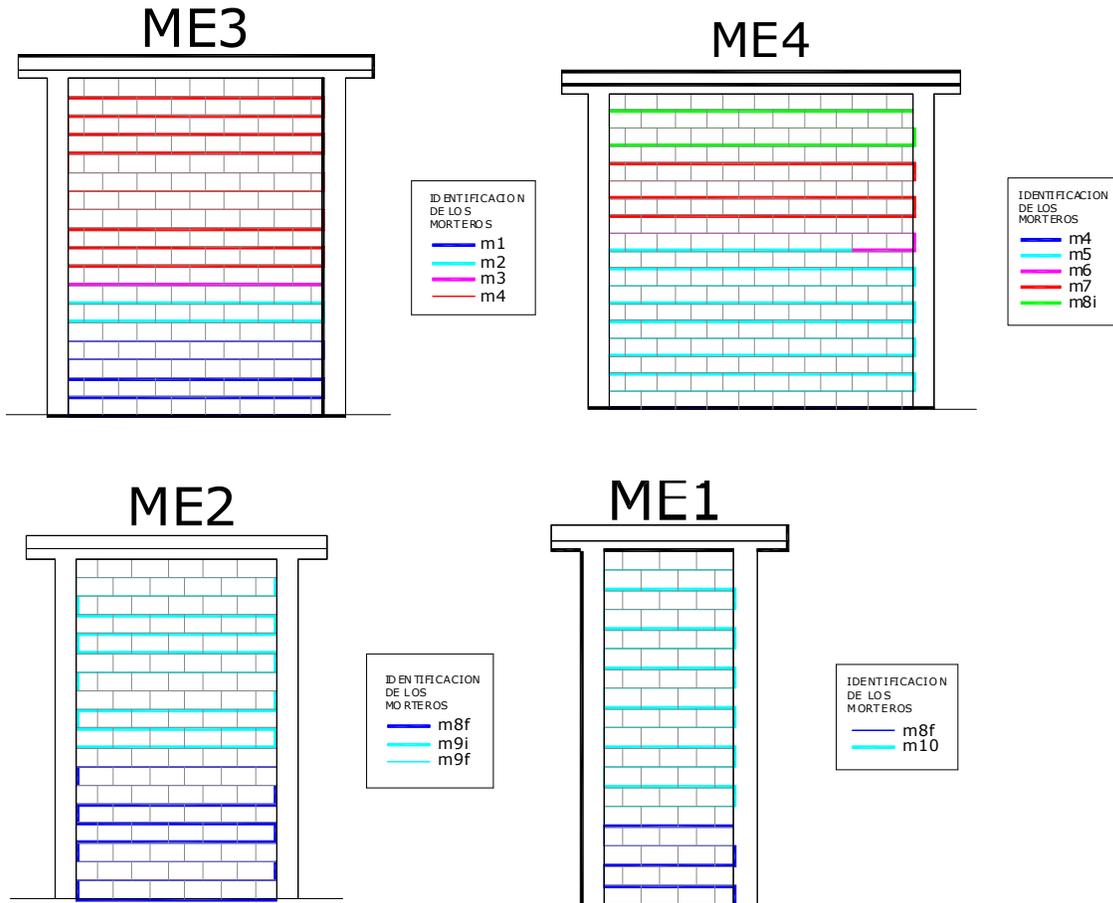


Figura 2.15. Distribución de muestreo de mortero en los muros ME1 a ME4

En el apéndice se muestran las tablas resumen de los ensayos en los cubos de mortero.

2.3.5. Localización de instrumentación

Interna. Para la obtención de datos se realizó la instrumentación de los muros. Para conocer las deformaciones en los elementos estructurales se colocaron deformímetros eléctricos (straingauges) adheridos al acero de refuerzo. Para todos los especímenes se colocaron en los extremos de cada castillo con el fin de estudiar su contribución al comportamiento final del muro, en la Figura 2.16 se muestra un ejemplo de la distribución de los deformímetros internos en un espécimen.

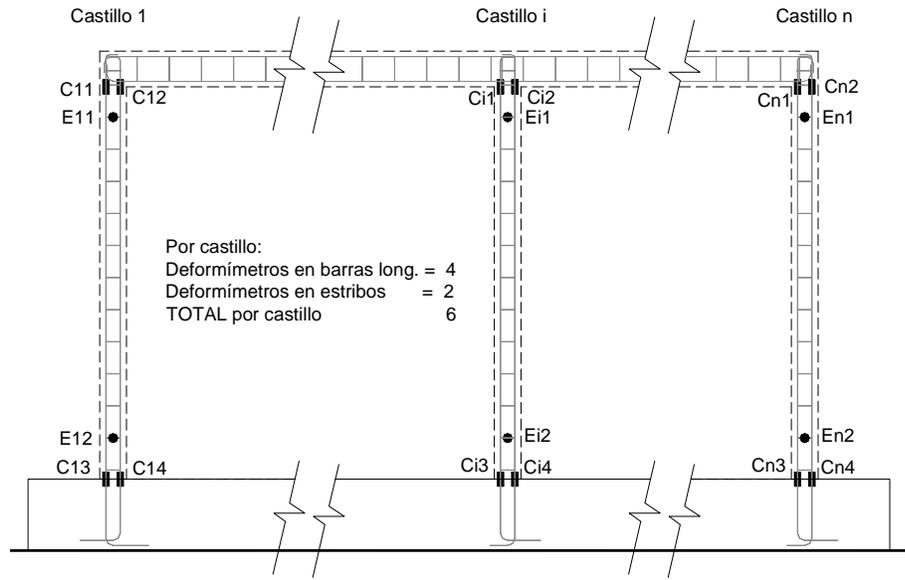


Figura 2.16. Instrumentación interna en castillos. Caso general

En el caso de muros largos con castillos internos, los sensores colocados tuvieron el propósito de evaluar la distribución de deformaciones y su contribución a las fuerzas y momentos flexionantes, con lo cual se interpretó si es más conveniente modelar los muros como conjunto o como paneles individuales. No se instrumentaron las dalas ya que en estudios anteriores se ha verificado que no son sometidas a grandes demandas.

Externa. En la zona exterior del muro también se colocaron medidores de desplazamiento. Se usaron de dos tipos, los micrómetros (DDP50) que funcionan de forma mecánica y leen en tiempo real debido a una carátula. También se usaron los transductores de tipo mecánico eléctrico (CDP), que traducen el desplazamiento físico de un vástago en impulsos eléctricos; ambos están integrados a un sistema de control y adquisición de datos (TDS).

El transductor principal se colocó a la altura de la losa para medir los desplazamientos laterales debidos a la carga cíclica, otros dispositivos de medición midieron: rotación en la parte superior del muro, alargamiento o acortamiento de las diagonales de cada panel, deformación vertical en castillos (incluyendo su posible separación en la base), deformación horizontal de cada panel a media altura del muro, deformación horizontal de los castillos externos en algunos puntos de su altura y medición de posibles deslizamientos en la base.

En la Figura 2.17 se muestran los arreglos de dispositivos en el muro ME5.

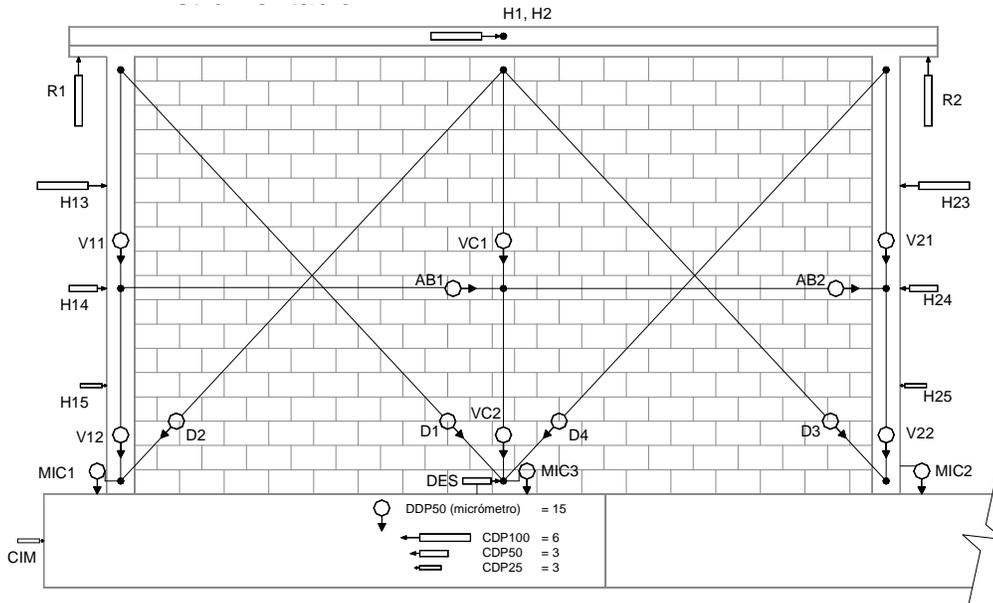


Figura 2.17. Instrumentación externa en espécimen ME5

El arreglo de la instrumentación varió en todos los muros, se colocaron del lado contrario de los leds. Los muros ME1 y ME2 se dividieron en dos secciones para colocar los micrómetros. Los muros ME3 y ME4 se instrumentaron de forma similar. En el muro ME5 se dividió el panel en dos secciones donde se colocaron micrómetros, Figura 2.17. En ME6 Y ME7 se instrumentó cada panel con micrómetros y transductores, las figuras con la instrumentación se muestran en el apéndice. Las diagonales en los paneles se colocaron para cubrir una zona relativamente cuadrada.

Con las diagonales en cada panel se midieron las deformaciones por cortante. Los instrumentos verticales en los castillos se usaron para calcular las deformaciones por flexión en los castillos, se midieron deformaciones “relativas” en los castillos (instrumentos conectados en dos puntos del muro) y desplazamientos absolutos (con medidores en la parte superior soportados de un marco de instrumentación externamente al muro).

Cámara Krypton 600. Otro tipo de instrumentación externa son los leds de medición que forman parte de la cámara Krypton 600, Figura 2.18. Los leds se colocaron en los paneles de cada muro con arreglo en forma de cuadrícula, en el capítulo 4 se muestra el arreglo que se colocó en los especímenes ME1 a ME4 con una cuadrícula que cubre el panel y parte del castillo. En los especímenes ME5 a ME7 el arreglo varió debido a la geometría de los muros y al tipo de ensaye. Como la prueba se dividió en ensaye elástico y ensaye a la falla, los leds se distribuyeron en varias zonas del panel para obtener la respuesta elástica, para la etapa a la falla permanecieron estáticos, en el muro ME5 el arreglo se colocó en la mitad Oeste del panel, en el espécimen ME6 se hicieron dos arreglos de leds, el primero en el extremo del muro y el segundo al centro del mismo. En el espécimen ME7, con tres paneles, se hicieron tres arreglos en el panel Oeste y en el panel central.



Figura 2.18. Dimensiones de los Leds utilizados

En el apéndice se muestran los arreglos de leds para el muro ME6 que se usaron para la etapa elástica, los leds de forma circular muestran el arreglo en el extremo y los de forma triangular el arreglo al centro del muro.

Adquisición de datos.

Para la obtención de los datos registrados por los dispositivos de medición se usaron dos dispositivos especiales. En el caso de los deformímetros en castillos y medidores exteriores de desplazamiento, rotación, etc., se usó el aparato de TDS de múltiples canales mediante el cual se logró registrar las curvas histeréticas en cada etapa de ensaye y los desplazamientos registrados en el resto de los dispositivos. Los datos obtenidos mediante los “leds” fueron los desplazamientos en el sistema cartesiano medidos en tiempo relativo, en la Figura 2.19 se muestran los componentes de la cámara Krypton 600. Mediante los registros de desplazamiento obtenidos del equipo TDS y la cámara Krypton 600 se pudieron obtener correlaciones con el resto de los datos.



Figura 2.19. Descripción de dispositivos de cámara Krypton 600

Ventajas y desventajas

Leds

- Ventajas: la colocación de leds en forma de cuadrícula sobre el panel de mampostería proporcionó un registro de los desplazamientos en el área del muro y del momento del registro.
- Desventajas: la lectura de los leds fue afectada por la luz del sol ó por movimientos leves en la cercanía de los muros.

Instrumentación

- Ventajas: la instrumentación interna y externa permitió tener datos para medir los desplazamientos laterales, verticales, pandeos en el plano y las deformaciones en los extremos de los castillos.
- Desventajas: aunque se instrumentaron varias partes de los muros también se perdieron parte de los registros debido a la nula medición ó al daño de los dispositivos en los ensayos.

2.3.6. Dispositivo de carga

Como se mencionó antes, el ensayo de los especímenes se realizó en dos lugares diferentes, los muros ME1 a ME4 se construyeron y ensayaron en el laboratorio de estructuras del IINGEN, se hizo lo correspondiente con los muros ME5 a ME7 en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED. En la Figura 2.20 se muestran los elementos que componen el marco de carga en el IINGEN, que son similares a los del CENAPRED.

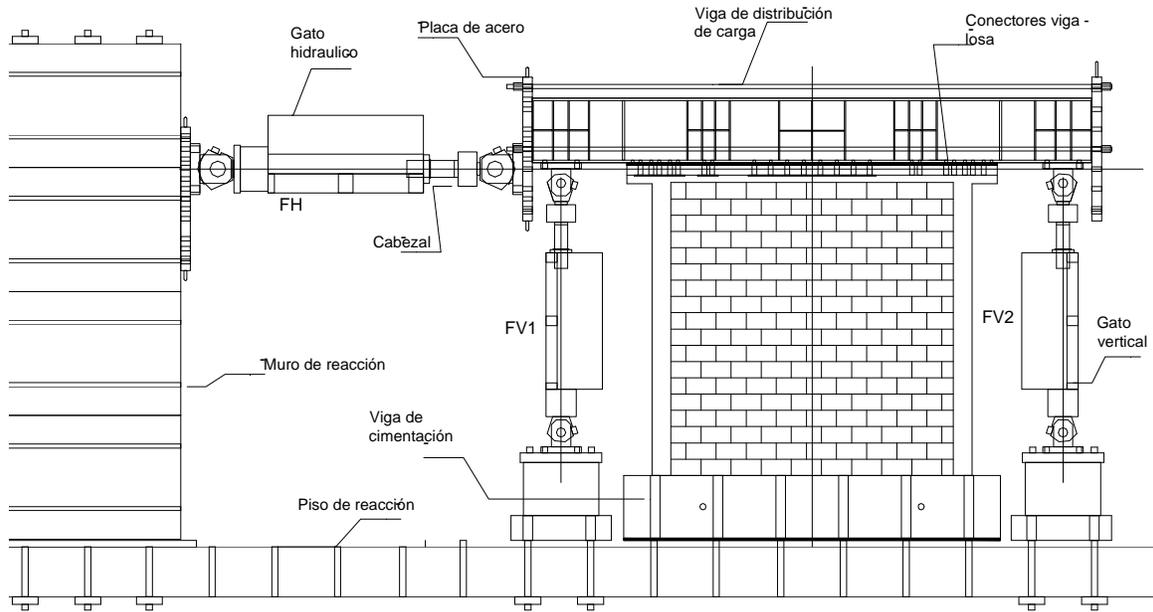


Figura 2.20. Marco de carga del espécimen ME4

Los componentes del dispositivo de prueba del IINGEN fueron: muro de reacción del laboratorio que consiste de un muro de concreto reforzado de unos 3 m de altura; el piso de reacción que contiene varios orificios circulares con los que se fijó la cimentación de los especímenes a ensayar; los gatos hidráulicos horizontales se usaron para aplicar la carga cíclica horizontal sobre la losa, se fijaron al muro de reacción mediante placas de acero especiales, los gatos hidráulicos verticales aplicaron carga vertical de compresión mediante la viga de distribución de carga, la viga de distribución fue de acero con forma de doble I, sirvió para recibir la carga de los gatos y distribuirla sobre la losa de los muros, se fijó mediante conectores de cortante; la viga de cimentación fue la viga que se fijó al piso de reacción del laboratorio, sobre ella se construyeron los muros de mampostería confinada.

3. Ejecución de pruebas y comportamiento

3.1. Introducción

En este capítulo se describe el programa de pruebas en sus dos etapas, la elástica y la última a la falla, aplicado a los modelos. Con los resultados experimentales se muestra el comportamiento de los muros mediante la descripción de la evolución del daño. Se evidencia el comportamiento histerético de las curvas carga – distorsión de todos los especímenes, así como los valores de carga lateral al agrietamiento (V_{agr}) y máxima (V_{max}).

3.2. Programa de pruebas

Se describe el comportamiento de muros de mampostería confinada exteriormente sometidos a carga cíclica lateral. Como se describió en el capítulo anterior la viga de cimentación se sujetó firmemente a la losa de laboratorio dando un efecto de empotramiento en la base. El gato horizontal se fijó al muro de reacción y a la altura de la losa superior. Se aplicó carga vertical mediante gatos hidráulicos sobre la viga de acero (viga azul) de repartición de carga.

Un ejemplo es el dispositivo de carga para el espécimen ME6 con seis metros de largo, donde 2 gatos horizontales, paralelos y colocados a ambos lados del espécimen transmitieron la carga a las vigas robustas de acero que estuvieron atornilladas a cada 20 cm en la losa. La carga vertical se transmitió por medio de dos gatos hidráulicos a través de la viga de distribución de carga.

3.2.1. Etapa elástica

MURO	CARGA AXIAL, kg/cm ²		
	2.5	5	10
ME1	3.4	6.8	13.7
ME2	5.0	10.0	19.9
ME3	6.2	12.4	24.8
ME4	7.7	15.4	30.8
ME5	12.7	25.4	50.9
ME6	18.5	37.0	74.0
ME7	27.4	54.8	109.6

Tabla 3.1. Carga axial aplicada en la etapa elástica

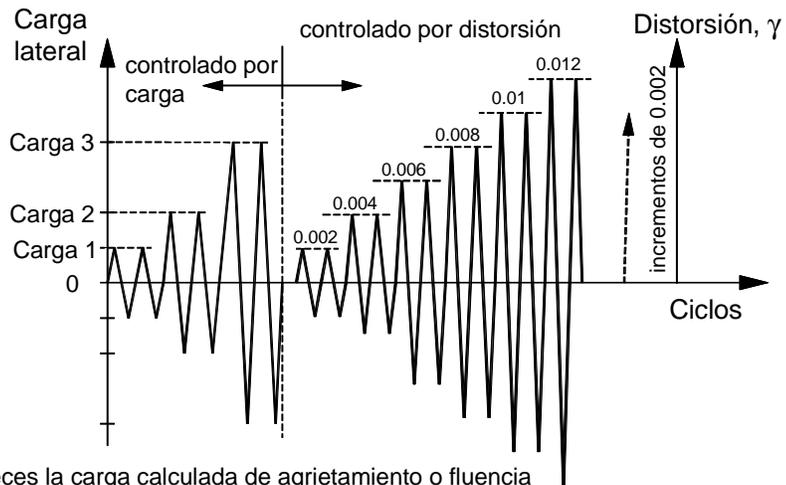
En la etapa elástica se buscó conocer el comportamiento de los muros antes de que sufran los primeros agrietamientos por cortante y por flexión. Se definió el agrietamiento diagonal en la aparición de la primera grieta significativa en el panel de mampostería. La etapa elástica consistió de etapas de carga axial (definidas por niveles de esfuerzo axial de 0, 2.5, 5 y 10 kg/cm²) en las que se aplicaron ciclos de carga lateral, la magnitud de la carga lateral se definió como un porcentaje de la resistencia de diseño V_{mR} para cada carga axial (de 0.25, 0.5 y 0.75 de V_{mR}) Tabla 3.2, en algunos ensayos se hicieron repeticiones de cada ciclo. En la aplicación de las cargas verticales se tomó en cuenta el peso de la viga de transmisión de cargas y de los gatos. En la Tabla 3.1 se resumen las cargas axiales aplicadas a los especímenes.

		Carga axial, kg/cm ²				Repetición
		0	2.5	5	10	
ME1	valores de VmR, t	1.1	2.1	3.1	5.1	si
ME2		1.6	3.1	4.5	7.3	si
ME3		---	---	---	---	si
ME4		4.6	6.9	9.2	13.8	no
ME5		10.2	14	17.8	25.4	no
ME6		18.5	24	29.5	40.6	no
ME7		16.5	24.7	32.9	49.4	si

Tabla 3.2. Cargas axiales y laterales para la etapa elástica y la etapa de falla

3.2.2. Etapa a la falla

En la segunda etapa del ensaye se buscó la aparición del primer agrietamiento diagonal aplicando cargas laterales (a 0.25, 0.5 y 0.75 veces la resistencia al agrietamiento de las NTC-04), después se controlaron con incrementos de distorsión (de 0.002) hasta la falla del espécimen. La carga horizontal fue lateral cíclica reversible, la carga axial se mantuvo constante para un esfuerzo de 5 kg/cm², en la Figura 3.1 se muestra la historia de carga para esta etapa. En la Tabla 3.3 se muestra la carga axial registrada durante los ensayos y para calcular la resistencia según las NTC-04.



Carga 1 = 0.25 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 2 = 0.5 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 3 = carga de agrietamiento o primera fluencia (experimental)

Figura 3.1. Historia de carga

MUROS	ME1	ME2	ME3	ME4	ME5	ME6	ME7
Carga axial kg	7620	12360	13750	15420	30302	40534	57250

Tabla 3.3. Carga axial registrada en la etapa a la falla

3.3. Evolución del daño

La evolución del daño en los muros se muestra mediante el progreso del agrietamiento en la etapa de falla.

Muro ME1

El muro ME1 que presentó la menor relación de aspecto se ensayó ante carga cíclica lateral reversible. Durante el ensaye se registró el primer agrietamiento en el ciclo +7 ($V_{agr} = 4.6$ t) y distorsión de 0.14%, fue de forma diagonal. El patrón de daño continuó con el desarrollo de grietas diagonales de sentido contrario que se interceptaron cerca del centro del panel, ambas con tangente de 3/1. Aumentó la distribución de grietas horizontales en la altura de los castillos confinantes. El agrietamiento vertical en las áreas de panel cercanas a los castillos se distribuyó por debajo de las grietas diagonales.

Hacia el ciclo +8, con carga un poco mayor a la de agrietamiento, se registra la carga máxima ($V_{max} = 4.7$ t) a partir de ese punto el muro sufrió un daño dúctil hasta su estado último. Las grietas diagonales llegaron a los extremos de los castillos por lo que aumentó la posibilidad de falla por cortante.

En el estado último aumentó el ancho de las grietas verticales cercanas a los castillos confinantes, se desprendieron las paredes de las piezas en la longitud de las grietas diagonales y verticales, las grietas diagonales en los castillos no lo dañaron de manera grave. En la Figura 3.2 se muestra el estado último del muro ME1. El muro no llegó a la falla, terminó comportándose como marco.



Figura 3.2. Estado final de falla del muro ME1

Muro ME2

El muro ME2 con relación de aspecto de 0.66 se ensayó bajo las mismas condiciones. El primer agrietamiento apareció en el paso +9 ($V_{agr} = 7.35$ t) con distorsión de 0.15%, fue una grieta diagonal con sentido contrario a la carga y con grietas horizontales en el extremo del castillo norte.

En las repeticiones siguientes las grietas diagonales, con tangente 2/1, crecieron de esquina a esquina y llegaron a interceptarse en el centro del panel, las grietas horizontales en los castillos crecieron en toda la altura. Las grietas diagonales llegaron a la zona superior de los castillos confinantes. En el ciclo +11 con la carga máxima ($V_{max} = 7.7$ t) y distorsión de 0.3% se formaron grietas verticales que unieron las diagonales en sus extremos y las grietas cruzaron a través de las piezas y las juntas.

El estado final del muro. La unión entre viga de cimentación y castillo no presentó daños, el cizallamiento y aplastamiento de piezas en las grietas diagonales indicaron la falla por cortante del muro, el mismo fenómeno en la grieta vertical cercana a los castillos indicó la falla local por cortante – compresión. No se presentaron daños en la unión dala – castillo ni en los bloques triangulares superior e inferior del panel. En la Figura 3.3 se muestra el estado de daño final del muro.



Figura 3.3. Estado final del muro ME2

Muro ME3

En el muro ME3 con relación de aspecto 0.83 el patrón de daño se definió por grietas diagonales con tangente 5/4, que cruzaron el panel. En el ciclo +4 con distorsión de 0.1% se presentó el primer agrietamiento diagonal en el panel que cruzó las juntas de mortero, en el castillo norte aparecieron grietas horizontales y en el extremo superior apareció una grieta diagonal. El daño continuó con la aparición y aumento de las grietas diagonales con sentido contrario, llegaron a los extremos superiores de los castillos. Se presentaron fallas locales con el aplastamiento de las piezas en las zonas agrietadas y la aparición de grietas verticales paralelas a los castillos que registraron mayor daño entre las diagonales.

El estado último alcanzó una distorsión máxima de 0.7%. Se presentó la falla local en la zona de las diagonales del panel, las grietas cruzaron la zona superior de los castillos, en la zona inferior del castillo sur aparecieron grietas inclinadas que evidenciaron la falta de refuerzo ó el exceso de carga en el lado sur. En la conexión dala - castillo no se presentaron daños, tampoco en la conexión con la viga de cimentación ni en las zonas superior e inferior del panel. En la Figura 3.4 se muestra el estado final de daño.



Figura 3.4. Estado final del muro ME3

Muro ME4

El muro ME4 con relación de aspecto de 1.7 registró un patrón de daño formado por grietas diagonales con tangentes de 45° en el sentido de la carga y de $4/3$ en el sentido contrario. La primera grieta diagonal se registró en el ciclo +7 ($V_{agr} = 7$ t) con distorsión de 0.045%. En el ciclo +12 se registró el cortante máximo ($V_{max} = 16$ t) con distorsión de 0.3%. Se apreció el aumento de daño en las grietas diagonales con desprendimiento de paredes a lo largo y en la intersección de las grietas principales, la grieta diagonal llegó a la zona superior de los castillos, en la zona inferior aumentó la distribución de grietas diagonales cortas y aparecieron grietas verticales cercanas a los castillos confinantes y entre las diagonales. La posición de la intersección de grietas diagonales bajo el eje medio se debió a la presencia de flexión en el plano junto a la tensión por corte.

La falla final se registró cerca del ciclo +16 con distorsión de 0.8%, el daño en el panel prevaleció por las grietas diagonales que llegaron a los extremos superiores de los castillos. El bloque triangular superior del panel quedó sin daño. En la Figura 3.5 se muestra el estado final del muro ME4.

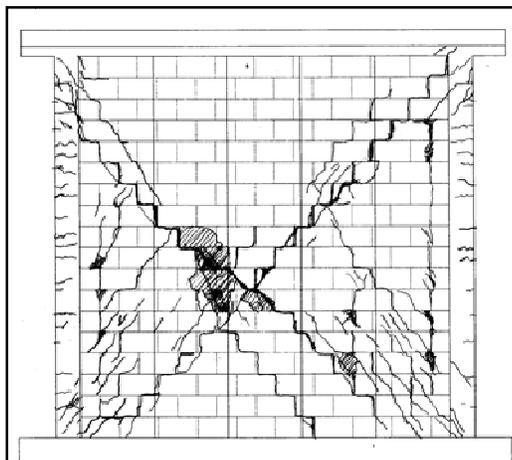


Figura 3.5. Estado final del muro ME4

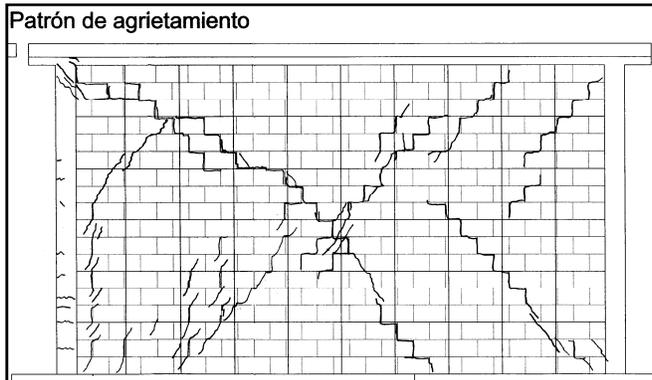
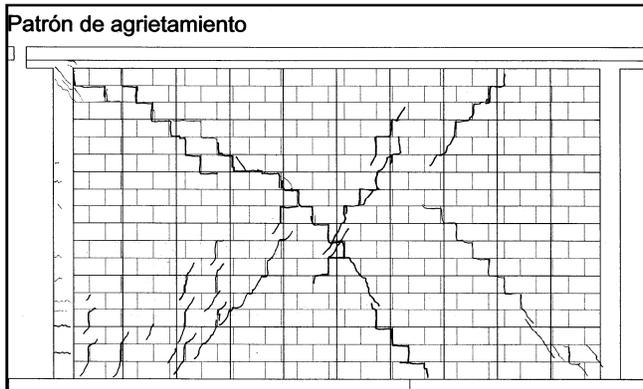
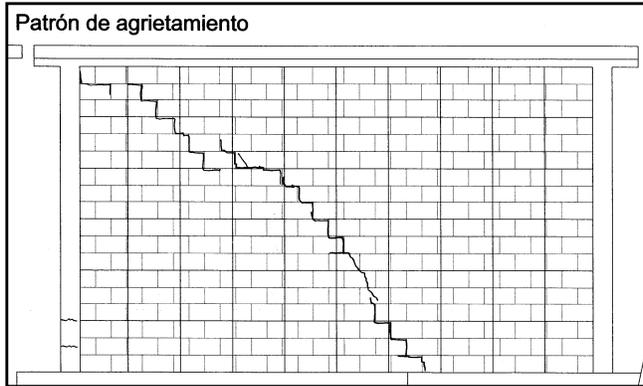


Figura 3.6. Progreso de daño en modelo ME5

de la falla frágil en el muro. En la conexión dala - castillo se presentaron grietas pequeñas en la zona Este, la conexión con la viga de cimentación no mostró daño. En la Figura 3.7 se muestra el estado final del muro ME5. Se encontró desprendimiento de las paredes y la falla de las piezas en la zona superior Este de la diagonal con tangente de 45° .

Muro ME5

El muro ME5 con relación de aspecto de 1.7 registró un patrón de daño dominado por grietas diagonales que se formaron en todo el panel y que fueron dañando el panel de mampostería a lo largo de las juntas y las piezas.

El primer agrietamiento sucedió en el ciclo +9 con distorsión de 0.1% y fue de forma diagonal con tangente de 45° que partió de la zona superior del castillo Este hacia el centro del panel y a la base del panel de mampostería, sin llegar al otro lado. Durante el ciclo -9 con distorsión de -0.1% apareció un grupo de grietas diagonales sobre la zona central del panel, de sentido contrario a la grieta principal, con tangente de $3/2$, aparecieron dos grietas horizontales en la zona inferior del castillo Este.

Al terminar el ciclo +11 con distorsión de 0.2% la primera grieta diagonal aumentó y llegó al castillo Este en su zona superior, apareció una grieta con tangente 45° en la zona Oeste – inferior del panel que llegó a media altura del muro, también aumentaron las grietas horizontales en la zona inferior del castillo Este. Hacia el ciclo -11 con distorsión de -0.2% aumentó la distribución de grietas diagonales en ambos sentidos en el panel de mampostería, en la zona Este apareció una grieta vertical paralela al castillo que se unió a la grieta diagonal.

La falla final se registró en el ciclo +13 con distorsión de 0.34%, se presentó una grieta horizontal por deslizamiento de las juntas en el centro del panel, las grietas diagonales que parten de los extremos Este y Oeste, con tangente 45° , se unieron mediante la grieta horizontal, la magnitud de las grietas en el panel y en los extremos de los castillos fueron prueba



Figura 3.7. Estado final del espécimen ME5

Muro ME6

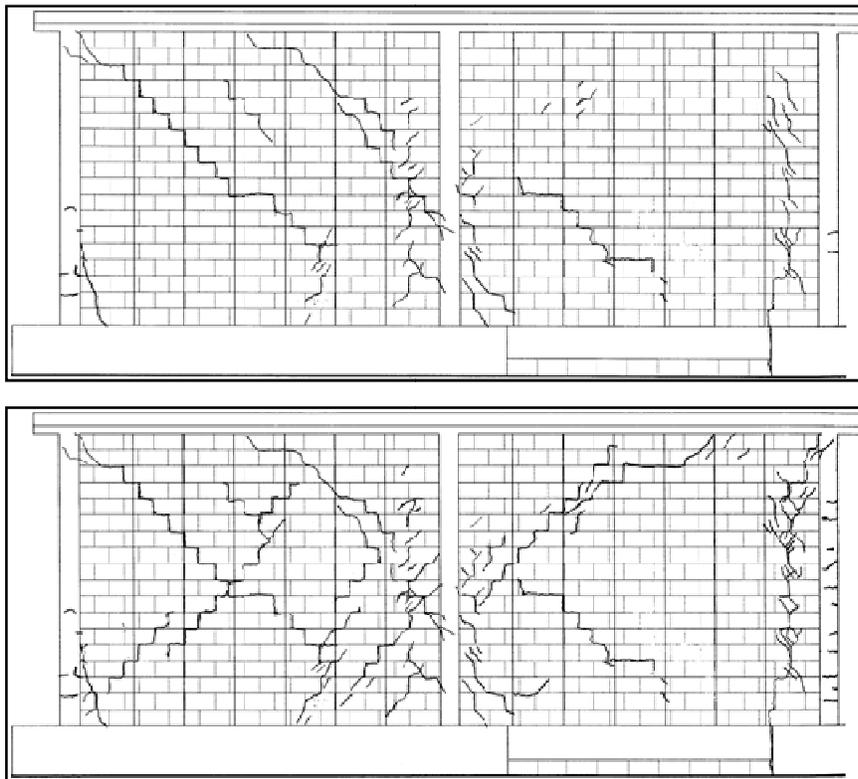


Figura 3.8. Progreso de daño en modelo ME6

El muro ME6 con relación de aspecto de 2.46 presentó un patrón de daño basado en grietas diagonales en los paneles de mampostería y grietas horizontales en la altura de los castillos externos. Las grietas diagonales dañaron mayormente el panel Este y junto al panel de mampostería con el castillos central.

Los primeros registros de daño aparecieron en el ciclo +9 con distorsión de 0.1% ($V_{agr} = 48.25 \text{ t}$) con ligeras grietas en la zona inferior de los paneles y algunas otras horizontales en la zona inferior de los castillos externos. En el ciclo -9

aparecieron grietas pequeñas junto al castillo central. En el ciclo -10 con distorsión pico de 0.1%, apareció una grieta vertical cerca del castillo Oeste que atravesó la trabe de cimentación que se construyó para construir el muro. Fue un efecto de la cimentación pero que no tuvo efecto en la resistencia final del muro.

En el ciclo +11 con distorsión de 0.2% aparecieron las primeras grietas diagonales. En el pico positivo se desarrollaron dos grietas diagonales con tangente 45° en el panel Este. En la zona media del castillo central apareció una serie de grietas diagonales junto del castillo central. En el panel de menor compresión surgió una grieta con tangente 2/3 y otra vertical paralela al castillo Oeste.

Hacia el ciclo +12 con 0.2% de distorsión aparecieron múltiples grietas diagonales en los paneles en el sentido de la carga ($V = 61.2 \text{ t}$). Las grietas horizontales se extendieron en el castillo Oeste y otras más empezaron a dañar el castillo central y los extremos de los castillos confinantes. El progreso del daño continuó con la aparición de pocas grietas en la interfaz panel - castillo central y en el resto del muro. En el pico del ciclo +13 ($V_{\max} = 70.32 \text{ t}$) el muro perdió su capacidad de resistir la fuerza cortante, se presentó una falla súbita y frágil.

En la Figura 3.9 se muestra el estado final del muro ME6, en esta etapa se formaron grietas por deslizamiento de las juntas en la zona inferior del panel Oeste, en la zona superior del panel Este y junto al castillo central, al centro del muro. Las grietas horizontales se unieron mediante las grietas diagonales de 45° del panel Este y de tangente ¾ en el panel Oeste, al centro del muro se formó una grieta diagonal. Las grietas penetraron los extremos de los castillos. Ocurrió el desprendimiento de paredes en las piezas y la falla de las celdas interiores. En el panel Este quedó el efecto de múltiples grietas. La conexión dala – columna no sufrió daño.

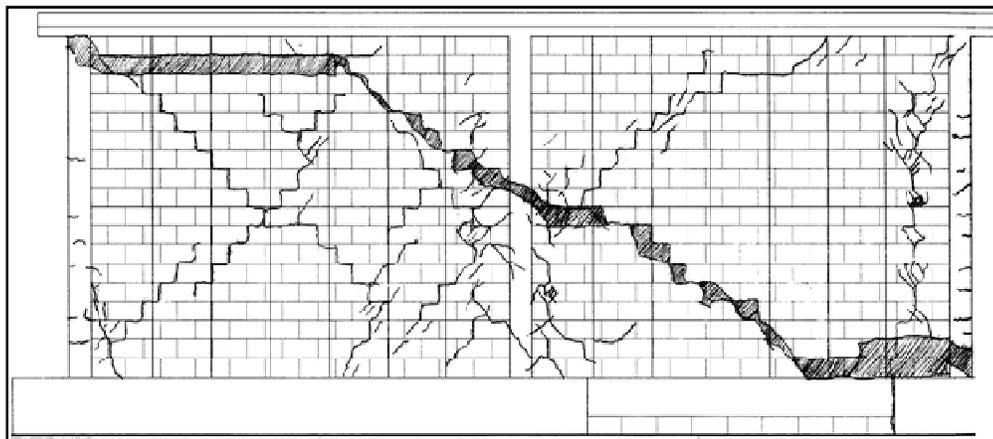
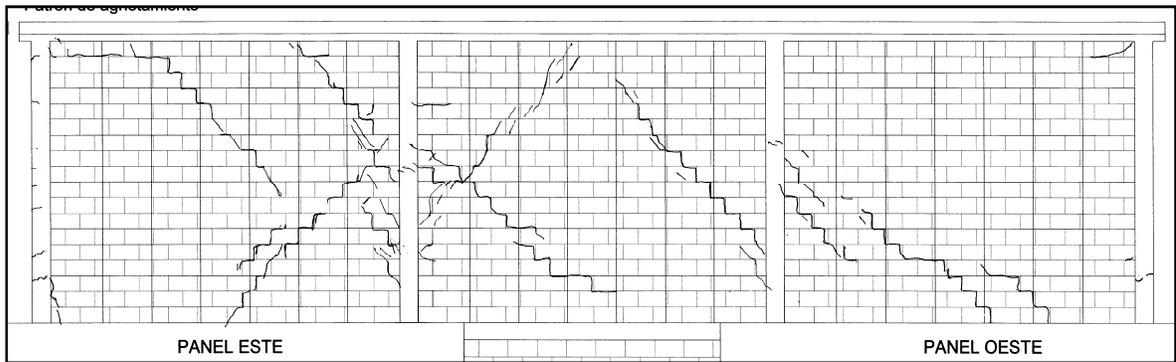


Figura 3.9. Estado final de daño del muro ME6

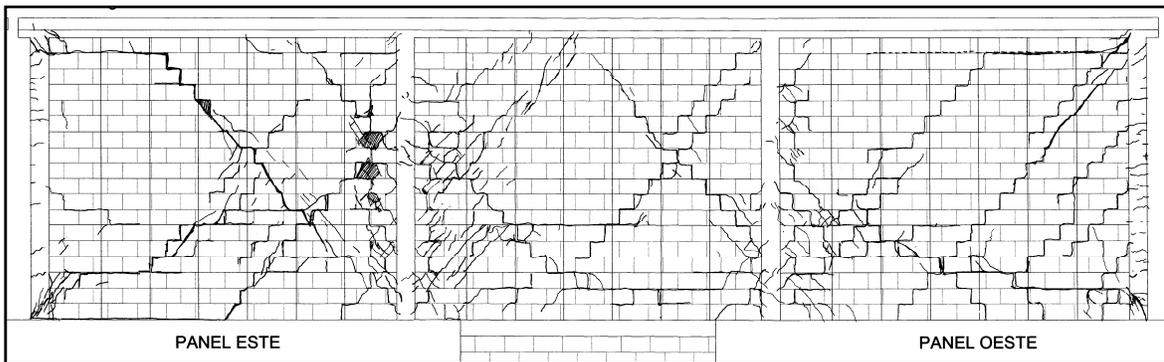
Muro ME7

El muro ME7 con relación de aspecto de 3.66 presentó un patrón de daño con grietas diagonales distribuidas en todos los paneles, en los paneles Este y Oeste se registraron grietas diagonales con tangentes de 45° mayormente. En el panel central el patrón de grietas se concentró cerca de los castillos. Junto con los ciclos de carga se enlistan las distorsiones alcanzadas en los ensayos.

En el ciclo +9 con distorsión de 0.1% aparecieron las primeras grietas diagonales, con tangentes de 45°, en los paneles. En el ramo negativo (-9) surgieron grietas diagonales en sentido contrario alrededor del castillo intermedio. En el ciclo +11 con distorsión de 0.2% aumentó la aparición de grietas diagonales en el panel central y Oeste. Aparecieron grietas horizontales en los castillos exteriores.



En el ciclo -11 aumentó la aparición de grietas diagonales en los extremos del panel central y Oeste, aparecieron grietas horizontales en las juntas de la zona superior de los paneles Este y Oeste. En el ciclo -13 con distorsión de 0.4% ($V_{max}=85.7$ t) aumentó la distribución de grietas diagonales junto al castillo intermedio – Este, las grietas horizontales del panel Este atravesaron el castillo en los extremos, en el castillo del extremo - Oeste las grietas penetraron el castillo en el extremo inferior.



En el ciclo -14 continuó el mismo patrón de daño con desprendimiento de paredes en las piezas, la aparición de las grietas en la dala superior y el aumento de grietas diagonales en los paneles Este y Oeste. En el ciclo +15 con distorsión de 0.6% se formaron grietas diagonales con tangente de 4/3 en el panel Oeste y un daño severo en la zona inferior del panel central.

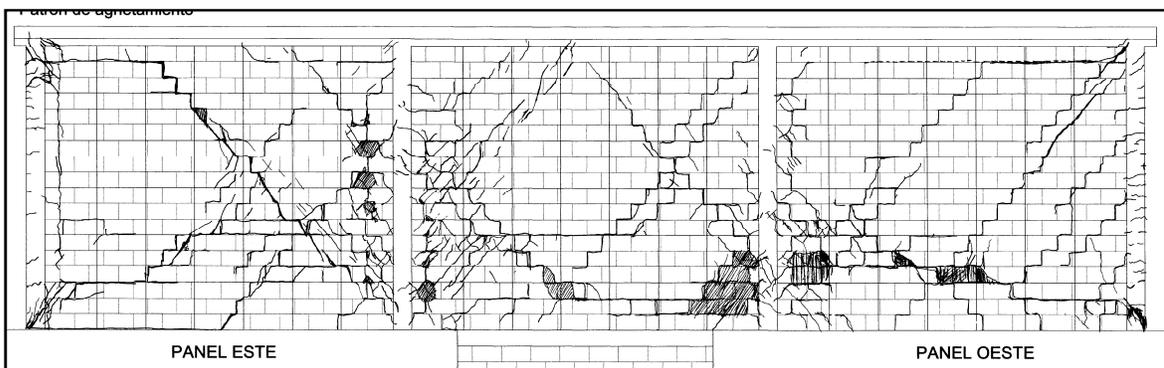


Figura 3.10. Progreso del daño para el muro ME7



Figura 3.11. Estado final del muro ME7

El estado último de falla se muestra en la Figura 3.11, se alcanzó después del ciclo -16, el patrón final de daño se compuso por grietas diagonales con tangentes de 45° , distribuidas en los paneles, agrietamiento vertical paralelo a los castillos, grietas horizontales por deslizamiento de las juntas en el extremo superior del muro, las grietas penetraron en la zona inferior de los castillos Este y Oeste. El mecanismo de falla en la zona inferior de los paneles fue por deslizamiento horizontal y en menor proporción por tensión diagonal.

Resumen de daño en los muros de mampostería

El estado último se caracterizó por la falla por tensión diagonal en los paneles del muro, presentaron desprendimiento y aplastamiento en paredes de tabiques. En la mayoría de los muros aparecieron grietas verticales junto a los castillos confinantes. Aparecieron grietas horizontales en toda la altura de los castillos debido a que el agrietamiento de los tableros de mampostería provocó que los muros se expandieran en su plano deformando al castillo en curvatura simple. La articulación de los castillos en sus extremos, a causa de la penetración de las grietas diagonales, impidió la recuperación de la vertical y aceleró el deterioro de los muros.

En los muros ME1 a ME4 se presentó la intersección entre las grietas diagonales que forman un patrón en forma de X. El daño por tensión diagonal resultó mayor en las zonas confinadas entre los castillos y las grietas diagonales, en el bloque triangular superior e inferior el daño fue mínimo. En los muros ME5 y ME6 la falla se presentó por la unión de grietas de tensión diagonal y horizontales, se desarrolló un mecanismo cinemático en que el bloque situado arriba de la grieta principal se deslizó con respecto al bloque inferior, causando el aplastamiento de los tabiques y la falla en los extremos de los castillos.

En el muro ME7 se presentaron grietas por tensión diagonal en las juntas de los paneles, el patrón de grietas alrededor de los castillos interiores indicó una redistribución de esfuerzos por el efecto de mecanismo resistente de los castillos en los paneles. Las grietas horizontales en los extremos del muro

indicaron falla local por deslizamiento de las juntas. El mecanismo de falla fue por deslizamiento de las juntas influenciado por el patrón de agrietamiento diagonal en los paneles.

		Fuerza cortante medida			
		Ciclos positivos		Ciclos negativos	
MURO	L/H	Vagr	Δ_{agr}	Vagr	Δ_{agr}
		t		t	
ME1	0.46	4.6	0.00147	5.1	0.00147
ME2	0.66	7.25	0.00155	7.41	0.00140
ME3	0.83	9.01	0.00176	10.91	0.00158
ME4	1.02	10.24	0.00077	7.05	0.00045
ME5	1.7	25.65	0.00081	25.7	0.00069
ME6	2.46	48.25	0.00104	53.05	0.00113
ME7	3.66	64	0.00087	56.15	0.00060

Tabla 3.4. Resistencias y distorsiones medidas al agrietamiento

		Fuerza cortante medida			
		Ciclos positivos		Ciclos negativos	
MURO	L/H	Vmax	Δ_{max}	Vmax	Δ_{max}
		t		t	
ME1	0.46	4.7	0.00383	5.1	0.00141
ME2	0.66	7.7	0.002987	7.6	0.00275
ME3	0.83	10.1	0.002539	11	0.00232
ME4	1.02	16	0.003812	14.4	0.00341
ME5	1.7	32.7	0.003543	29.05	0.00204
ME6	2.46	70.32	0.003281	61.22	0.00197
ME7	3.66	85.15	0.001992	85.7	0.00203

Tabla 3.5. Resistencias y distorsiones medidas a la carga máxima

En la Tabla 3.4 y la Tabla 3.5 se resumen las resistencias laterales al agrietamiento (V_{agr}) y máximas (V_{max}) medidas en ambos ciclos histeréticos, además de las distorsiones al agrietamiento (Δ_{agr}) y máximas (Δ_{max}).

3.4. Comportamiento histerético

El registro de las curvas carga lateral – distorsión muestra el comportamiento del muro ante fuerza cortante. En las Figura 3.13 y Figura 3.14 se muestran las curvas de histéresis de todos los muros, se señalan las capacidades por corte de cada muro obtenidas según las NTC-04 con la ecuación:

$$V_{mR} = F_r(0.5v_m^*A_t + 0.3P) \leq 1.5F_rv_m^*A_t$$

Para calcular la capacidad teórica a corte se consideraron las dimensiones reales de los muros y la carga axial registrada durante el ensaye a la falla. Se usó la resistencia a compresión diagonal de ensayes en muretes, y un factor de reducción igual a 1.0. En la Tabla 3.6 se muestran las fuerzas cortantes de diseño (V_{mR}) y el cociente de las resistencias al agrietamiento (V_{agr}) y máximas (V_{max}) para los ciclos positivos y negativos.

MURO	V_{mR} t	Ciclos positivos		Ciclos negativos	
		V_{agr}/V_{mR}	V_{max}/V_{mR}	V_{agr}/V_{mR}	V_{max}/V_{mR}
ME1	4.4	1.04	1.07	1.16	1.16
ME2	7.0	1.03	1.09	1.05	1.08
ME3	8.5	1.06	1.19	1.28	1.29
ME4	9.7	1.05	1.65	0.73	1.48
ME5	20.9	1.22	1.56	1.23	1.39
ME6	31.5	1.53	2.23	1.68	1.94
ME7	38.9	1.64	2.19	1.44	2.20

Tabla 3.6. Cortante de diseño y cocientes de cortantes en cada semiciclo

En las gráficas de la Figura 3.13 se muestran los límites de fuerza cortante según las NTC-04, la línea roja representa la resistencia última a cortante. El cortante de agrietamiento se define en cada ciclo mediante los puntos indicados en las curvas.



Figura 3.12. Notación de resistencia última a cortante (V_{RDF}) y de resistencia al agrietamiento en curvas de histéresis.

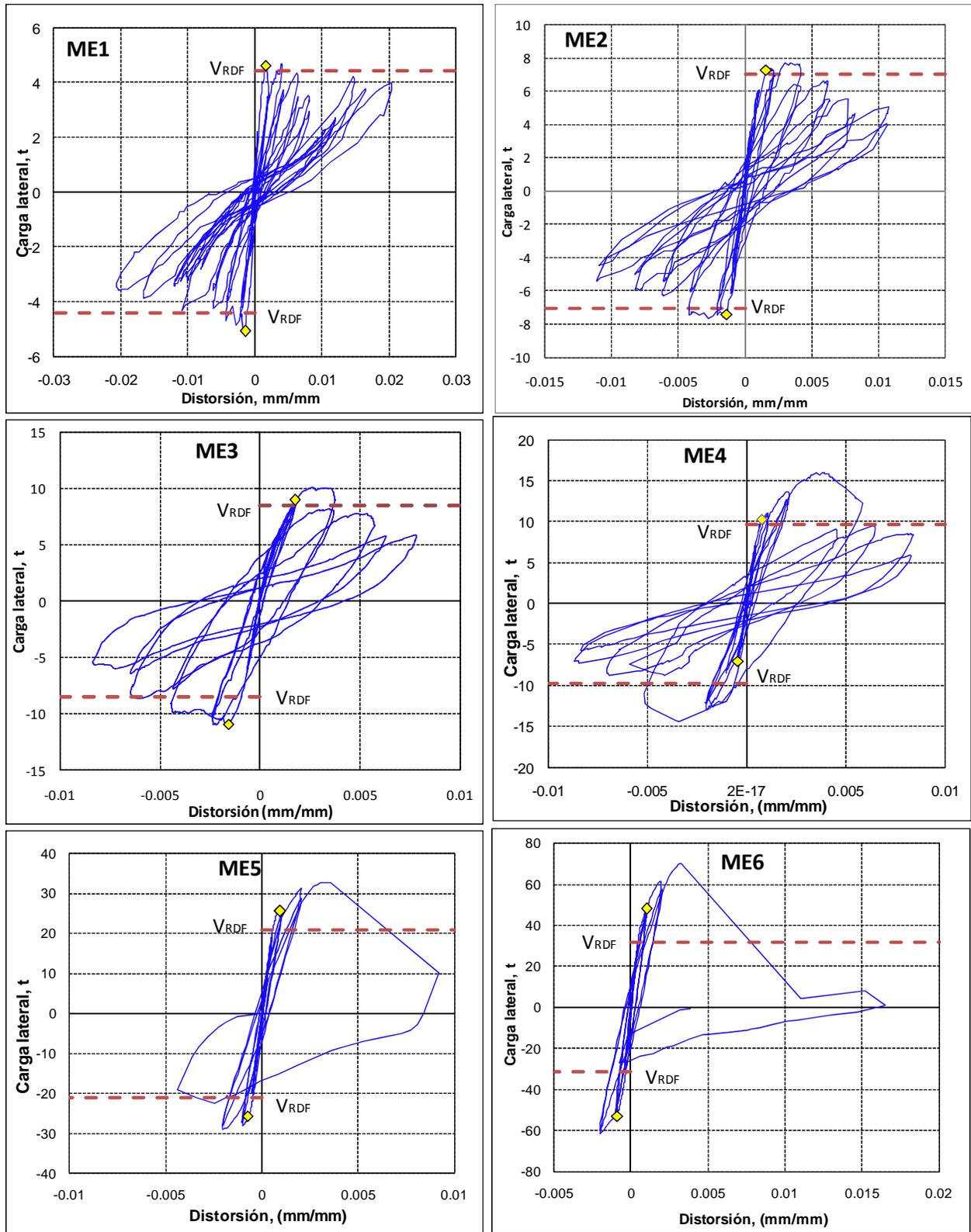


Figura 3.13. Curvas de histéresis de los muros ME1 a ME6

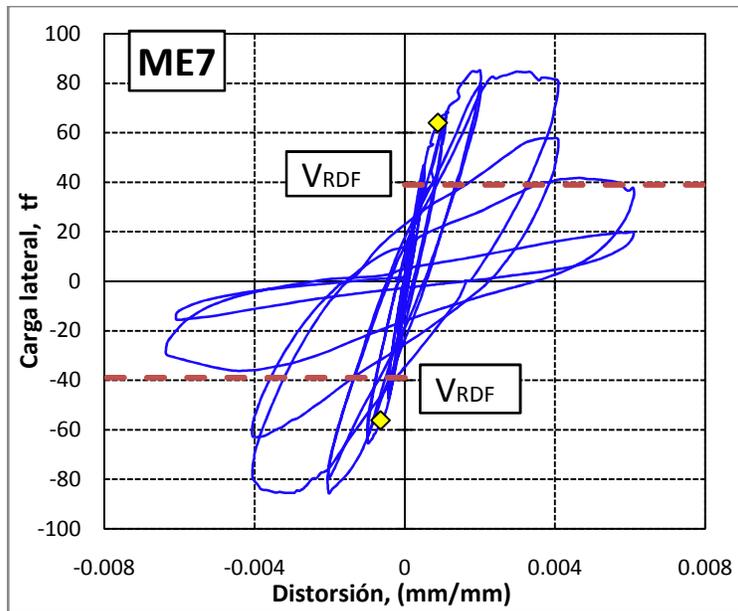


Figura 3.14. Curva de histéresis del muro ME7

En la Tabla 3.4 se encontró que conforme aumenta la relación L/H en los muros el cortante al agrietamiento superó la capacidad teórica predicha en las NTC-04, para los ciclos positivos y negativos la variación fue desde 7% a 120% para el cortante máximo, para el cortante de agrietamiento la variación fue desde 4% al 64%.

El comportamiento no lineal se definió con la formación de las primeras grietas diagonales en el panel de mampostería. Los lazos histéricos se mostraron simétricos aun para las máximas deformaciones con excepción de los muros ME5 y ME6 donde al alcanzar la máxima deformación los muros continuaron hacia la falla debido a la misma inercia del peso y la carga lateral.

En el resto de los muros, los lazos para ciclos posteriores al de agrietamiento resultaron estables y simétricos, se atribuye a que los castillos aportaron mecanismos resistentes (como la acción de dovela) que disminuyeron la degradación de resistencia una vez iniciado el agrietamiento de la mampostería.

4. Análisis de resultados

4.1. Introducción

En este capítulo se realiza el análisis de los resultados obtenidos de los ensayos. Se describen los modelos analíticos realizados con el método de columna ancha (MCA) y el método del elemento finito (MEF) para el análisis de la rigidez lateral respecto al cambio en la relación de aspecto. Se compara la rigidez experimental con la calculada, también se propone una fórmula analítica para el cálculo de la degradación de rigidez de ciclo. Se analiza el efecto de la relación de aspecto en la resistencia, en la energía disipada por los muros y en la deformación. Se muestra la comparación entre el desplazamiento lateral experimental y calculado así como la participación de las componentes del desplazamiento (de flexión y corte) en el desplazamiento de los modelos. Se hace una propuesta normativa para calcular la resistencia a cortante en muros con relación $L/H > 1$.

4.2. Modelación de especímenes

4.2.1. Modelos con columna ancha

El método de columna ancha se usó para evaluar el diseño de muros de mampostería respecto a los resultados experimentales. Consiste en reducir la estructura a un modelo con elementos “barra” interconectados mediante zonas rígidas. El método es de los más populares para el modelado de muros a cortante. Es recomendado por las NTC-04 para modelar muros y segmentos de muros sin aberturas o con un patrón regular de aberturas en elevación. Con este método se llegan a obtener resultados más cercanos a los reales, en comparación con los del elemento finito, si se consideran secciones transformadas y las propiedades mecánicas de los materiales obtenidas experimentalmente.

La rigidez elástica o inicial de muros de mampostería se obtiene mediante la teoría de la elasticidad. Si se quiere calcular la rigidez de los muros sometidos a un sistema de cargas laterales cíclicas se puede usar la expresión siguiente (método de columna ancha), que define la componente a flexión y la de corte,

$$Kl = \left(\frac{(4 - 3\beta)H^3}{12EI} + \frac{kH}{AG} \right)^{-1}$$

Donde Kl es la rigidez elástica lateral; H es la altura del muro; E es el módulo de elasticidad del material que forma la estructura; I es el momento de inercia con respecto al eje centroidal de la sección transversal a la dirección del desplazamiento; A es el área perpendicular al eje axial de la estructura; k es el factor de forma para corregir por cortante el área total del muro; G es el módulo de cortante; β es el factor que define el grado de empotramiento del muro, donde, $0 \leq \beta \leq 1$

En otros trabajos se estudia el grado de acoplamiento a flexión en el valor de rigidez lateral (Olalde, 2010), en este se consideran los muros en cantiléver ($\beta = 0$).

Mediante la ecuación se calcularon las rigideces de los muros ME1 a ME5, para los muros ME6 y ME7 se dividió la modelación en dos formas, la primera consistió en modelar la totalidad del muro con un elemento barra (1 columna), la segunda consistió en modelar cada panel del muro con un elemento

barra y unirlos mediante regiones rígidas (2 y 3 columnas). En los muros con dos elementos confinantes se calculó el módulo de inercia considerando una sección equivalente de mampostería obtenida mediante el concepto de sección transformada donde se buscó la sección equivalente de los castillos confinantes, el efecto de cortante se definió para el área transversal. Para el caso de mampostería confinada el factor de forma (Taveras, 2006) se calculó como sigue:

$$k = \frac{6}{5} + \frac{6\alpha(n-1)}{5}$$

Para los muros ME6 y ME7 en que se modeló cada panel se usa la ecuación:

$$A_c = \left(\frac{A}{k}\right)/N_s$$

Donde A_c es el área de cortante; N_s es el número de secciones en que se divide el muro; k es el factor de forma para corregir por cortante el área total del muro.

El módulo de inercia se calcula para el número de secciones en que se haya discretizado cada muro.

En este trabajo se hicieron dos tipos de modelos, uno con el módulo de cortante definido por las NTC-04 ($G_{te} = 0.4E_m$), otro con el módulo de cortante de los ensayos (G_{exp}). En la Tabla 4.1 se muestran las propiedades geométricas y mecánicas de los especímenes, E_c y E_m son los módulos de elasticidad del concreto y la mampostería, respectivamente. A y A_c son el área y el área de cortante del muro.

MURO	E_c kg/cm ²	E_m kg/cm ²	A cm ²	A_c cm ²	Inercia cm ⁴
ME1	116075	43347	1368	1264.2	2,970,782
ME2	103395	44557	1992	1795.1	7,296,551
ME3	100737	43716	2484	2216.3	13,206,070
ME4	110211	44066	3084	2748.1	24,904,274
ME5	113392	46443	5088	4429.4	97,937,279
ME6	123615	45305	7401	6688.9	290,948,591
ME7	124631	41927	10958	9801.0	920,715,962

Tabla 4.1. Propiedades geométricas y mecánicas de los especímenes

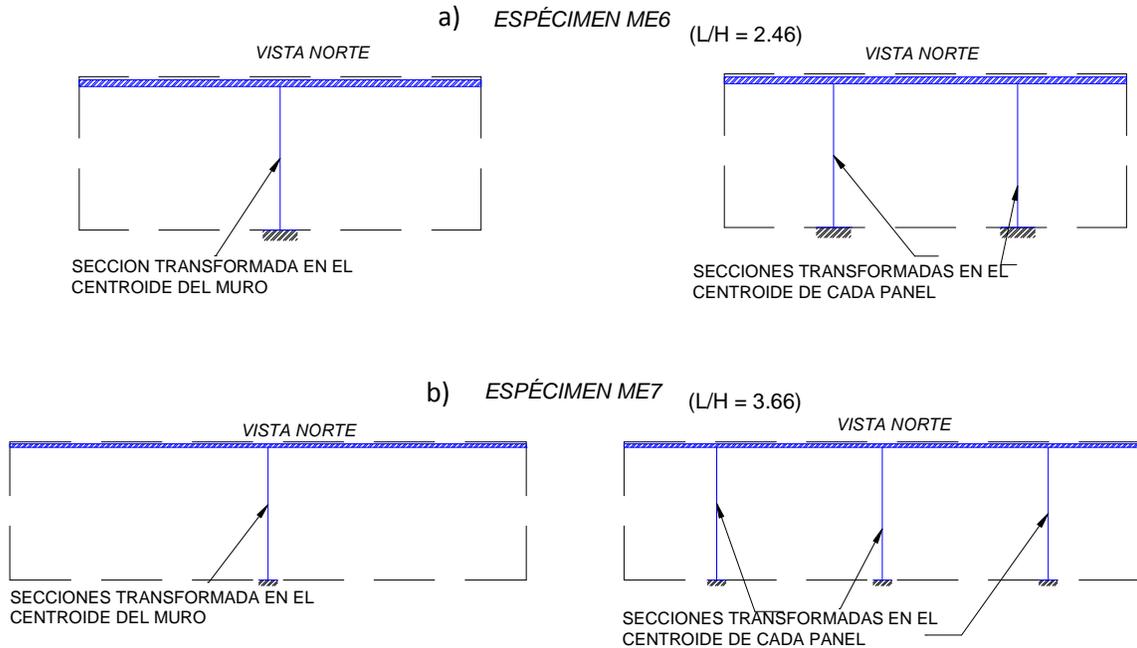


Figura 4.1. a) Modelo de columna ancha del muro ME6. b) modelo de columna ancha del muro ME7

4.2.2. Modelos con elementos finitos

La modelación mediante el MEF es uno de los métodos usados en muros de mampostería ya que representa una herramienta poderosa para analizar sistemas estructurales (Taveras, 2008). Se modelaron los siete muros de mampostería mediante el MEF. Se usó el módulo de elasticidad (E_m) de los ensayos en pilas. Se usaron las medidas reales y se hicieron dos tipos de modelos, uno con el módulo de cortante definido por las NTC-04 ($G_{teo} = 0.4E_m$), otro con el módulo de cortante de los ensayos (G_{exp}).

La aplicación de la carga horizontal se hizo para los valores máximos (pico de carga) obtenidos en cada registro. Se consideró la losa como un diafragma rígido.

De acuerdo con Olalde (Olalde, 2010) los modelos sin viga de distribución de carga y con las propiedades experimentales proporcionaron buenos resultados. El inconveniente de usar los valores experimentales del módulo de cortante está en que son menores a los permitidos por la teoría elástica.

Los muros ME5 a ME7 se modelaron sin incluir la viga de distribución y para los valores máximos de carga. Las fuerzas laterales se aplicaron de forma distribuida sobre la losa superior. No se consideraron los efectos de la carga gravitacional de los modelos. Para llegar a una buena convergencia de los muros se dividieron de la siguiente forma:

	ME5	ME6	ME7
<i>Elemento</i>	<i>Dimensiones, cm</i>		
<i>Panel de mampostería</i>			
<i>Castillos</i>	12 x 15	12 x 15	12 x 15
<i>altura</i>	245	245	245
<i>Dala superior</i>	12 x 5	12 x 5	12 x 5
<i>Área de losa</i>	45 x 465	45 x 655	45 x 980
<i>Espesor de losa</i>	10	10	10

Tabla 4.2. Dimensiones de los componentes de los muros ME5, ME6 y ME7

	ME5	ME6	ME7
<i>Propiedad</i>	<i>kg/cm²</i>		
Resistencia a compresión mampostería, f^*m, a	77.4	75.5	71.17
Resistencia a compresión concreto, $f^c...b$	232	257	304
Módulo de elasticidad de mampostería, E_m	46443	45305	42703
Módulo de cortante de mampostería, G_m	6060	8396	8276
Módulo de elasticidad de concreto, E_c	117237	137162	128175

Tabla 4.3. Propiedades mecánicas de materiales en los modelos de elementos finitos para ME5, ME6 y ME7

De acuerdo con las dimensiones reales en los muros se definió un mallado consistente y que respetara los límites de todos los componentes del muro. En general los elementos del muro se dividieron en secciones “casarón” de 5 x 5 cm de lado.

Elemento	ME5	ME6	ME7
	malla (horizontal x vertical)		
Panel de mampostería	79 x 47	57 x 47	60 x 47
Castillos	3 x 47	3 x 47	3x47
Dala superior	93 x 1	131 x 1	588 x 1
Losa	93 x 8	131 x 8	196 x 8

Tabla 4.4. Mallado en cada componente de muros, ME5, ME6 y ME7

Elemento	V_{mR}	Carga horizontal	Nivel de carga axial
	t	t	Kg/cm ²
ME1	5.1	$0.5V_{mR}$	10
ME2	7.3	$0.5V_{mR}$	10
ME3	8.9	$0.25V_{mR}$	2.5
ME4	13.8	$0.5V_{mR}$	10
ME5	17.8	$0.75V_{mR}$	5
ME6	40.6	$0.75V_{mR}$	10
ME7	49.4	$0.5V_{mR}$	10

Tabla 4.5. Carga horizontal (de etapa elástica) aplicada en los modelos de elementos finitos.

En la Tabla 4.5 se indica la carga horizontal distribuida sobre las losas de los muros y el nivel de carga axial correspondiente. En cada modelo las cargas se aplicaron de forma distribuida en la losa en dirección lateral y los apoyos se colocaron empotrados. En los modelos no se aplicaron cargas axiales. Como ejemplo, en la Figura 4.2 se muestra el modelo de elementos finitos del muro ME2.

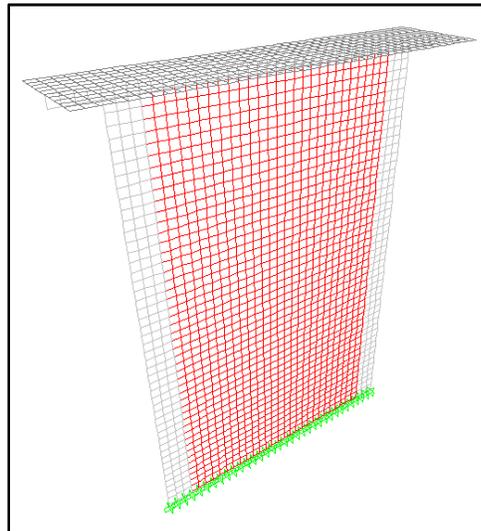


Figura 4.2. Modelo con elementos finitos de ME2

4.3. Efecto de la carga axial sobre la rigidez lateral

Con base en la variación de la carga axial durante la etapa elástica del ensaye se decidió estudiar su efecto sobre la rigidez lateral de cada espécimen. En las Tabla 4.6 a Tabla 4.9 se muestran los valores de la relación de aspecto (H/L), los esfuerzos axiales (σ_v) y las rigideces de ciclo (Kc) normalizadas con la rigidez elástica (Ko) de cada muro.

H/L	σ_v Kg/cm ²	Kc t/cm	Kc/Ko
2.13	0	18	0.9
2.13	0	17	0.9
2.13	0	17	0.8
2.13	0	17	0.8
2.13	2.5	20	1.0
2.13	2.5	22	1.1
2.13	2.5	17	0.8
2.13	2.5	18	0.9
2.13	10	19	0.9
2.13	10	20	1.0
2.13	10	17	0.9
2.13	10	16	0.8
Promedio			0.90
C. variación			10%

H/L	σ_v Kg/cm ²	Kc t/cm	Kc/Ko
1.485	0	62	1.4
1.485	0	44	1.0
1.485	0	51	1.1
1.485	0	50	1.1
1.485	2.5	38	0.9
1.485	2.5	40	0.9
1.485	2.5	32	0.7
1.485	2.5	34	0.8
1.485	5	41	0.9
1.485	5	45	1.0
1.485	5	36	0.8
1.485	5	36	0.8
1.485	10	40	0.9
1.485	10	41	0.9
1.485	10	33	0.8
1.485	10	35	0.8
Promedio			0.94
C. variación			19%

Tabla 4.6. a) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME1. b) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME2

ANÁLISIS DE RESULTADOS

H/L	σ_v	Kc	Kc/Ko	H/L	σ_v	Kc	Kc/Ko
	Kg/cm ²	t/cm			Kg/cm ²	t/cm	
1.18	2.5	27	0.4	0.961	0	100	1.0
1.18	2.5	28	0.4	0.961	0	95	0.9
1.18	2.5	24	0.4	0.961	0	81	0.8
1.18	2.5	21	0.3	0.961	0	80	0.8
1.18	5.0	28	0.4	0.961	2.5	94	0.9
1.18	5.0	29	0.4	0.961	2.5	95	0.9
1.18	5.0	25	0.4	0.961	2.5	83	0.8
1.18	5.0	24	0.4	0.961	2.5	82	0.8
1.18	10.0	32	0.5	0.961	5	94	0.9
1.18	10.0	32	0.5	0.961	5	95	0.9
1.18	10.0	26	0.4	0.961	5	77	0.7
1.18	10.0	26	0.4	0.961	5	78	0.7
Promedio			0.4	0.961	10	81	0.8
C. variación			12%	0.961	10	75	0.7
				0.961	10	75	0.7
				0.961	10	75	0.7
				0.961	10	75	0.7
				Promedio			0.8
				C. variación			10%

Tabla 4.7. a) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME3. b) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME4

H/L	σ_v	Kc	Kc/Ko	H/L	σ_v	Kc	Kc/Ko
	Kg/cm ²	t/cm			Kg/cm ²	t/cm	
0.58	0	213	0.9	0.40	0	447	1.1
0.58	0	186	0.8	0.40	0	360	0.9
0.58	2.5	212	0.9	0.40	2.5	410	1.0
0.58	2.5	196	0.8	0.40	2.5	364	0.9
0.58	5	196	0.8	0.40	5	507	1.3
0.58	5	186	0.8	0.40	5	384	0.9
0.58	10	195	0.8	0.40	10	355	0.9
0.58	10	181	0.7	0.40	10	327	0.8
Promedio			0.79	Promedio			0.97
C. variación			6%	C. variación			15%

Tabla 4.8. a) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME5. b) Rigidez normalizada por nivel de carga axial en ME6

H/L	σ_v (kg/cm ²)	Kc t/cm	Kc/Ko
0.27	0	859	1.47
0.27	0	953	1.63
0.27	0	721	1.23
0.27	0	757	1.29
0.27	2.5	690	1.18
0.27	2.5	959	1.64
0.27	2.5	609	1.04
0.27	2.5	610	1.04
0.27	5	757	1.29
0.27	5	835	1.43
0.27	5	536	0.92
0.27	5	501	0.86
0.27	10	692	1.18
0.27	10	700	1.20
0.27	10	583	1.00
0.27	10	576	0.98
Promedio			1.21
C. variación			20%

Tabla 4.9. Rigidez normalizada por nivel de carga axial de ME7.

En las tablas (Tabla 4.6 a Tabla 4.9) se presenta la variación de las rigideces normalizadas contra el promedio de rigidez de cada muro. En base a los resultados obtenidos se encontró que el aumento de carga axial provocó la disminución de la rigidez de los muros, sin embargo, la pendiente de disminución de la rigidez fue pequeña, de 2% en la Figura 4.3, por lo que el efecto de la carga axial se consideró despreciable en la modelación de los especímenes y tampoco se apreció su efecto en las curvas de histéresis. Significa también que el comportamiento elástico de los muros fue afectado principalmente por el incremento en la carga lateral.

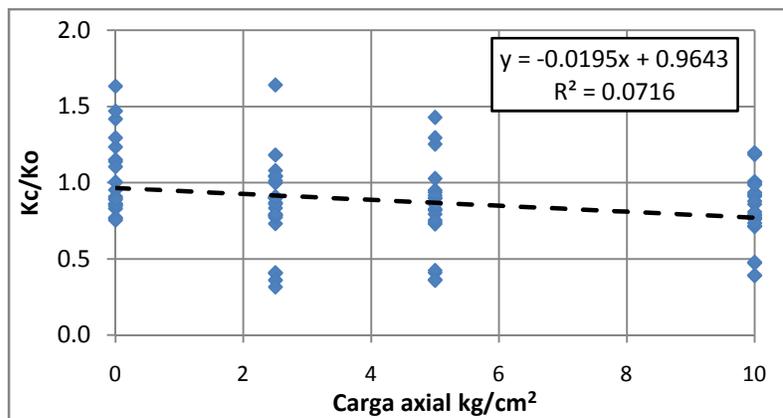


Figura 4.3. Rigidez normalizada y nivel de carga axial

4.4. Rigidez teórica

4.4.1. Rigidez por el método de columna ancha (MCA)

En el subcapítulo anterior se describieron las ecuaciones para calcular la rigidez mediante el método de columna ancha. En los modelos la carga se aplicó de forma puntual en la zona superior de los muros.

Espécimen	L/H	ME6 y ME7	K (Gteo= 0.4 Em)	K (Gexp)	Ko
			Kg/cm	Kg/cm	Kg/cm
ME1	0.47		20307	12710	17587
ME2	0.68		43983	22423	31302
ME3	0.84		67509	39155	35480
ME4	1.05		104989	42808	68140
ME5	1.73		246599	97993	176180
ME6	2.52	1 columna	404619	203924	309101
		2 columnas	293208	173728	---
ME7	3.73	1 columna	584635	299971	462947
		3 columnas	392063	243830	---

Tabla 4.10. Rigideces teóricas (MCA) variando el módulo de cortante

En la Tabla 4.10 se muestran los valores de rigideces calculados para el módulo de cortante de la mampostería de las NTC-04 (Gteo) y con el obtenido de ensayos (Gexp). En el caso de los muros ME6 y ME7 con más de dos castillos se muestran los valores de rigidez lateral para los modelos con diferentes números de barras.

4.4.2. Rigidez por el método de elementos finitos (MEF)

Ahora se presentan las rigideces calculadas para los modelos. La modelación se hizo mediante elementos cascarón (En SAP2000 llamados "Shell"), se usaron para modelar el panel de mampostería confinada y la losa superior.

Espécimen	L/H	K (Gteo= 0.4 Em)	K (Gexp)	Ko
		Kg/cm	Kg/cm	Kg/cm
ME1	0.47	27144	18365	17587
ME2	0.68	43403	22207	31302
ME3	0.84	67522	31586	35480
ME4	1.05	103520	42355	68140
ME5	1.73	274000	110931	176180
ME6	2.52	450109	234921	309101
ME7	3.73	705714	380000	462947

Tabla 4.11. Rigideces teóricas (MEF) variando el módulo de cortante

En la Tabla 4.11 se muestra los valores de rigidez lateral que se calcularon con el módulo de cortante definido de NTC-04 (Gteo) y el de los ensayos en muretes (Gexp). En la Tabla 4.10 y Tabla 4.11 se comparan las rigideces teóricas con la rigidez elástica (Ko) que se define en el siguiente subcapítulo. En la siguiente sección se muestran las gráficas de rigideces calculadas con columna ancha y con elemento finito.

4.5. Rigidez experimental

Un parámetro importante para conocer el comportamiento de las estructuras de mampostería es la rigidez, por definición esta depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura así como de las propiedades de los materiales que la componen. Como parte de la descripción del comportamiento se describen los tipos de rigideces que se calcularon a partir de los resultados experimentales de los muros.

La rigidez experimental de los muros se determinó mediante las envolventes de las curvas de histéresis. En este trabajo se calculó con diferentes criterios:

Rigidez del primer ciclo (K 1er ciclo): Se calcula la rigidez del primer ciclo histerético para conocer la tendencia en el patrón de rigideces de los muros.

Rigidez al agrietamiento (Kagr): es la rigidez calculada con el valor de fuerza lateral registrado en la aparición del primer agrietamiento diagonal en el muro.

Rigidez en el cambio de pendiente (K cmb pend): considera la fuerza cortante medida en el punto de la envolvente en que hay un cambio de pendiente significativo.

Rigidez al 40% (K 40%): considera el 40% del cortante máximo registrado en la envolvente, es igual para la rigidez al 75% (K 75%). En la Figura 4.4 se muestra la variación de las rigideces descritas respecto a la relación de aspecto.

Las rigideces que aparecen en las tablas se calcularon como el promedio de las rigideces secantes en las envolventes de los ciclos positivos y negativos.

MURO	K 1er ciclo	K agr	K cmb pend	K 40%	K 75%
	kg/cm	kg/cm	kg/cm	kg/cm	kg/cm
ME1	20943	13478	12479	17587	17404
ME2	35072	20348	20348	31302	25315
ME3	31212	24540	31155	35480	30409
ME4	86167	59113	53246	68140	45404
ME5	189583	140639	141777	176180	148894
ME6	360659	190492	274953	309101	224923
ME7	751145	341115	392208	462947	294589

Tabla 4.12. Rigideces experimentales por muro

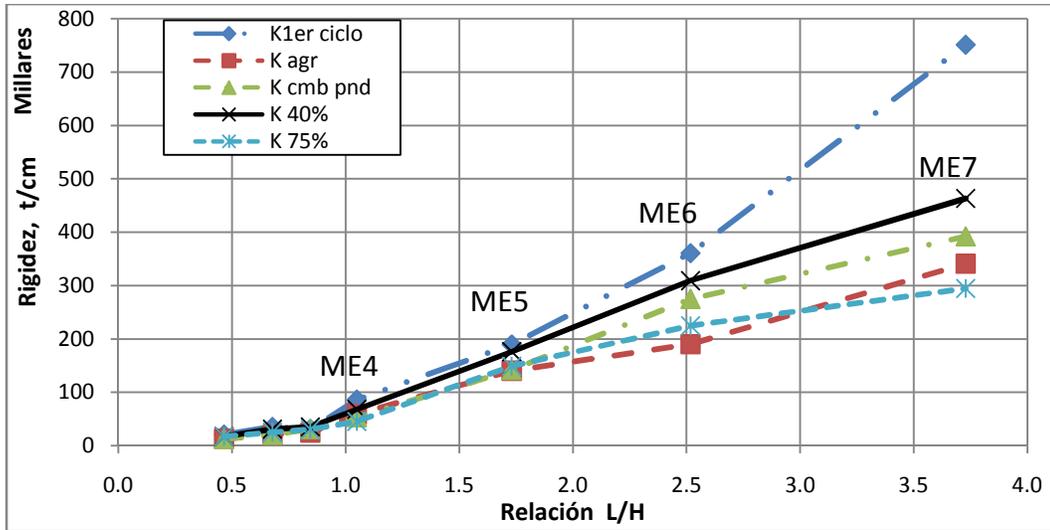


Figura 4.4. Rigidez experimental

En este trabajo se considera la rigidez al 40% (K 40%) como la rigidez elástica inicial (K_0) de los especímenes. Como parte de la evaluación de los modelos teóricos se representan las siguientes gráficas.

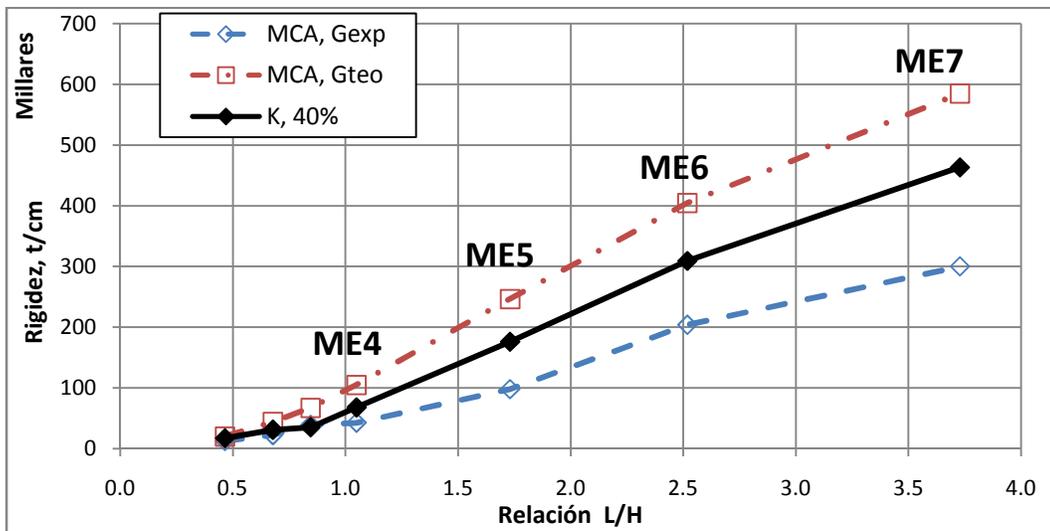


Figura 4.5. Comparación de rigidez experimental y rigidez con el MCA

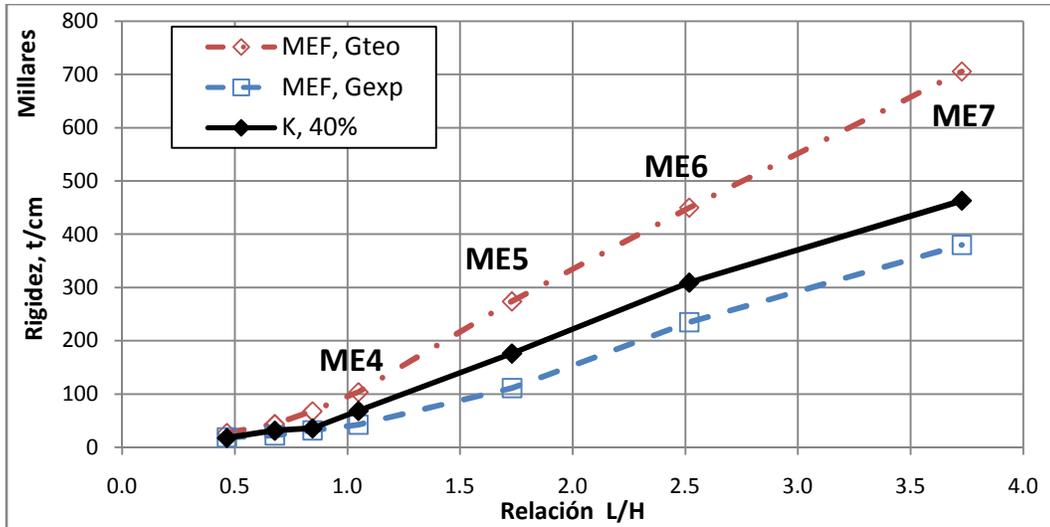


Figura 4.6. Comparación de rigidez experimental y rigidez con MEF

En las Figura 4.5 y Figura 4.6 se muestra la comparación de la rigidez experimental con las rigideces laterales calculadas mediante el MCA y MEF, para los muros ME6 y ME7 se tomó el valor del modelo de 1 barra ya que es el más representativo.

En la Figura 4.7 y Figura 4.8 se muestran las rigideces laterales calculadas mediante el MCA con los modelos de una (ME5), dos (ME6) y tres columnas (ME7).

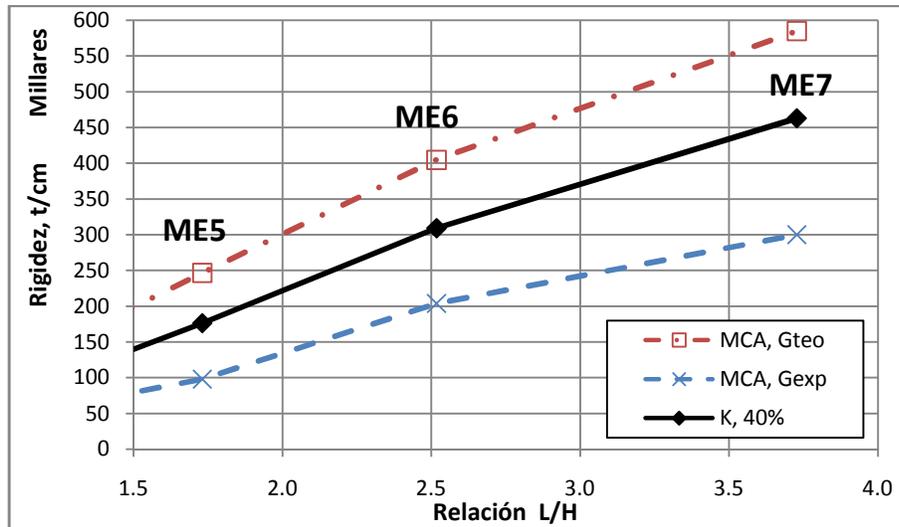


Figura 4.7. Comparación de rigidez real y rigidez con MCA para modelo de 1 barra

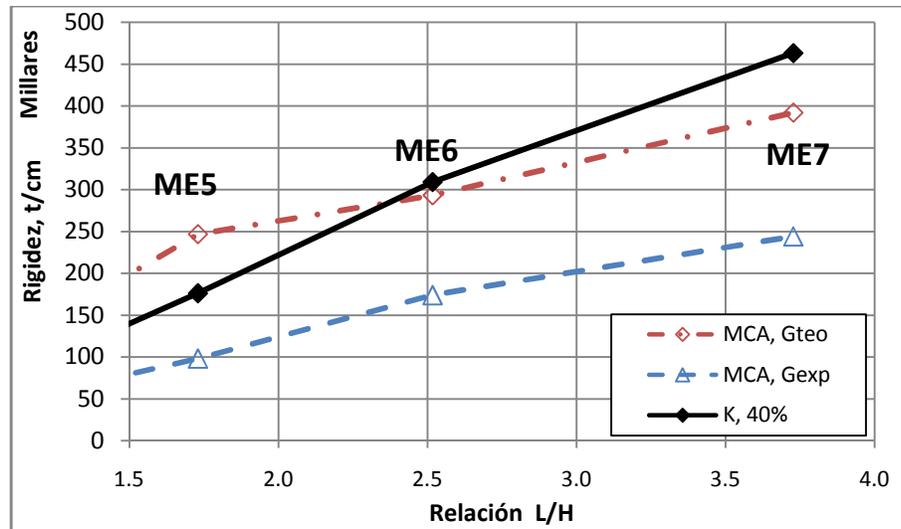


Figura 4.8. Comparación de rigidez real y rigidez del MCA para modelo de 2 y 3 barras

Calculo de rigidez con el MCA. En ambos modelos, los de Gteo y Gexp, las rigideces calculadas presentaron grandes diferencias con la rigidez elástica (K_0). Los modelos de muros cortos ($L/H < 1$) en que se usó Gteo presentaron errores menores a 30% y con Gexp menores a 25%. En muros con $L/H \geq 1$ y Gteo se obtuvieron errores menores a 40% y se presentó la misma tendencia en el incremento de la rigidez respecto a la rigidez elástica.

Para el muro ME6 con dos barras y Gteo se obtuvo un error de 5% respecto a la rigidez calculada según las NTC-04. Para muros con tres barras y Gteo se presentó un error de 20%, ninguno de los valores calculados es aceptable para muros con $L/H > 1$. Autores como Taveras (2009) recomiendan dividir el muro en dos si la relación $L/H > 2$ ó mayor a 3.

En los modelos de muros con $L/H > 2$ y módulo de cortante Gteo se obtuvieron errores menores al 20% respecto a los experimentales, no así en los muros con Gexp, en los que el error fue de 50%.

Calculo de rigidez con el MEF. En los modelos de muros cortos ($L/H < 1$) la rigidez calculada con Gexp presentó errores menores al 15% con la rigidez elástica (K_0), se considera que el MEF fue el adecuado para muros con $L/H < 1$. Los modelos de muros con Gteo presentaron errores de hasta 50% por lo que ninguno de los valores calculados es aceptable. En los modelos con $L/H \geq 1$ la rigidez calculada con Gexp presentó errores menores al 30% respecto a la rigidez elástica. Se encontró la misma tendencia en el incremento de la rigidez calculada respecto a la rigidez elástica.

4.5.1. Rigidez relativa

En el análisis del comportamiento de los muros se calcula la cantidad de cortante que toma cada uno, por ello se hace el análisis de la rigidez relativa en muros de mampostería. Se hacen las siguientes consideraciones, se colocan dos muros en un entrepiso y se les aplica una fuerza cortante, la comparación es respecto del muro ME4 (muro con relación de aspecto cercana a 1). Los valores de rigidez lateral considerados son los valores de los modelos matemáticos más aproximados a los experimentales. En cada comparación se usaron los valores del módulo de cortante teórico (G_{teo}) y los de ensayos (G_{exp}). Como ejemplo se muestra en la Figura 4.9 la comparación de los muros ME2 y ME6 con el muro ME4.

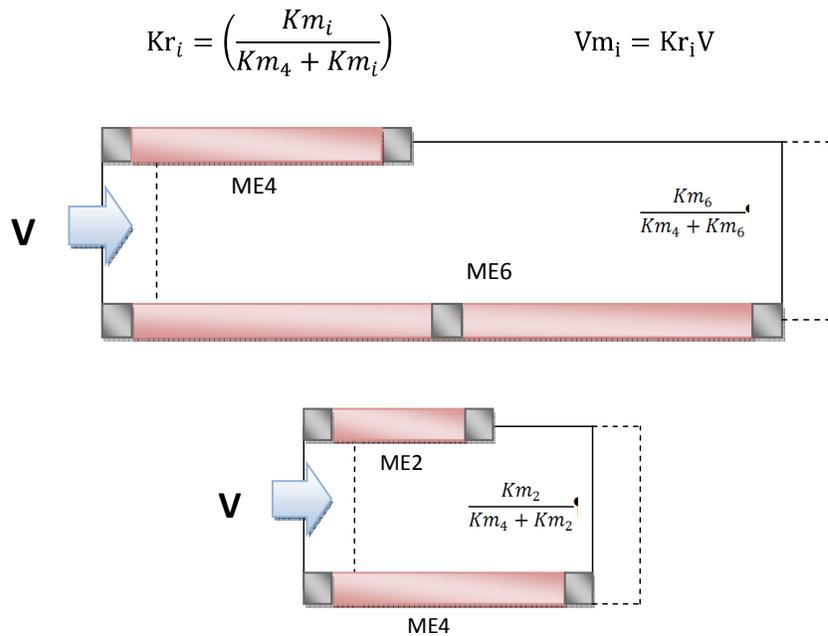


Figura 4.9. Modelos de comparación de las rigideces en arreglo paralelo: ME2 vs ME4, ME6 vs ME4

Donde K_r es la rigidez relativa; K_{m_i} es la rigidez lateral que del i -ésimo muro; V_{m_i} es la fracción de cortante que toma un muro. En la Tabla 4.13 se definen las rigideces relativas experimentales al muro ME4 y sus resultados se comparan con los resultados teóricos, Tabla 4.14, Tabla 4.15 y Tabla 4.16.

EXPERIMENTAL	
K_m/K_{m_4}	Rigidez relativa
ME1	21%
ME2	31%
ME3	34%
ME5	72%
ME6	82%
ME7	87%

Tabla 4.13. Comparación de rigidez relativa experimental

En la Tabla 4.14 se hace la comparación de las rigideces relativas calculadas con el MCA y las rigideces experimentales (Exp).

COLUMNA ANCHA			
Km/Km ₄	Rigidez relativa		
	Gteo =0.4Em	Gexp	Exp
ME1	16%	23%	21%
ME2	30%	34%	31%
ME3	39%	48%	34%
ME5	70%	70%	72%
ME6	79%	83%	82%
ME7	85%	88%	87%

Tabla 4.14. Comparación de rigidez relativa con MCA

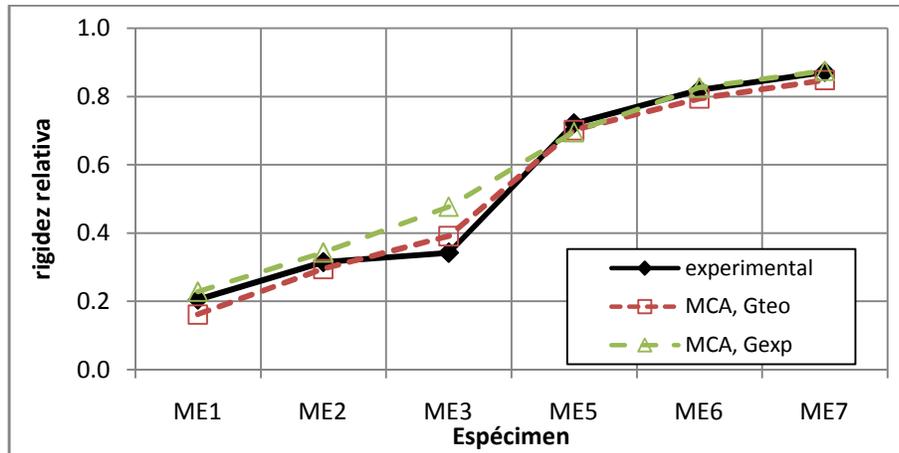


Figura 4.10. Rigidez relativa respecto a ME4 con el modelo de columna ancha

En la Figura 4.10 se aprecia que hay una aproximación de 3% entre las rigideces relativas calculadas y experimentales de muros con $L/H > 1$. En los muros con relación $L/H < 1$ se presentaron errores menores al 20% entre las rigideces calculadas y la experimental. Ahora se hace la comparación respecto a las rigideces relativas obtenidas mediante el método de los elementos finitos, Tabla 4.15.

ELEMENTO FINITO			
Km/Km ₄	Rigidez relativa		
	Gteo =0.4Em	Gexp	Exp
ME1	21%	30%	21%
ME2	30%	34%	31%
ME3	39%	43%	34%
ME5	73%	72%	72%
ME6	81%	85%	82%
ME7	87%	90%	87%

Tabla 4.15. Comparación de rigidez relativa con MEF

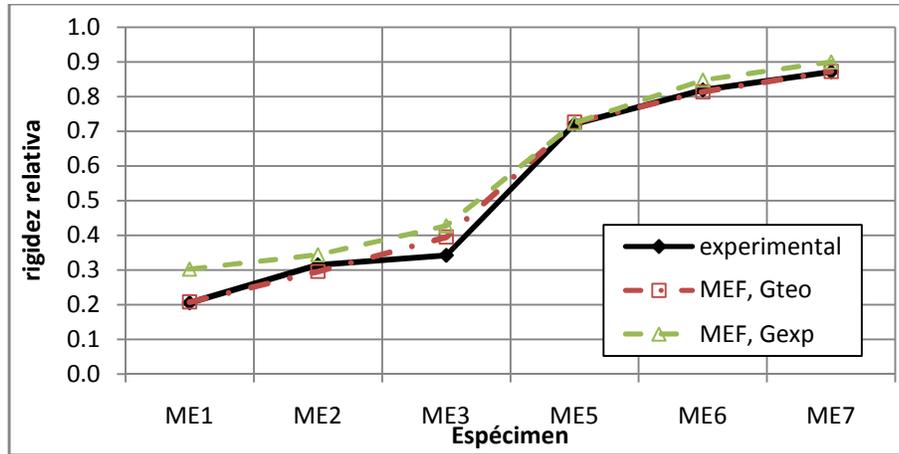


Figura 4.11. Rigidez relativa respecto a ME4, con el MEF

En los modelos de elementos finitos la rigidez relativa calculada con Gteo presentó errores menores a 4% respecto a la distribución experimental para todos los muros, Figura 4.11.

También se consideran otras dos formas de analizar la rigidez relativa. Una es la forma geométrica y se calcula tomando la rigidez lateral proporcional al área transversal, la otra es con las NTC-04 y el factor correctivo que proponen. El factor de las NTC-04 es del método simplificado y se define como:

$$Si \frac{H}{L} \leq 1.33, \quad F_{AE} = 1$$

$$Si \frac{H}{L} > 1.33, \quad F_{AE} = (1.33 \frac{L}{H})^2$$

$$A_e = A_t \times F_{AE}$$

Donde el factor F_{AE} se utiliza para modificar el área transversal del muro (A_t) de acuerdo con su relación de aspecto (H/L); A_e es el área efectiva, en la Tabla 4.16 se muestra la rigidez relativa según el método simplificado. Los muros ME1 y ME2 son afectados por el factor F_{AE} ya que la relación de aspecto de ME2 es mayor a 1.33.

RELACIONES GEOMETRICAS			
Km/Km ₄	Rigidez relativa		
	NTC-04	Geométrico	Exp
ME1	15%	31%	21%
ME2	33%	39%	31%
ME3	50%	45%	34%
ME5	72%	62%	72%
ME6	84%	71%	82%
ME7	89%	78%	87%

Tabla 4.16. Comparación geométrica y del método simplificado (NTC-04)

En la Figura 4.12 se muestra la comparación de las relaciones geométricas con la rigidez relativa y experimental.

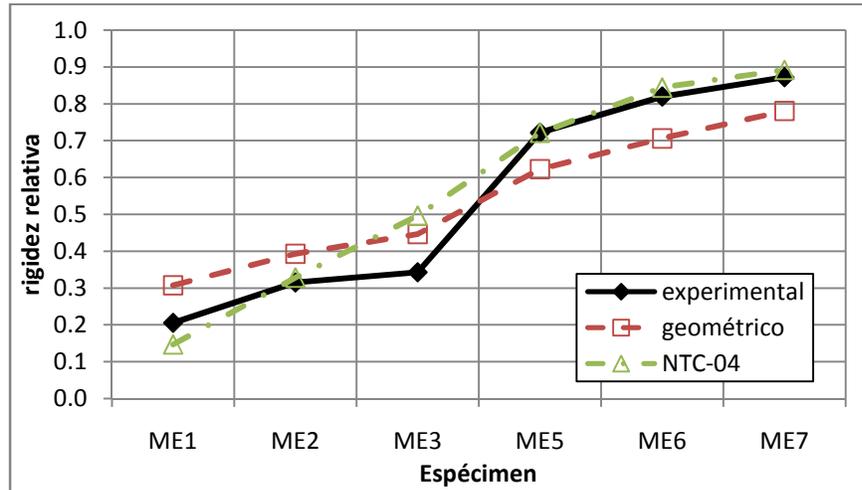


Figura 4.12. Comparación de rigidez relativa con muro ME4

De acuerdo con la Figura 4.12 el muro ME1 con la menor relación de aspecto toma el 20% de la fuerza cortante en planta, mientras que el muro ME7 toma un 87% del cortante respecto al muro ME4. El patrón de resultados indica que entre mayor sea la relación de aspecto del muro, mayor será la proporción de fuerza cortante en planta que tome.

La baja rigidez relativa en el muro ME2 y ME3, respecto a la rigidez geométrica, se debe a la disminución en el valor del módulo de elasticidad del concreto de los castillos confinantes, ese comportamiento es definido en los modelos del muro ME3 realizados con el MEF y con el método de columna ancha si se considera el módulo de cortante teórico (G_{teo}). Para los muros ME5 a ME7 se encontró un error menor al 15% entre la rigidez experimental y geométrica.

El análisis de las rigideces relativas con el método simplificado de las NTC-04 arroja errores menores al 20% en los muros con relación $L/H < 1$. En los muros con $L/H > 1$ las rigideces calculadas son iguales a las experimentales. El hecho de modificar el área del muro por el factor F_{AE} sólo influyó en los muros ME1 y ME2, el método simplificado aumenta el efecto por flexión y mitiga el de cortante en las rigideces de muros, con el fin de incluir el efecto de la rigidez a flexión en muros cortos. La rigidez “geométrica” presentó errores de 35% (promedio) respecto a la experimental en los muros con $L/H < 1$, en cambio, en muros con $L/H > 1$ proporcionó valores con error de 15% (promedio) respecto a la experimental, Figura 4.12.

Al usar Gexp se encontró que los muros cortos toman más cortante (que si usaran G_{teo}) ya que al reducir el módulo de cortante se reduce mucho más la rigidez lateral en muros largos respecto a muros cortos. Esto se debe a que la participación de la deformación por corte aumenta respecto a la de flexión en muros largos.

En muros con $G_{teo} = 0.4E_m$ se presentan desplazamientos cortantes más bajos en los muros cortos de lo que se espera en los experimentos. El sobrediseñar los muros cortos ($L/H < 1$) es muy adecuado ya

que aumenta su resistencia por cortante. Errores pequeños en la construcción de muros cortos dan lugar a una disminución importante en su resistencia de carga lateral.

4.6. Deformación experimental en toda la altura del muro

Como se mencionó en el capítulo anterior se colocó un mallado de leds en cada muro con el fin de conocer los desplazamientos en la zona del panel y los castillos confinantes.

Al tener puntos de desplazamiento en todo lo alto del muro se observó el comportamiento de la curva elástica. Se obtuvieron los desplazamientos de los leds a todo lo alto de los muros y se les comparó con el modelo matemático de columna ancha. El MCA se usó mediante la ecuación:

$$u_x = \frac{V}{6EI}(\alpha^3 - 3H^2\alpha + 2H^3) + \frac{V}{GA_c}(H - \alpha) - \frac{VH}{4EI}(H - \alpha)^2\beta$$

Donde u_x es el desplazamiento total calculado; α es la distancia variable de la losa a la trabe; H es la altura del muro; V es la carga lateral aplicada; E es el módulo de elasticidad de la sección transformada; I es el momento de inercia de la sección transformada; A_c es el área de cortante; β es el factor de grado de empotramiento del muro, en este trabajo se tomó $\beta = 0$

En el cálculo de la curva elástica se eligieron distintos valores de carga lateral sobre el muro, cuidando de usar los picos de carga para obtener el desplazamiento máximo de la etapa elástica.

En el cálculo de los desplazamientos laterales de los leds se promedió el desplazamiento en la franja central de los mismos, Figura 4.13. Para los leds colocados a determinada altura medida desde la base se promedió el desplazamiento horizontal. Se graficaron los desplazamientos calculados con el MCA y el módulo de cortante teórico (G_{teo}) y experimental (G_{exp}), el desplazamiento promedio de los leds en la franja central (u_x leds) y el desplazamiento promedio de los micrómetros a nivel de la losa (H_m), Figura 4.13 a Figura 4.19. Se muestran los resultados del MCA ya que los modelos de una columna representan los desplazamientos reales igual que los desplazamientos calculados con el MEF.

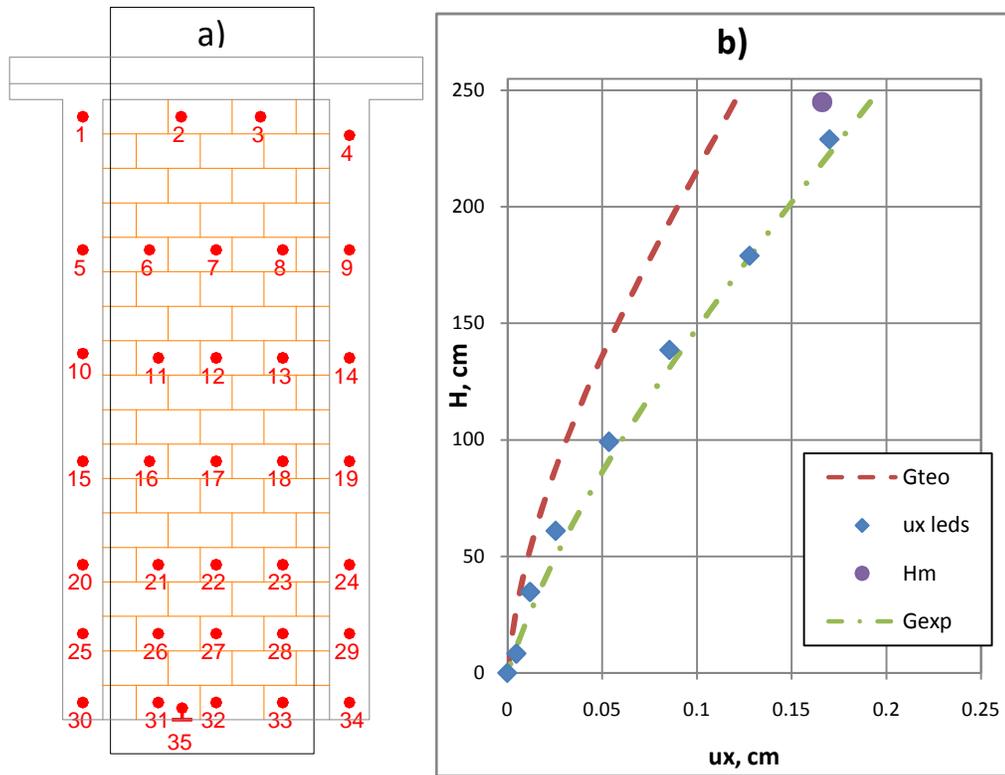


Figura 4.13. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME1, con $V = +2.43 \text{ t}$

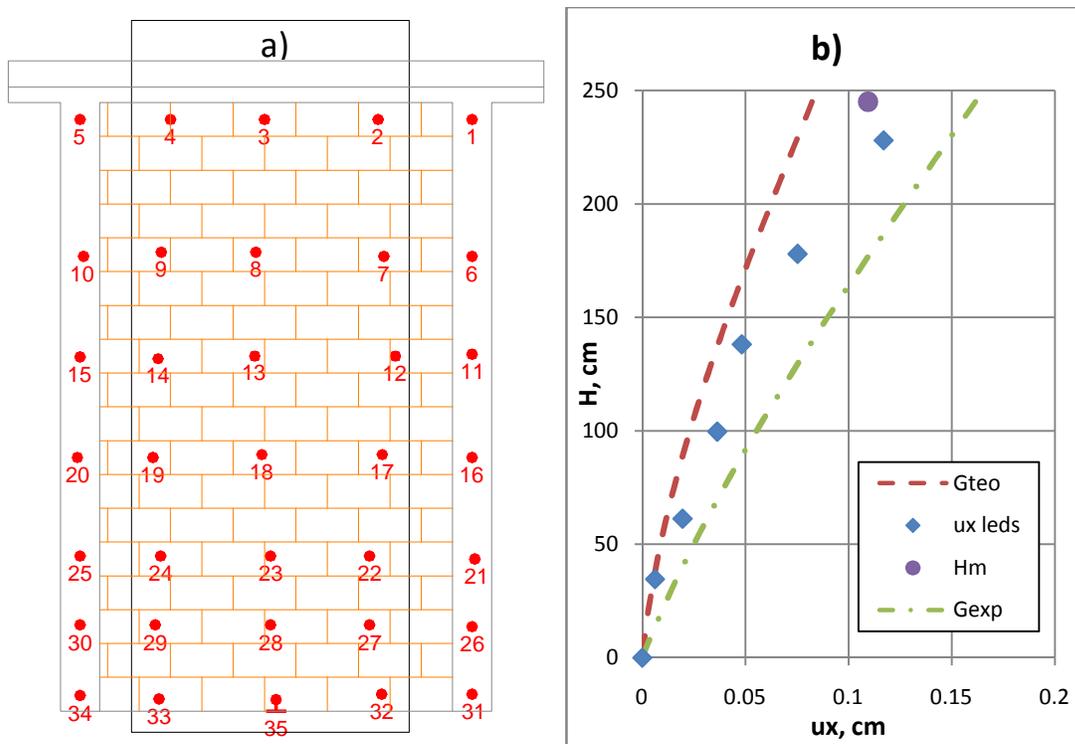


Figura 4.14. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME2, con $V = +3.62 \text{ t}$

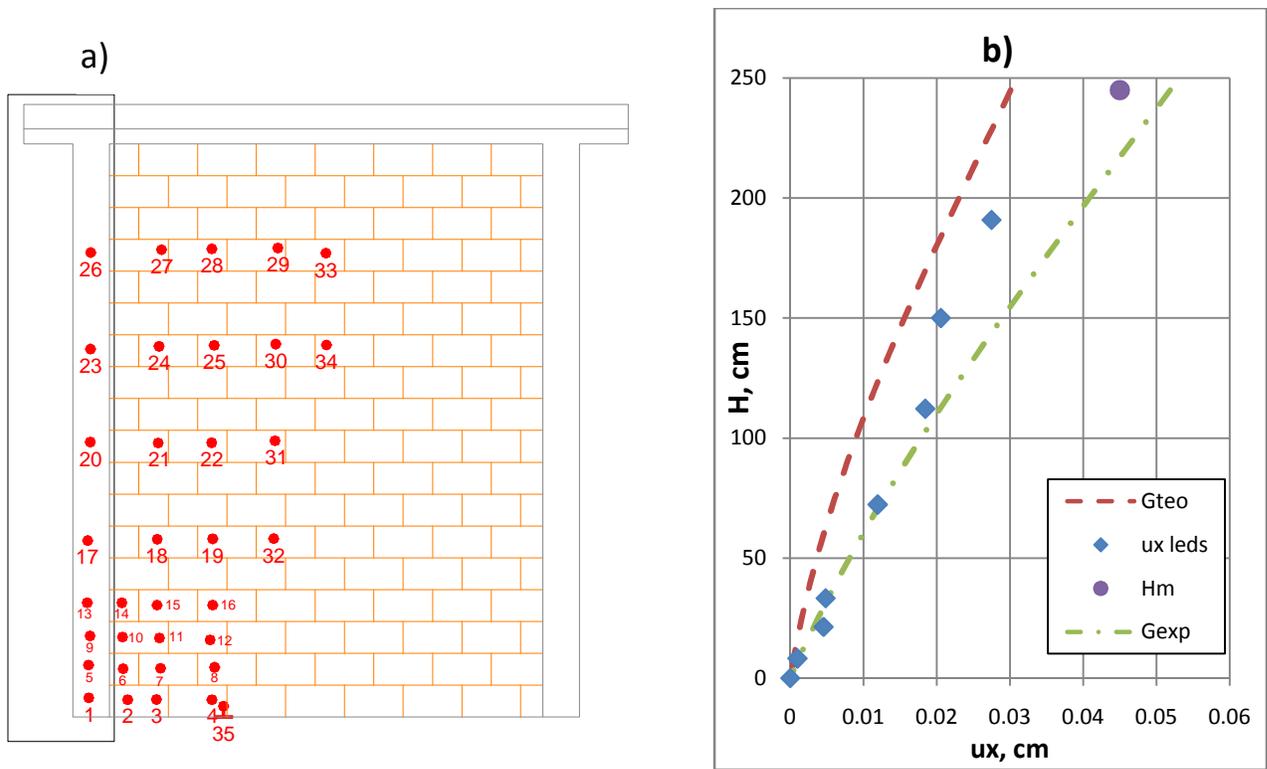


Figura 4.15. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME3, con $V=+2.03$ t

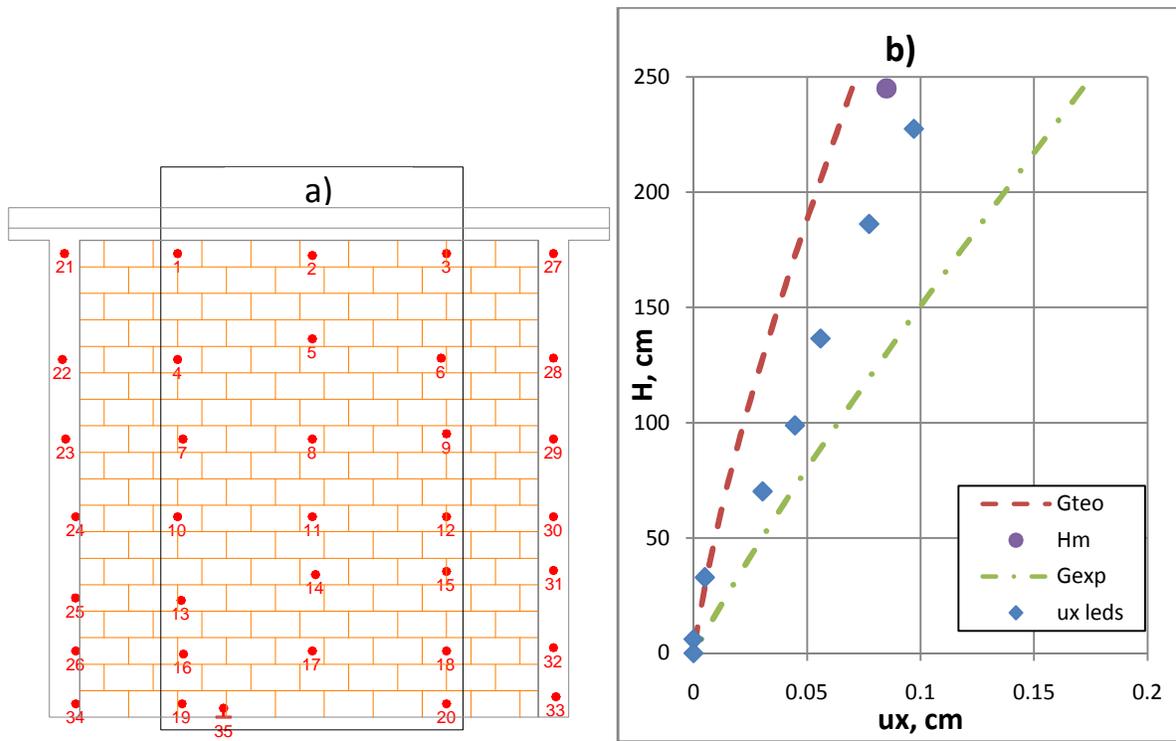


Figura 4.16. a) Leds cuyos datos se promedian. b) Curvas elásticas calculadas de ME4, con $V=+7.33$ t

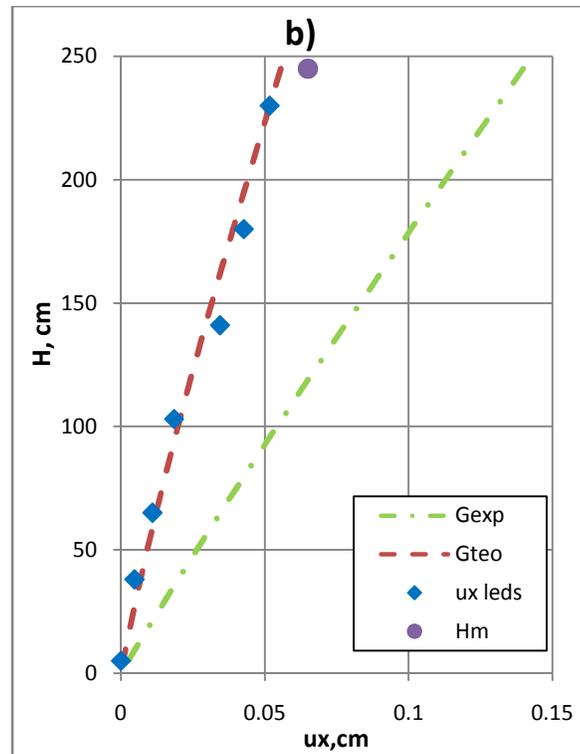
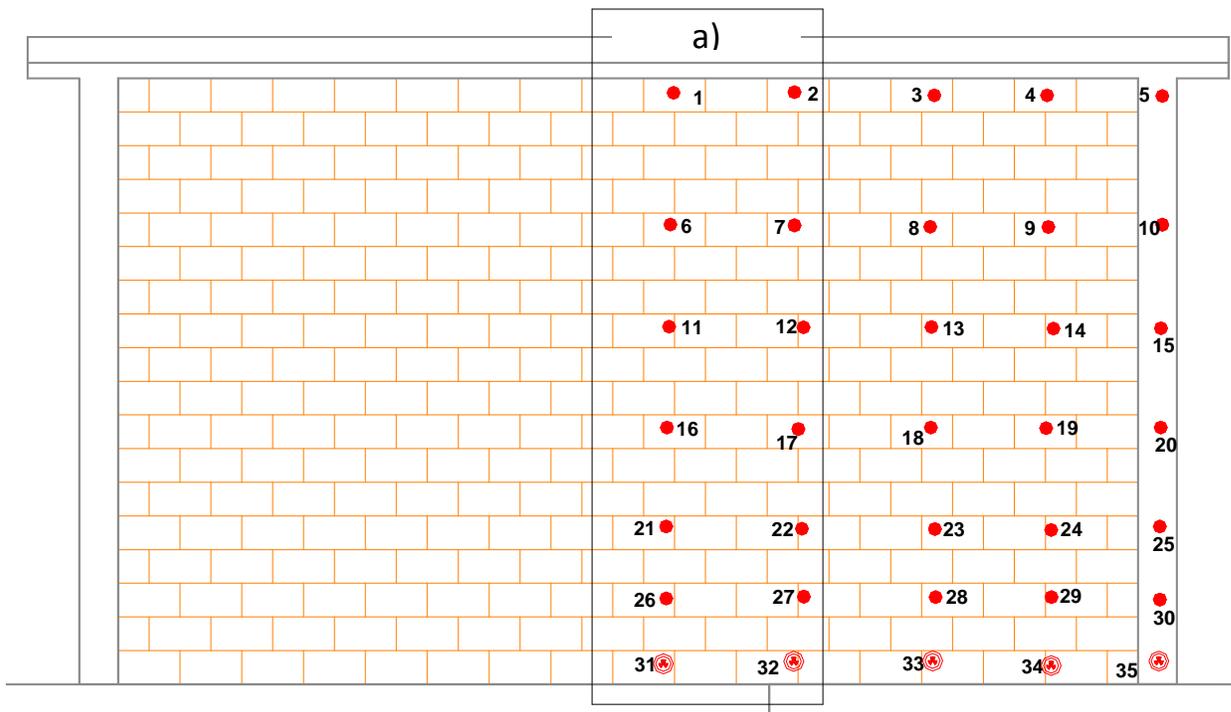


Figura 4.17. a) Leds cuyos datos se promedian b) Curvas elásticas calculadas de ME5, con $V = +13.7$ t



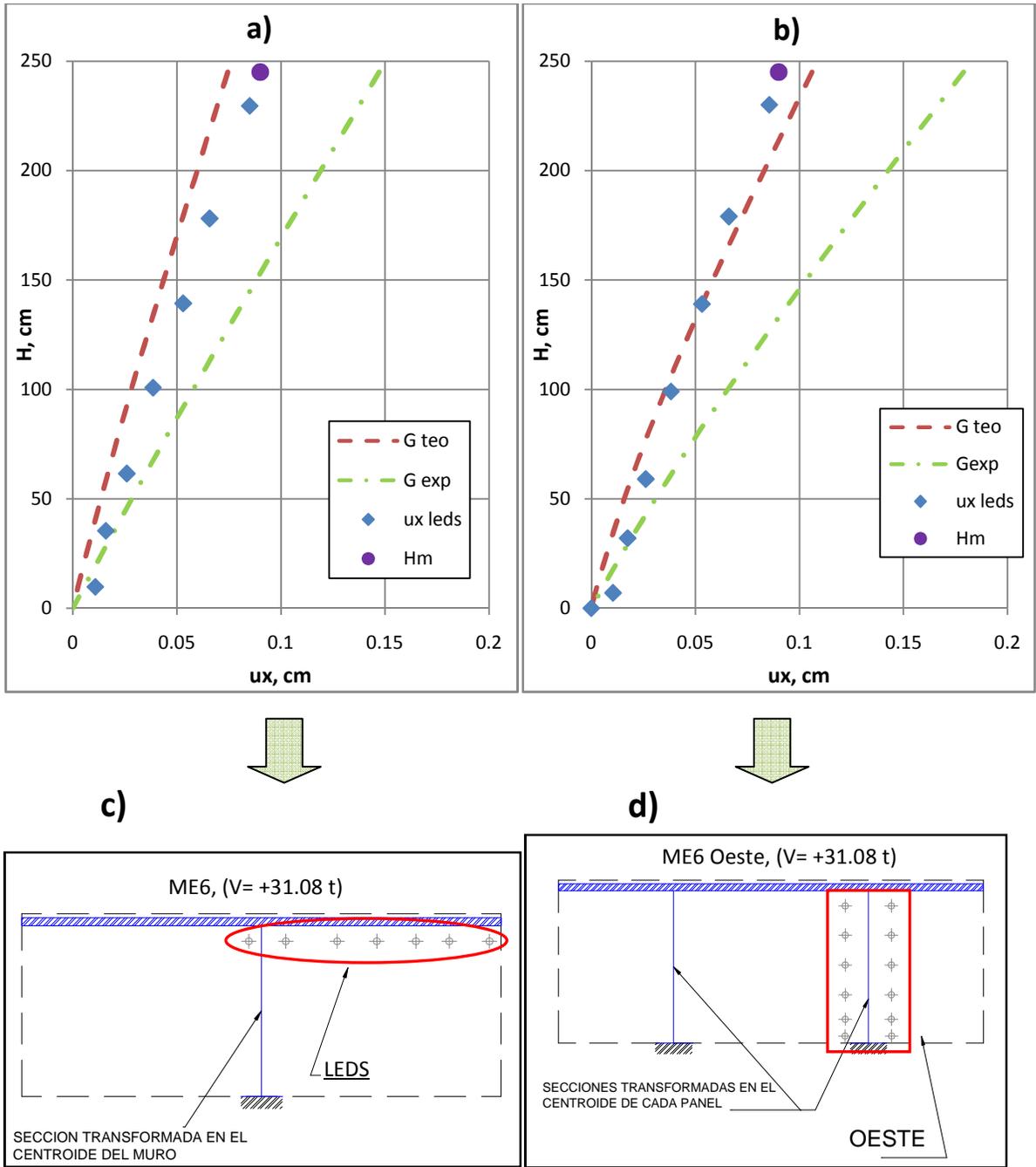


Figura 4.18. a) Curvas elásticas calculadas de ME6 (modelo de 1 barra). b) Curvas elásticas calculadas de ME6 en barra Oeste (modelo de 2 barras. c) Ejemplo de leds cuyos datos se promedian. d) Leds cuyos datos se promedian, con $V = +31.08 \text{ t}$

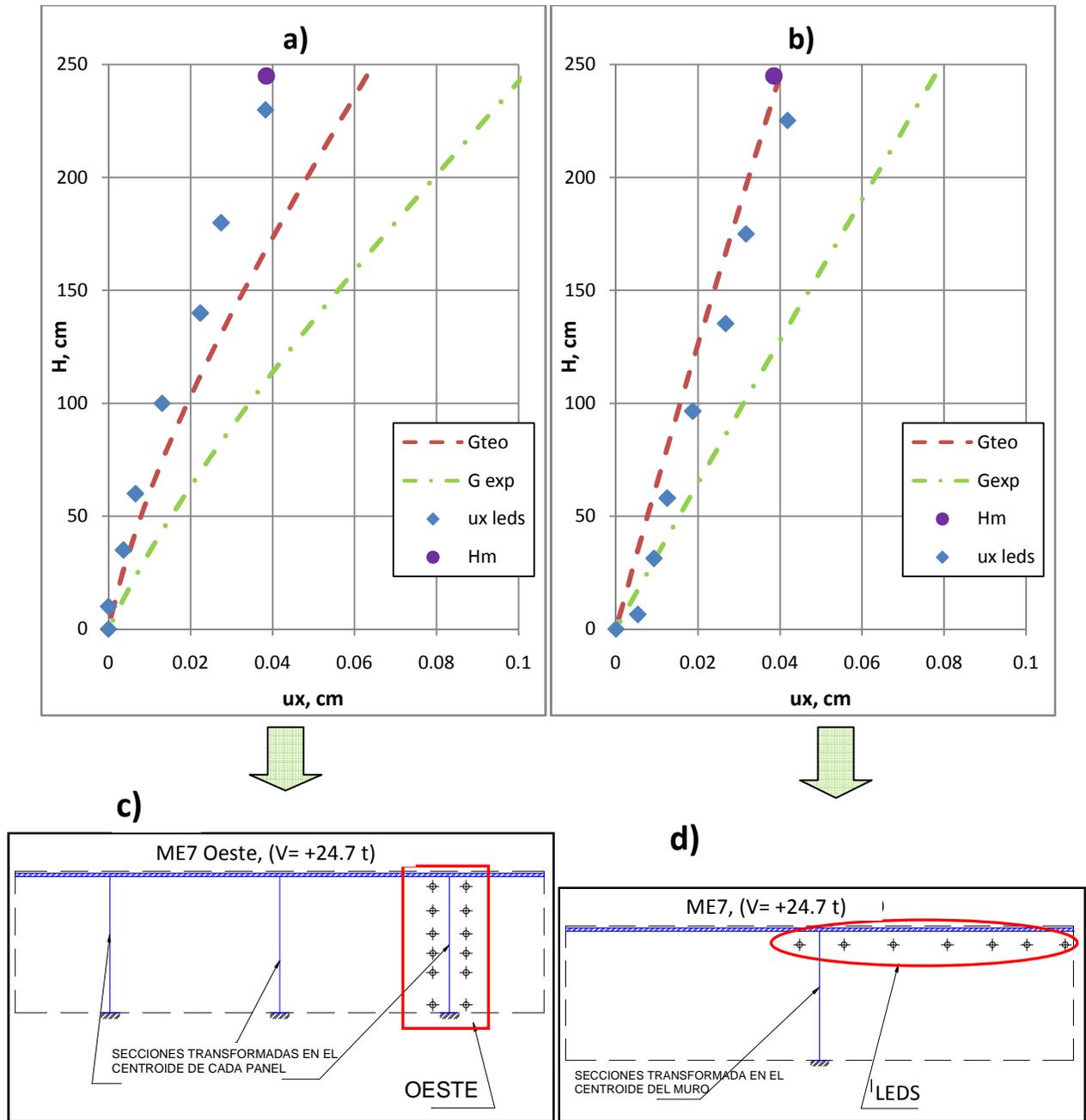


Figura 4.19. a) Curvas elásticas calculadas de ME7 en barra oeste (modelo de 3 barras). b) Curvas elásticas calculadas de ME7 en modelo de una barra, con $V = +24.7$ t. c) Leds cuyos datos se promedian. d) Ejemplo de leds cuyos datos se promedian

El cálculo de los desplazamientos en los muros ME6 y ME7 con el MCA se hizo en dos formas: en una se usó una sección equivalente por muro y en otra por cada panel del muro, se modelaron dos barras para el muro ME6 y tres para el muro ME7. En el caso de una barra se promediaron los desplazamientos de los leds por la altura a que se encontraban de la base, Figura 4.19.d. En el caso de modelos con dos ó más barras se consideraron los leds cercanos a la franja central de cada panel y se tomaron los desplazamientos de la forma descrita, Figura 4.19.c. En el apéndice se muestra la distribución de los leds en los muros y la selección de leds considerada para el cálculo de los desplazamientos en los muros ME6 y ME7.

En muros con relación $L/H > 1$ el desplazamiento elástico se modeló de forma exacta con el MCA y el módulo de cortante teórico (G_{teo}). En muros con relación $L/H \leq 1$ el desplazamiento elástico se modeló de forma exacta usando el MCA y el valor G_{exp} de los muros. En los muros ME2 y ME4 el desplazamiento experimental no fue igual al calculado con G_{exp} , sin embargo, entre mayor fue el desplazamiento por flexión del muro el error entre desplazamientos (calculados y experimentales) se redujo a cero.

4.7. Envoltentes de respuesta

Como parte de la evaluación de la resistencia de los muros de mampostería se obtuvieron las envoltentes de respuesta máxima (por desplazamiento) a partir de las curvas de histéresis presentadas en el capítulo anterior. En la Figura 4.20 se muestran las envoltentes de todos los muros.

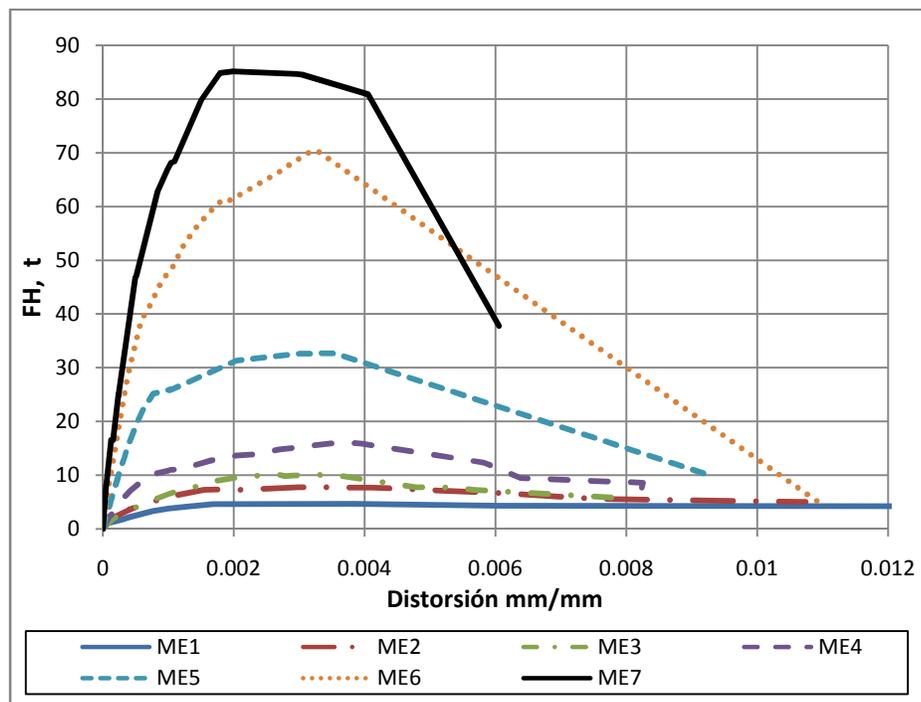


Figura 4.20. Envoltentes de resistencia lateral (FH)

4.7.1. Envoltentes de esfuerzo cortante

Ahora se sigue estudiando el efecto de la variación de la longitud en el comportamiento de los muros. Se calcularon los esfuerzos cortantes como el cociente de la resistencia lateral (FH) entre el área transversal de los muros para ciclos positivos y negativos.

En capítulos anteriores se definió la forma de calcular la resistencia al agrietamiento de acuerdo con las NTC-04, para determinar el esfuerzo resistente la fórmula se divide por el área total del muro. En la Tabla 4.17 se definen los esfuerzos resistentes según las NTC-04 y la resistencia al agrietamiento normalizada, Figura 4.21.

MURO		ME1	ME2	ME3	ME4	ME5	ME6	ME7
V_{NTC}	kg/cm ²	3.2	3.5	3.4	3.1	4.1	4.3	3.6
V_{agr}/V_{NTC}		1.04	1.03	1.06	1.05	1.22	1.53	1.64

Tabla 4.17. Esfuerzos cortantes teóricos

Siguiendo el criterio de las NTC-04 y suponiendo un factor de reducción de resistencia unitaria y el esfuerzo a compresión diagonal de diseño, v_m^* , se definió el esfuerzo resistente como:

$$v_{mR} = 0.5v_m^* + 0.3\sigma$$

Donde σ es el esfuerzo vertical registrado durante el ensaye a la falla. En el capítulo anterior se definió una ecuación similar para la resistencia lateral de los modelos. El cortante está limitado a no más de $1.5 v_m^*$.

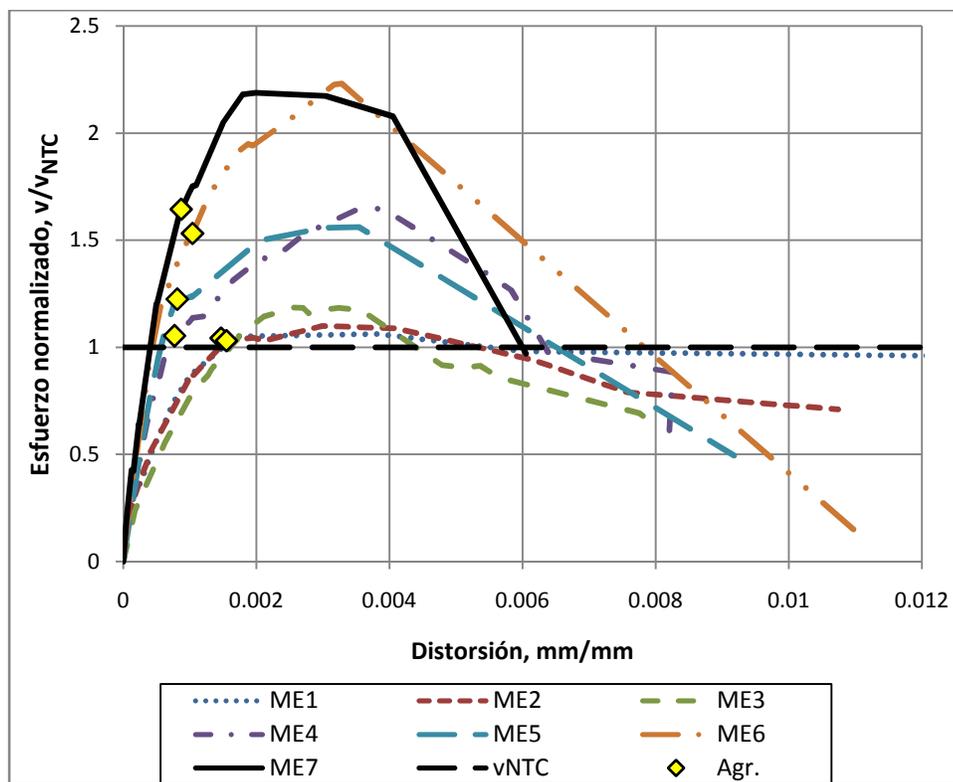


Figura 4.21. Envolventes normalizadas con el esfuerzo cortante de diseño

En la Figura 4.21 se muestran los esfuerzos cortantes experimentales normalizados respecto a los esfuerzos resistentes. En la figura se aprecia qué tanto se aleja el esfuerzo máximo y de agrietamiento respecto al valor de diseño, en la figura v_{NTC} está definido en la unidad. En todos los casos los esfuerzos

máximos en los muros sobrepasan al de diseño, el muro en que varía más el esfuerzo al agrietamiento es el ME7 con el 64% mayor.

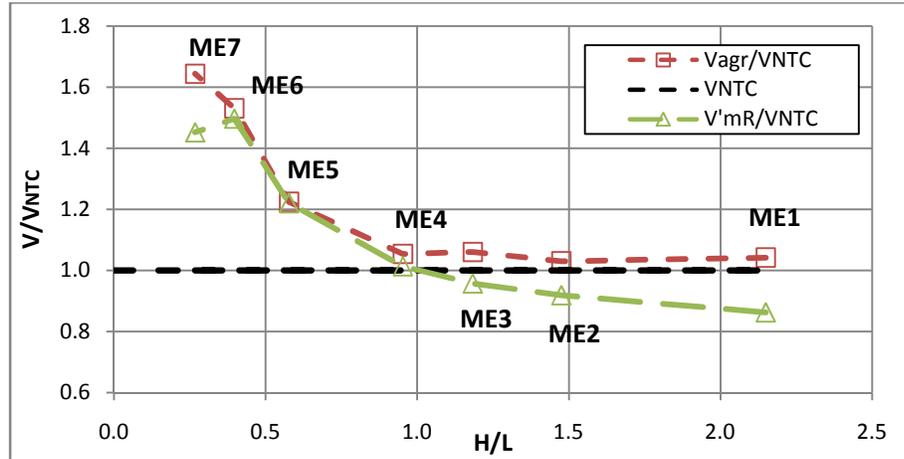


Figura 4.22. Resistencia al agrietamiento normalizada con las de NTC-04

En la Figura 4.22 se grafica la resistencia al agrietamiento, experimental y teórica, normalizada con la resistencia de las NTC-04 (V_{NTC}). La resistencia calculada con la fórmula propuesta (V'_{mR}) indica que en muros esbeltos la resistencia al agrietamiento sería menor a la experimental debido a que la fórmula propuesta fue calibrada con los resultados experimentales de muros con $L/H > 1$.

4.7.2. Fuerza resistente y relación de aspecto

En el inciso anterior se usaron la fuerza resistente y el esfuerzo cortante de diseño (v_{mR}) para conocer la resistencia de los muros respecto a la de NTC-04. Los esfuerzos (v_{m^*}) varían entre 3 y 5 kg/cm^2 , que son menores a los definidos para el material. Ahora se analiza la resistencia al agrietamiento incluyendo la relación de aspecto.

En la Figura 4.23 se aprecia que entre mayor es la relación L/H la fuerza lateral de los muros sobrepasa el límite definido en las NTC-04 (V_{NTC-04}). Se grafica la relación del resistencia al agrietamiento y máxima contra la resistencia de diseño (V_{mR}).

MURO	V_{mR}' t	V_{mR} t	L/H	V_{agr}/V_{mR}	V_{max}/V_{mR}
ME1	4.4	4.4	0.47	1.04	1.07
ME2	7.0	7.0	0.68	1.03	1.09
ME3	8.5	8.5	0.84	1.06	1.19
ME4	9.8	9.7	1.05	1.05	1.65
ME5	25.6	20.9	1.73	1.22	1.56
ME6	47.0	31.5	2.52	1.53	2.23
ME7	56.3	38.9	3.73	1.64	2.19

Tabla 4.18. Cocientes de resistencia lateral considerando V_{mR}

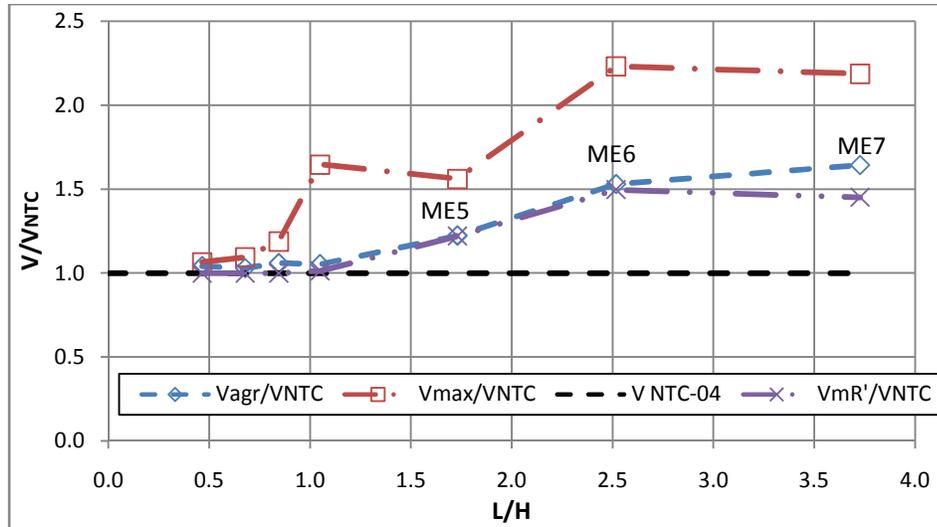


Figura 4.23. Cocientes de resistencia y relación de aspecto

Se calculó la resistencia corregida (V_{mR}') con el factor propuesto (α) para muros con relación $L/H > 1$. Se graficó el cociente de la resistencia corregida y la resistencia de las NTC-04 (V_{mR}). Se encontró que la resistencia corregida presenta errores menores al 5% respecto a las resistencias experimentales (V_{agr}) para muros con relación ($L/H > 1$).

El cálculo del factor (α) se basó en los resultados experimentales de V_{agr}/V_{mR} , Figura 4.23. La deducción del factor se muestra en el apéndice. El factor aplica para muros con relación $L/H > 1$. La resistencia lateral se calcula según las NTC-04 y sólo se incluye el factor α :

$$V'_{mR} = F_r(0.5v_m^*A_t \alpha + 0.3P) \leq F_r 1.5v_m^*A_t$$

$$\text{Si } \frac{L}{H} < 1, \quad \alpha = 1$$

$$\text{Si } 1 \leq \frac{L}{H} \leq 2.5, \quad \alpha = \frac{1}{15} \left(8 \frac{L}{H} + 7 \right)$$

$$\text{Si } \frac{L}{H} > 2.5, \quad \alpha = 1.8$$

Donde L es la longitud del muro; H es la altura del muro.

El factor (α) propuesto en esta tesis se considera una modificación adecuada para las NTC-04, para el diseño de la fuerza cortante resistida por muros de mampostería con relación $L/H > 1$. El factor puede representar de forma exacta la resistencia al agrietamiento de los muros, por lo tanto, se puede usar para calcular de forma precisa la envolvente del ciclo histerético de modelos como el de Flores y Alcocer (2001) o el nivel de daño estructural en edificaciones de mampostería.

Antes de calcular el factor (α) se pensó como definir un factor correctivo de la resistencia al agrietamiento de las NTC-04 para muros con $L/H > 1$. Se planteó un factor (f) tomando en cuenta el incremento de la deformación por corte (dc) respecto a la deformación total en el rango elástico. El factor afecta la resistencia de la mampostería y la carga axial sobre la estructura. La resistencia lateral se calcula según las NTC-04 y sólo se incluye la corrección:

$$f = \frac{df}{(dc + df)}$$

Donde df es la deformación por flexión; dc es la deformación por corte. La ecuación anterior indica el decremento de la deformación por flexión respecto a la total. Con base en la relación se calculó el siguiente factor (f):

$$V'_{mR} = (0.5v_m^*A_t + 0.3P) \times f$$

$$f = \frac{33w^2 + 16}{7(3w^2 + 4)} \quad w = \frac{L}{H}$$

La deducción del factor se muestra en el apéndice. Al comparar los valores analíticos con los experimentales se concluyó que la resistencia corregida con el factor (f) no calculaba correctamente los valores de V_{agr} .

Otros autores proponen ecuaciones para calcular la resistencia en base a la relación de aspecto. En la Figura 4.24 se muestra la comparación de los factores definidos por Álvarez (1996), San Bartolomé y Quiun (2004), Riahi (2008), el reglamento canadiense (RCM-2009) y por Matsumura (1988), en general los factores graficados afectan la resistencia de la mampostería y el área de los muros.

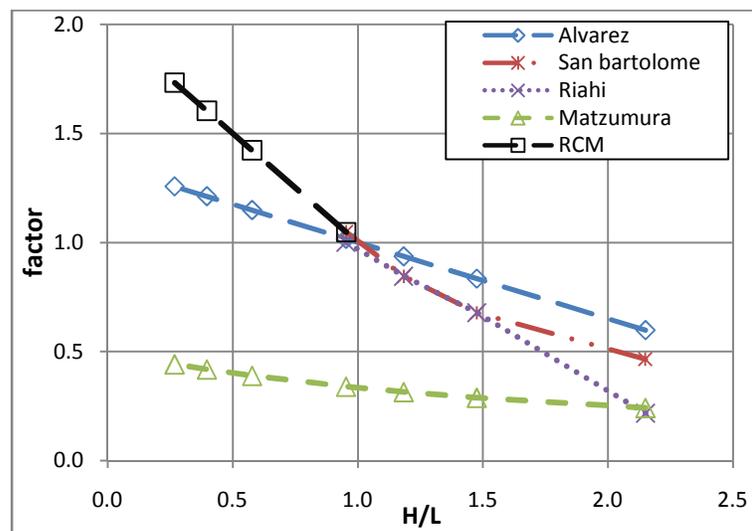


Figura 4.24. Factores para calcular la resistencia de muros de mampostería

Los modelos de Riahi (2008) y San Bartolomé (2004) presentan similitud en los valores de los cocientes en muros esbeltos. Los modelos de Álvarez (1996) y Matsumura (1988) incluyen muros esbeltos y largos. El factor del RCM-2009 aplica en muros con relación $L/H > 1$.

4.7.3. Envolventes teóricas

En el capítulo 1 se definieron las envolventes de resistencia lateral para muros de mampostería propuestas por algunos autores. Ahora se comparan las envolventes de histéresis calculadas con las experimentales. La Tabla 4.19 muestra los valores experimentales (exp) y los calculados (calc) con la

envolvente de Flores y Alcocer (2001), se verifican sólo los principales parámetros de las envolventes. En la Tabla 4.20 se muestran los valores calculados con la envolvente de Meli (1979).

MURO	L/H	Vagr, t			Vmax, t		
		exp.	calc.	exp/calc	exp.	calc.	exp/calc
ME1	0.47	4.6	4.4	1.0	4.7	5.5	0.9
ME2	0.68	7.3	7.0	1.0	7.7	8.8	0.9
ME3	0.84	9.0	8.5	1.1	10.1	10.6	1.0
ME4	1.05	10.2	9.7	1.1	16.0	12.1	1.3
ME5	1.73	25.7	20.9	1.2	32.7	26.2	1.2
ME6	2.52	48.3	31.5	1.5	70.3	39.4	1.8
ME7	3.73	64.0	38.9	1.6	85.2	48.7	1.7

Tabla 4.19. Comparación de resistencias experimentales y teóricas (modelo de Flores y Alcocer, 2001)

El cálculo de la resistencia al agrietamiento (Vagr) en el modelo de Flores y Alcocer (2001) se hizo con la rigidez definida con el módulo de cortante teórico, $G_{teo} = 0.4 \cdot E_m$. La distorsión al agrietamiento en el modelo de Meli (1979) se calculó con la rigidez que considera el módulo de cortante teórico, $G_{teo} = 0.4 E_m$.

MURO	L/H	Vagr, t			Vmax, t		
		exp.	calc.	exp/calc	exp.	calc.	exp/calc
ME1	0.47	4.6	4.4	1.0	4.7	6.8	0.7
ME2	0.68	7.3	7.0	1.0	7.7	10.8	0.7
ME3	0.84	9.0	8.5	1.1	10.1	13.1	0.8
ME4	1.05	10.2	9.7	1.1	16.0	14.9	1.1
ME5	1.73	25.7	20.9	1.2	32.7	34.9	0.9
ME6	2.52	48.3	31.5	1.5	70.3	52.5	1.3
ME7	3.73	64.0	38.9	1.6	85.2	64.9	1.3

Tabla 4.20. Comparación de resistencias experimentales y teóricas (modelo de Meli, 1979)

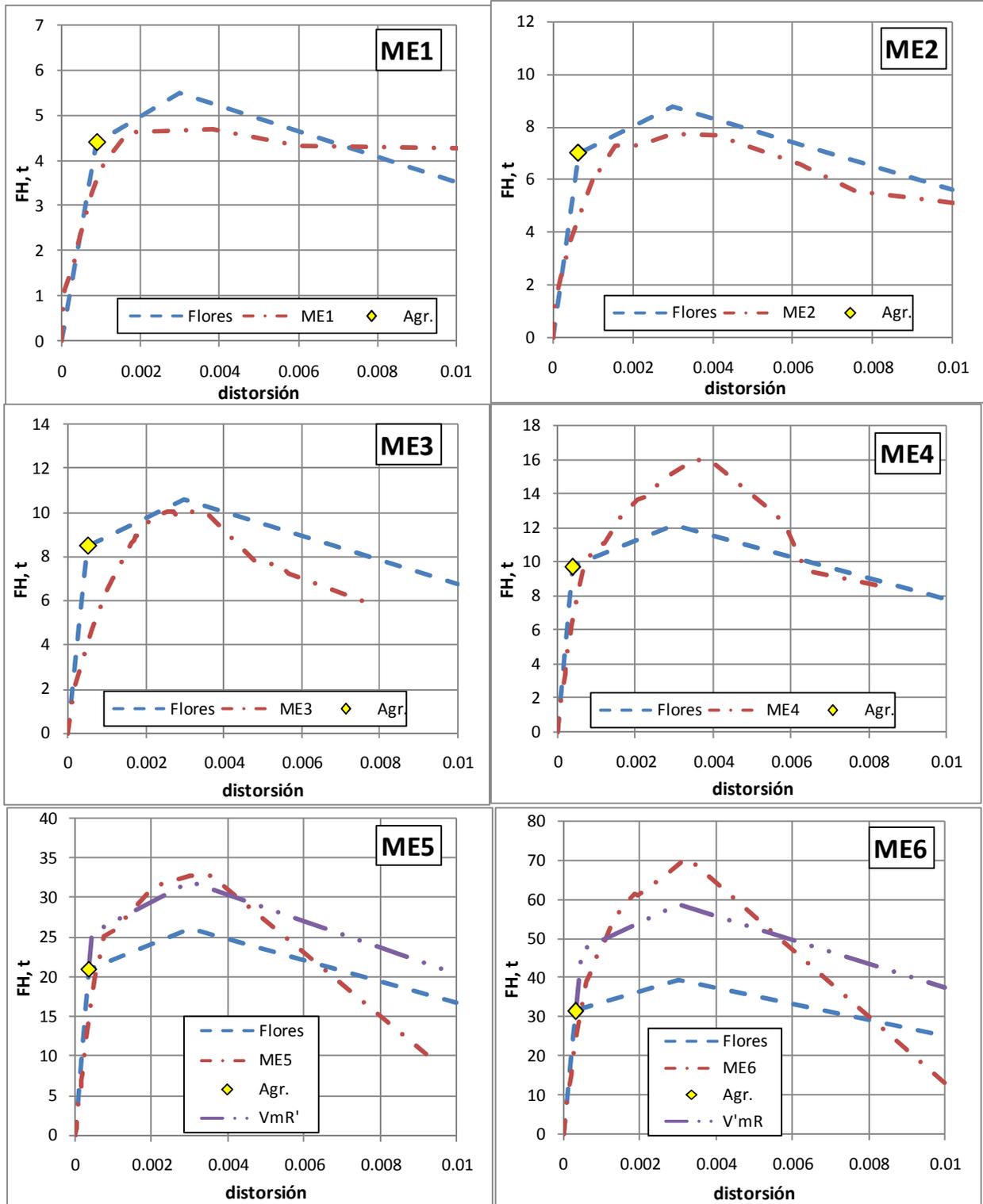


Figura 4.25. Envoltentes experimentales y teóricas (modelo de Flores y Alcocer, 2001)

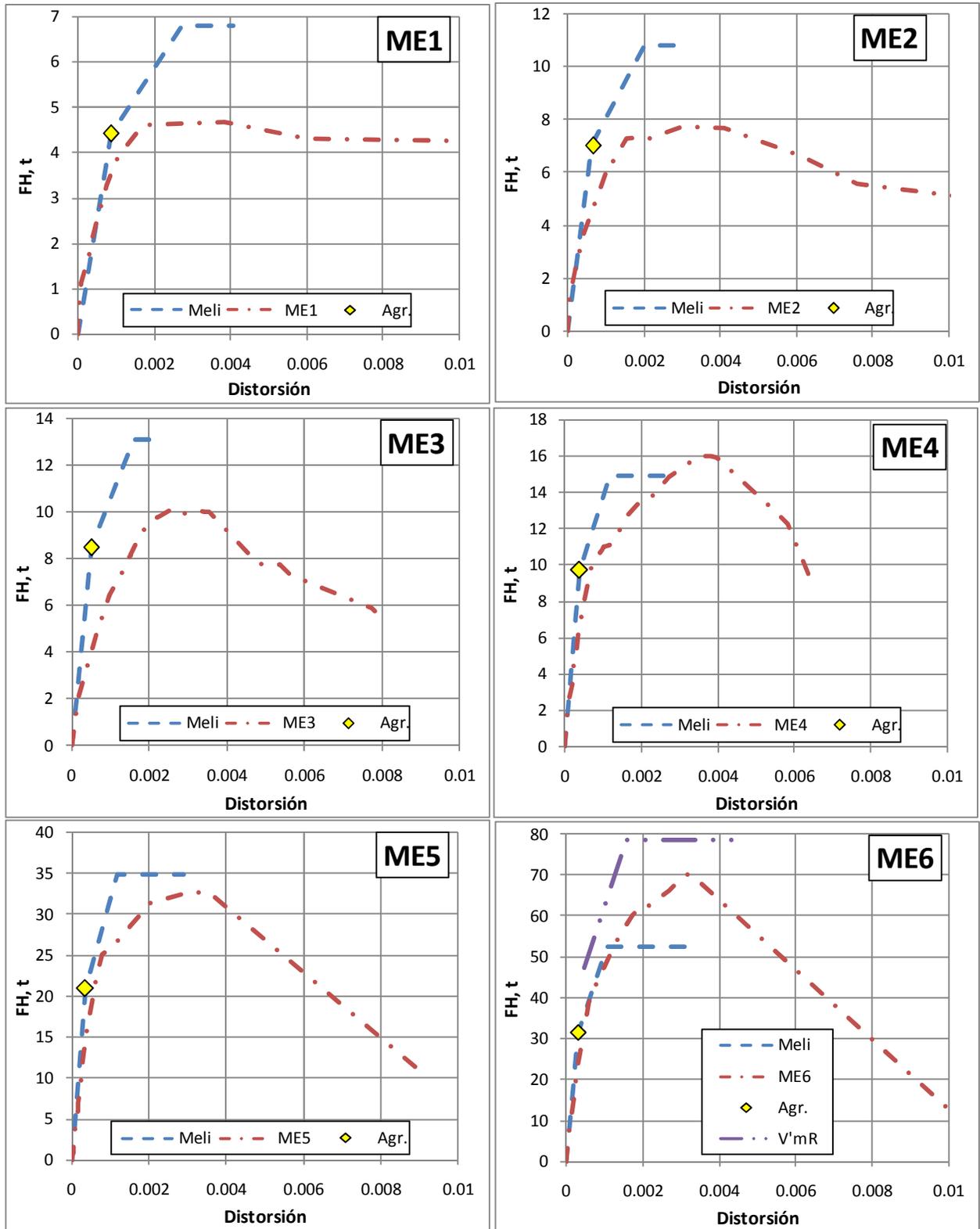


Figura 4.26. Envolturas experimentales y teóricas (modelo de Meli, 1979)

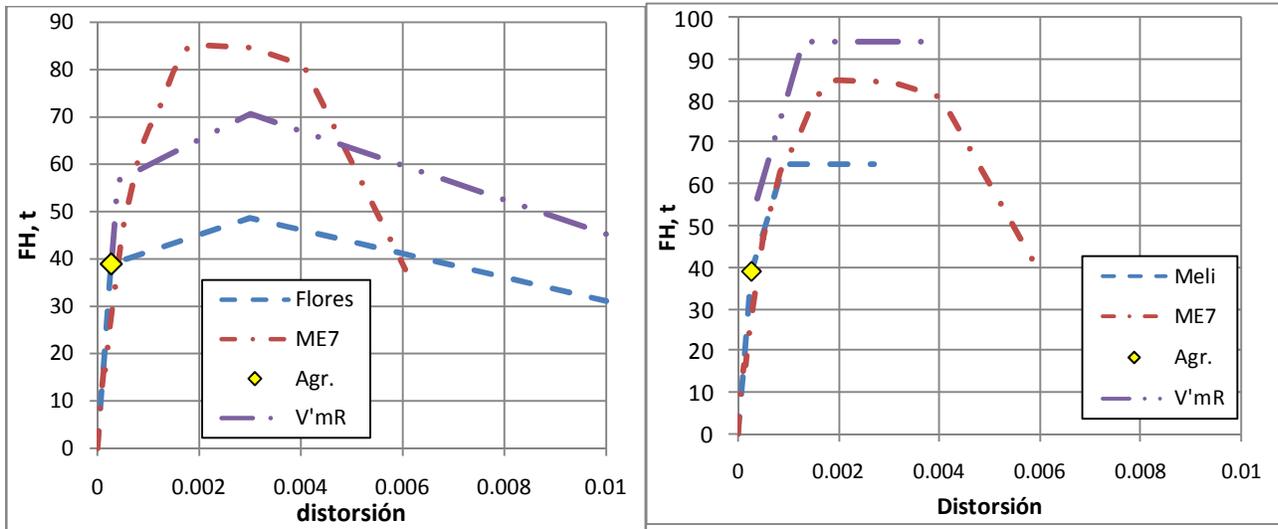


Figura 4.27. Envoltentes experimentales y teóricas (modelo de Flores y Alcocer, 2001 y modelo de Meli, 1979), muro ME7

En la Figura 4.25 se grafican las envoltentes definidas por Flores y Alcocer (2001) y las experimentales. En los modelos ME1 a ME3 se aprecia una similitud entre las envoltentes, lo cual indica la validez del modelo de Flores y Alcocer (2001) en muros con relación $L/H < 1$. El resto de las envoltentes teóricas son menores a las experimentales. Las envoltentes calculadas con la resistencia corregida (V'_{mR}) fueron más cercanas a las experimentales, sin embargo, para los muros ME6 y ME7 tampoco fueron satisfactorias.

En la Figura 4.26 se grafican las envoltentes definidas por Meli (1979) y las experimentales. La única similitud se presenta en el muro ME5, con relación $L/H = 1.7$. Las envoltentes calculadas con la resistencia corregida (V'_{mR}) fueron mayores un 10%, por lo que se consideran validas. Con ambas comparaciones se puede decir que el modelo de Flores y Alcocer (2001) proporciona valores exactos de cargas de agrietamiento y máxima en muros con $L/H < 1$. El modelo de Flores y Alcocer (2001) y el de Meli (1979) pueden dar mejores aproximaciones sí se calcula aproximadamente la resistencia al agrietamiento.

El modelo trilineal de Tomazevic se describió también, sin embargo, se requieren definir experimentalmente algunos parámetros para su cálculo, por lo que no se grafica su envoltente.

4.8. Degradación de rigidez

Como se mencionó antes la mampostería presenta una gran resistencia inicial ante cargas externas, sin embargo presenta agrietamientos ante cargas crecientes, este comportamiento se conoce como degradación de rigidez de la estructura. Para calcularla hay dos métodos, se puede usar la rigidez de ciclo que consiste en evaluar la pérdida de rigidez ante ciclos completos de carga. La rigidez equivalente permite conocer la evolución de la rigidez en cada semiciclo de carga ó para cada cambio de dirección de carga.

La rigidez de ciclo se define como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos durante el mismo ciclo, es decir,

$$k_c = \frac{V^+}{R^+} + \frac{|V^-|}{|R^-|}$$

Donde k_c es la rigidez de ciclo; V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo; V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo; R^+ es la distorsión asociada a la carga máxima del semiciclo positivo; R^- es la distorsión asociada a la carga máxima del semiciclo negativo.

La rigidez de ciclo se expresa como rigidez angular en t-cm/cm

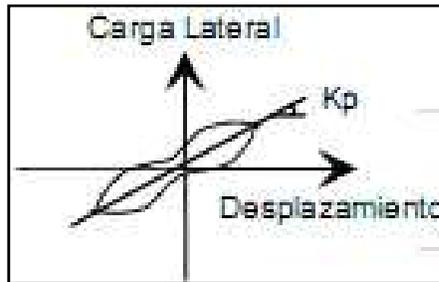


Figura 4.28. Rigidez de ciclo

El cálculo del deterioro de la rigidez de un modelo histerético en cada semiciclo de carga se hace a través del cálculo de la rigidez equivalente. La rigidez equivalente se define como la pendiente de la recta que une el punto de máxima carga lateral y de máxima distorsión con el punto de carga lateral nula, para cada semiciclo.

En las Figura 4.29 y Figura 4.30 se muestra la degradación de rigidez de los muros.

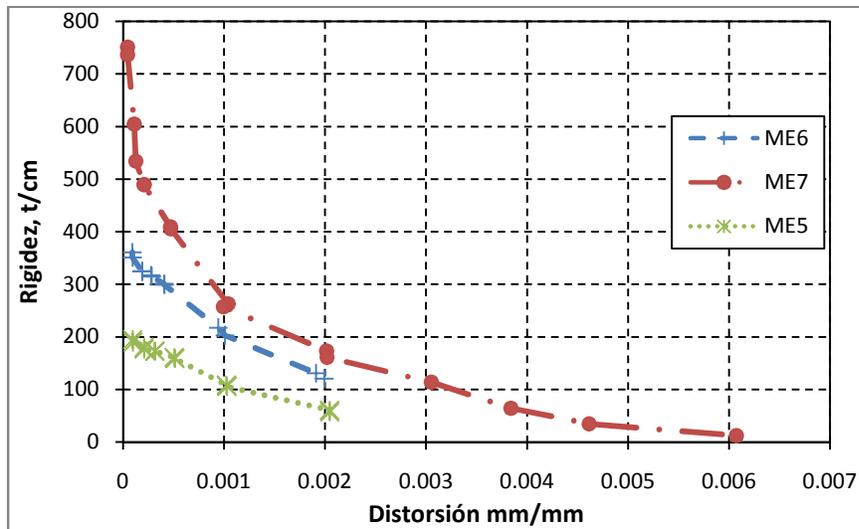


Figura 4.29. Degradación de rigidez para los muros ME5 a ME7

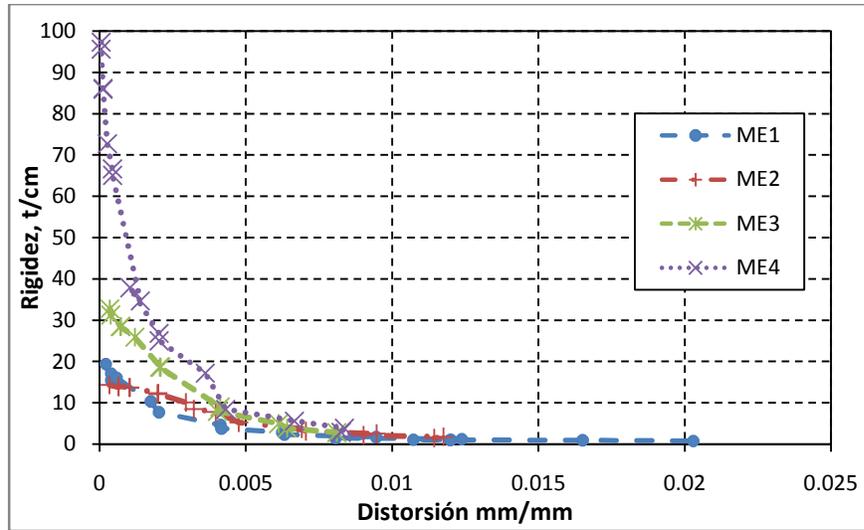


Figura 4.30. Degradación de rigidez para los muros ME1 a ME4

En la Figura 4.29 y Figura 4.30 se observa que el deterioro de rigidez para los muros tiene un comportamiento de tipo logarítmico. La pérdida de rigidez a bajas distorsiones se produjo por la aparición de los primeros agrietamientos diagonales en los paneles. La degradación continuó con el progreso del daño en los muros.

A partir de las curvas de degradación de rigidez de los muros se analizaron los resultados para buscar la ecuación que definiera la rigidez de ciclo (K_c) respecto a la distorsión (γ), se normalizaron los valores de rigidez de ciclo respecto a la rigidez elástica (K_o) y la distorsión respecto al agrietamiento (γ_y). Donde:

$$\gamma_y = \frac{V_{cr}}{HK_o}$$

$$K_o = \left(\frac{(4 - 3\beta)H^3}{12EI} + \frac{H}{GA_c} \right)^{-1} \quad 0 < \beta \leq 1$$

Se define la rigidez elástica como K_o , la resistencia ante cargas laterales de las NTC-04 como V_{cr} y la altura del muro como H . El factor β define el grado de empotramiento del muro. Las siguientes reglas se proponen para definir la ecuación de degradación de rigidez:

$$\begin{aligned} \text{Si } \bar{\gamma} < 0.5, \quad \bar{K} &= 1 \\ \text{Si } \bar{\gamma} \geq 0.5, \quad \bar{K} &= \frac{K_c}{K_o} \\ \bar{K} &= b e^{-a\bar{\gamma}}, \quad \bar{\gamma} = \frac{\gamma}{\gamma_y} \end{aligned}$$

Donde las constantes “a” y “b” están definidas por los resultados de ensayos experimentales. En la gráfica siguiente se muestran las rigideces normalizadas respecto a K_o y γ_y .

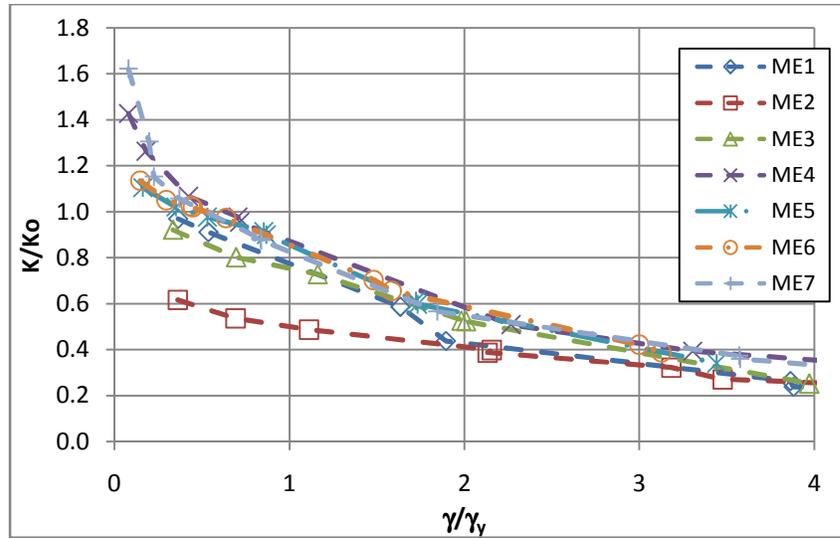


Figura 4.31. Rigidez normalizada y distorsión normalizada

La curva de rigidez normalizada del muro ME2 presentó valores menores que las curvas del resto de los muros, Figura 4.31. Se debe a que en los primeros ciclos de histéresis se registraron cargas con desplazamientos pequeños, por lo que se obtuvieron menores rigideces de ciclo. En el cálculo de las constantes “a” y “b” se usaron los valores de rigidez con distorsiones normalizadas mayores a dos.

Para obtener la ecuación esperada se usan valores experimentales en vez de valores teóricos, se toma la resistencia experimental para definir V_{cr} , la rigidez K_o se considera igual a la rigidez experimental al 40% y la distorsión de fluencia se calcula con los valores experimentales descritos. Se hizo una regresión exponencial de los valores promedio para definir a las constantes “a” y “b”. Se definió la ecuación para el cálculo de las curvas de degradación como:

$$\bar{K} = 1.15 e^{-0.35\bar{\gamma}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_c}{K_o} \quad \bar{\gamma} = \frac{\gamma}{\gamma_y}$$

Donde \bar{K} es el factor de degradación de rigidez; $\bar{\gamma}$ es la distorsión normalizada; K_c es la rigidez de ciclo; γ es la distorsión correspondiente a la rigidez de ciclo; γ_y es la distorsión que corresponde al agrietamiento diagonal de la mampostería. K_o y γ_y se calculan con las propiedades de los muros.

En las gráficas de la Figura 4.32 se muestran las curvas calculadas y las experimentales. Las distorsiones normalizadas menores a la unidad son las anteriores a la aparición del primer agrietamiento. La ecuación considera parte del intervalo elástico e inelástico hasta la carga máxima. En la etapa posterior a la carga máxima continua la degradación de rigidez hasta la falla, aunque en la práctica se considera la degradación hasta el 85% de la carga máxima. La diferencia entre las rigideces calculadas y medidas puede deberse a la dispersión en las propiedades de la mampostería, diferencias en la construcción y en el ensayo, por lo que hay que aceptar variación en los resultados para deformaciones mayores a la última.

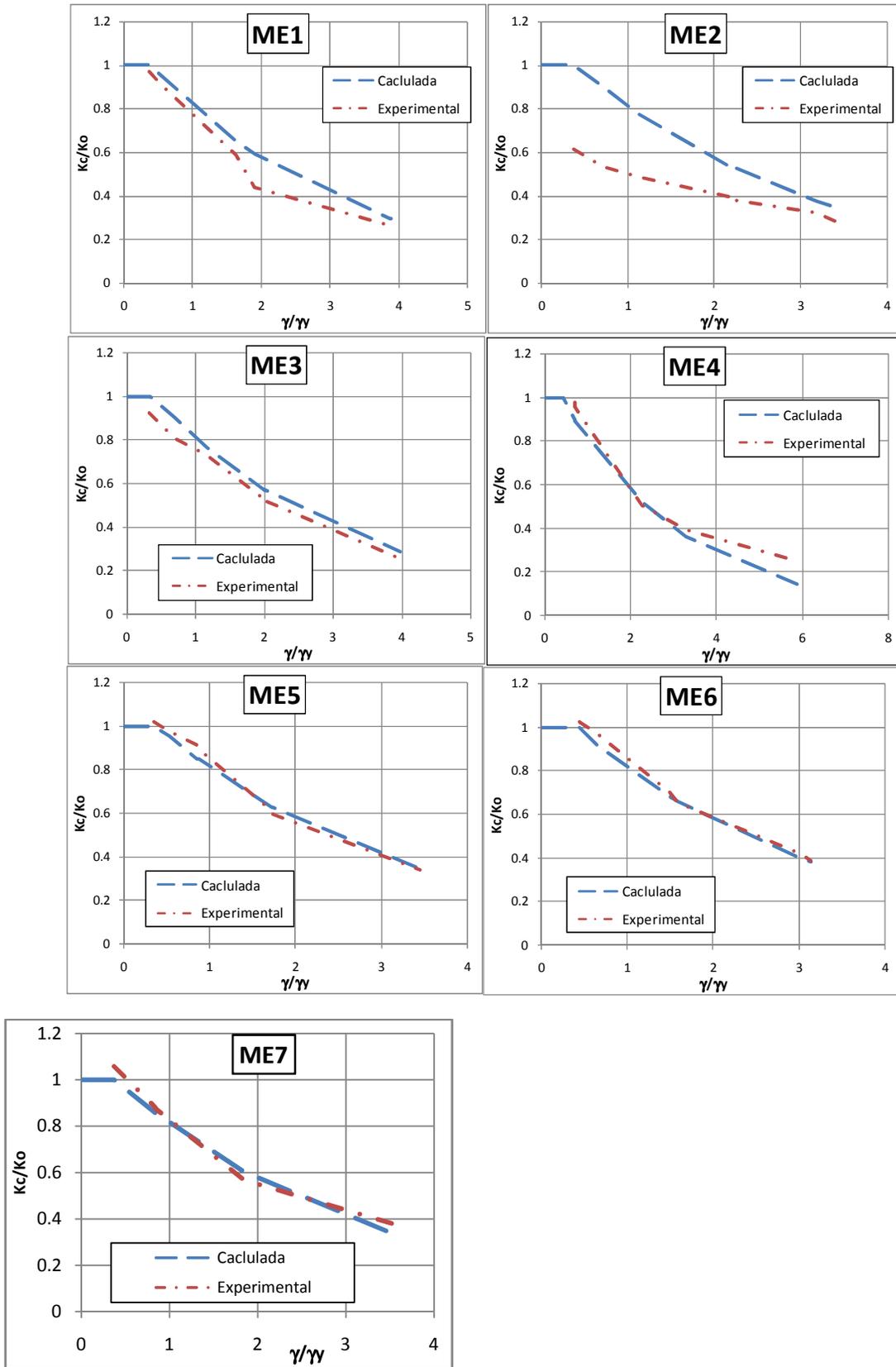


Figura 4.32. Degradación de rigidez calculada y experimental, muros ME1 a ME7

Con la ecuación propuesta se obtuvieron errores menores al 5% para la rigidez normalizada correspondiente al agrietamiento y menores al 20% para la rigidez normalizada correspondiente a la carga máxima (V_{max}), independientemente de la relación de aspecto de los muros. Por lo cual se puede usar en el intervalo elástico e inelástico hasta la carga máxima.

La ecuación propuesta es capaz de representar la envolvente del comportamiento histerético de edificaciones de mampostería. Puede ofrecer una aproximación conservadora de su curva de capacidad a partir de un análisis no lineal. Permite establecer el nivel de daño estructural relativo de muros que componen una edificación.

4.9. Energía disipada

El desplazamiento de los muros en el ensayo cuasiestático provoca cambios entre la energía de entrada y la energía acumulada y disipada en el sistema. Para que la estructura tenga un comportamiento de forma dúctil ante acciones externas es necesario que sea capaz de absorber de manera eficaz la energía cinemática y de deformación elástica y de disipar otra parte de la energía a través de mecanismos como el amortiguamiento viscoso y plástico. Al superar el límite elástico de los materiales se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento y plastificación de las piezas y de los elementos confinantes. Desde la perspectiva del desempeño sísmico, es importante cuantificar la energía que se puede disipar a través del comportamiento inelástico de los muros.

En este trabajo se comparó la disipación de energía de los muros mediante la energía disipada equivalente (EDE) para una distorsión de 0.006, tal como lo definen las NTC-04. Primero se calculó la energía disipada para el semiciclo positivos y negativo, después se calculó el área total que delimita cada ciclo, la energía disipada equivalente se calculó como el cociente entre la energía disipada y el área total que encierra al ciclo, Figura 4.34.

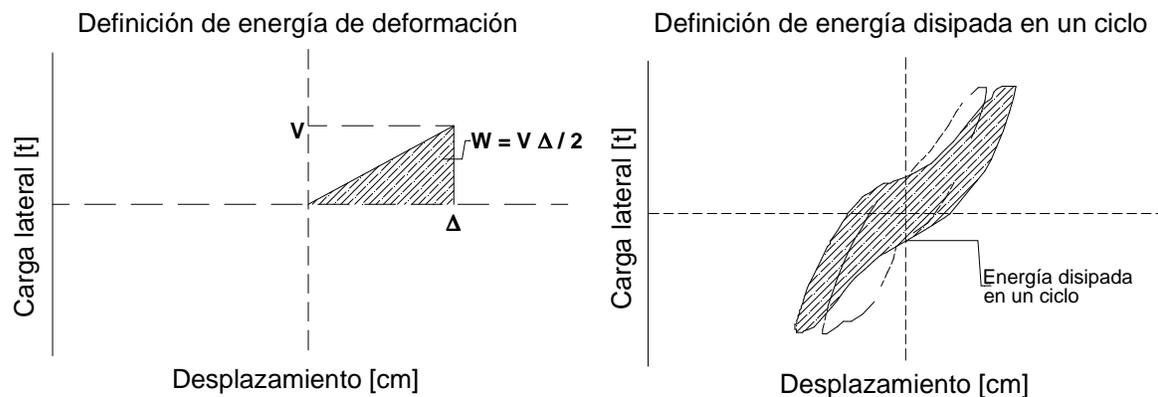


Figura 4.32. Definición y cálculo de energía disipada de ciclos histeréticos

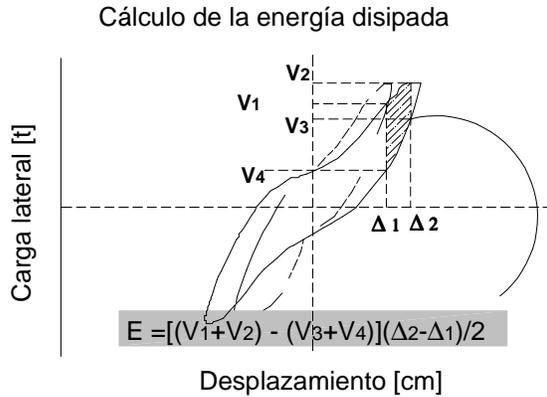


Figura 4.33. Definición y cálculo de energía disipada de ciclos histeréticos

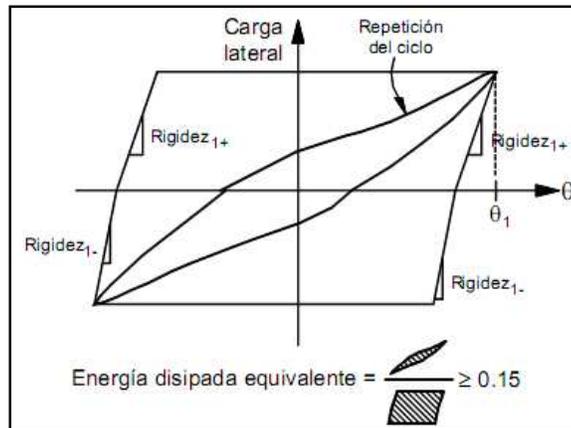


Figura 4.34. Cálculo de energía disipada equivalente

En la Figura 4.34 se definen: Rigidez 1+ es la rigidez del primer semiciclo positivo, Rigidez 1- es la rigidez del primer semiciclo negativo, θ es la distorsión.

Según las NTC-04 para distorsiones con valores de 0.006 la energía disipada equivalente debe tener un cociente mayor a 0.15. Se calculó la energía correspondiente a este valor para todos los muros y se presenta el resultado con base a la relación L/H.

En la Tabla 4.21 se aprecia que la disipación de energía presentó una distribución creciente desde el muro ME1 hasta el ME5. En base a los resultados se establece que la disipación de energía no presentó una tendencia de comportamiento respecto a la relación de aspecto. En la Figura 4.35 se observa que la mayor EDE se presentó en el muro ME5 (falla frágil) mientras que la menor se presentó en el muro ME1 (falla dúctil), la EDE del muro ME1 no superó la establecida en las NTC-04, por lo que su desempeño no se considera adecuado.

L/H	0.46	0.66	0.83	1.02	1.7	2.46	3.66
EDE	0.14	0.21	0.42	0.40	0.58	0.26	0.23

Tabla 4.21. Energía disipada equivalente (EDE) según NTC-04

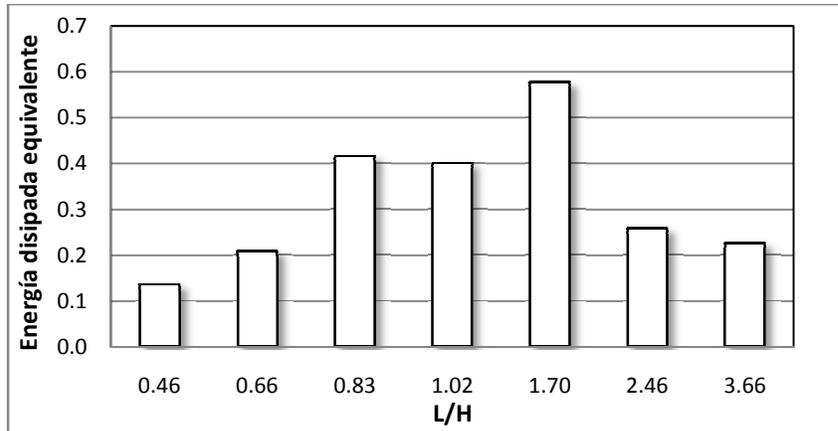


Figura 4.35. Energía disipada equivalente y relación de aspecto

Además, la EDE de la mayor parte de los muros superó el límite establecido en las NTC-04.

4.10. Capacidad de deformación

Para conocer la capacidad de deformación de una estructura se usa la ductilidad. La ductilidad (μ) se calculó como el cociente entre cualquier tipo de deformación (rotación, curvatura ó distorsión) superior al límite elástico y la correspondiente a la fluencia. En este trabajo se calculó la ductilidad como el cociente entre el desplazamiento último y el correspondiente a la fluencia. La distorsión última se tomó como el 85% de la resistencia máxima, la distorsión de fluencia se tomó en la aparición del primer agrietamiento. Los valores calculados sirven para definir la curva envolvente fuerza lateral – distorsión. Según el criterio de ductilidad equivalente de Park (Paulay y Priestley, 1992) la envolvente se define como:

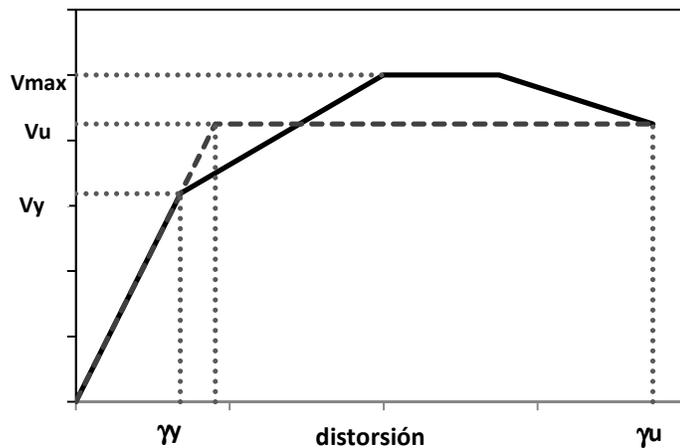


Figura 4.36. Criterio de Park para el cálculo de la capacidad de deformación

$$V_u = 0.85V_{max} \quad V_y = 0.75V_o \quad \mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y}$$

En las tablas (Tabla 4.22 y Tabla 4.23) se muestran los valores calculados de ductilidad para la envolvente positiva y negativa de los muros.

MURO	L/H	γ_y	γ_u	m
ME1	0.47	0.00147	0.01920	13.1
ME2	0.68	0.00155	0.00625	4.0
ME3	0.84	0.00176	0.00434	2.5
ME4	1.05	0.00077	0.00518	6.7
ME5	1.73	0.00081	0.00478	5.9
ME6	2.52	0.00104	0.00452	4.3
ME7	3.73	0.00087	0.00445	5.1

Tabla 4.22. Valores de ductilidad de la envolvente positiva

MURO	L/H	γ_y	γ_u	m
ME1	0.47	-0.00147	-0.01058	7.2
ME2	0.68	-0.00140	-0.00584	4.2
ME3	0.84	-0.00158	-0.00496	3.1
ME4	1.05	-0.00045	-0.00515	11.4
ME5	1.73	-0.00069	-0.00308	4.5
ME6	2.52	-0.00113	-0.00201	1.8
ME7	3.73	-0.00060	-0.00428	7.1

Tabla 4.23. Valores de ductilidad de la envolvente negativa

Los valores de ductilidad de ambas envolventes muestran valores sin tendencia aparente. Las ductilidades de ME1 en la envolvente positiva y de ME4 en la negativa fueron mayores a las de los otros muros debido a que los muros no fallaron, debido al confinamiento de los castillos que proporciono mayor resistencia hacia la falla.

4.11. Componentes de distorsión

Como se mencionó en el capítulo 1, el cambio en la geometría de los muros afecta la falla por flexión y aumenta la posibilidad de la falla por cortante. Para determinar la contribución por cortante y flexión en la deformación total de los muros se hace uso de la instrumentación interna y externa. Para encontrar la deformación por cortante se calcularon las deformaciones angulares de los paneles, el método consiste en calcular la deformación angular “ γ ” asociada a la deformación por corte y despejar el desplazamiento total “ D_T ” para obtener la deformación debida a flexión. Los desplazamientos totales se realizaron tomando el promedio de desplazamiento horizontal medido al nivel de la losa de cada muro.

La eficiencia de este método se reduce al aumentar la relación de aspecto de los muros. Para muros con relación de aspecto de 1 se obtienen deformaciones angulares iguales a las medidas en los tableros de mampostería siempre que no se tome en cuenta el ángulo θ .

De acuerdo con los ensayos realizados por la UCB (Hidalgo, et al, 1978), las deformaciones angulares de cada panel se obtienen con las expresiones (Figura 4.37):

$$\gamma_{prom} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \gamma_i \quad \gamma_i = |\delta_i| \frac{L_{di}}{L_i h_i}$$

Donde γ_{prom} es la deformación angular promedio del panel; δ_i es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal i -ésima; n es el número de diagonales colocadas en el panel; L_{di} es la longitud inicial de la diagonal i -ésima; L_i es la distancia horizontal (inicial) i -ésima entre vértices de diagonales; h_i es la altura (inicial) i -ésima entre vértices de diagonales.

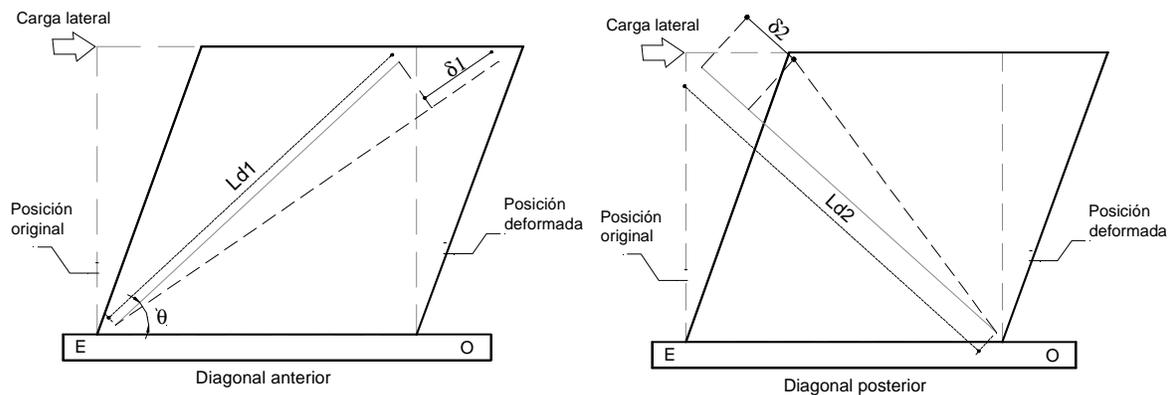


Figura 4.37. Deformación angular de un panel con dos diagonales

Una vez calculada la deformación angular por corte se puede obtener el desplazamiento por corte promedio del muro, multiplicando por la altura del panel. En las gráficas de la Figura 4.39 se muestra el efecto de las deformaciones por flexión y cortante (mediante la distorsión total) a través de los ciclos de carga para los muros. El muro ME3 no se graficó debido a un error en los datos obtenidos de los micrómetros en las diagonales.

En los Muros ME1, ME2 y ME4 el comportamiento en la etapa elástica estuvo dominado por el comportamiento a flexión, sin embargo, durante los ciclos 7 y 9 (muros ME1, ME4 y ME2,

respectivamente) cuando aparecen los primeros agrietamientos las deformaciones por cortante empiezan a gobernar el comportamiento de los muros. En la Tabla 4.24 se indica el ciclo en que apareció la primera grieta diagonal significativa.

MURO	ME1	ME2	ME3	ME4	ME5	ME6	ME7
Ciclo de agrietamiento	5	9	--	7	9	9	6

Tabla 4.24. Ciclo en que se presentó el primer agrietamiento

En los muros donde $L/H > 1$ la deformación por corte aumenta su participación de forma lineal con el progreso del daño. En los últimos ciclos la participación por corte es en promedio del 90%, Figura 4.39.

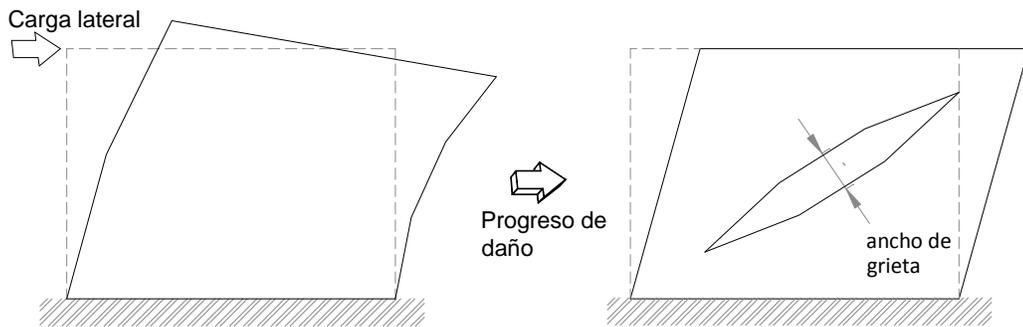


Figura 4.38. Deformación por flexión y cortante en el progreso del daño

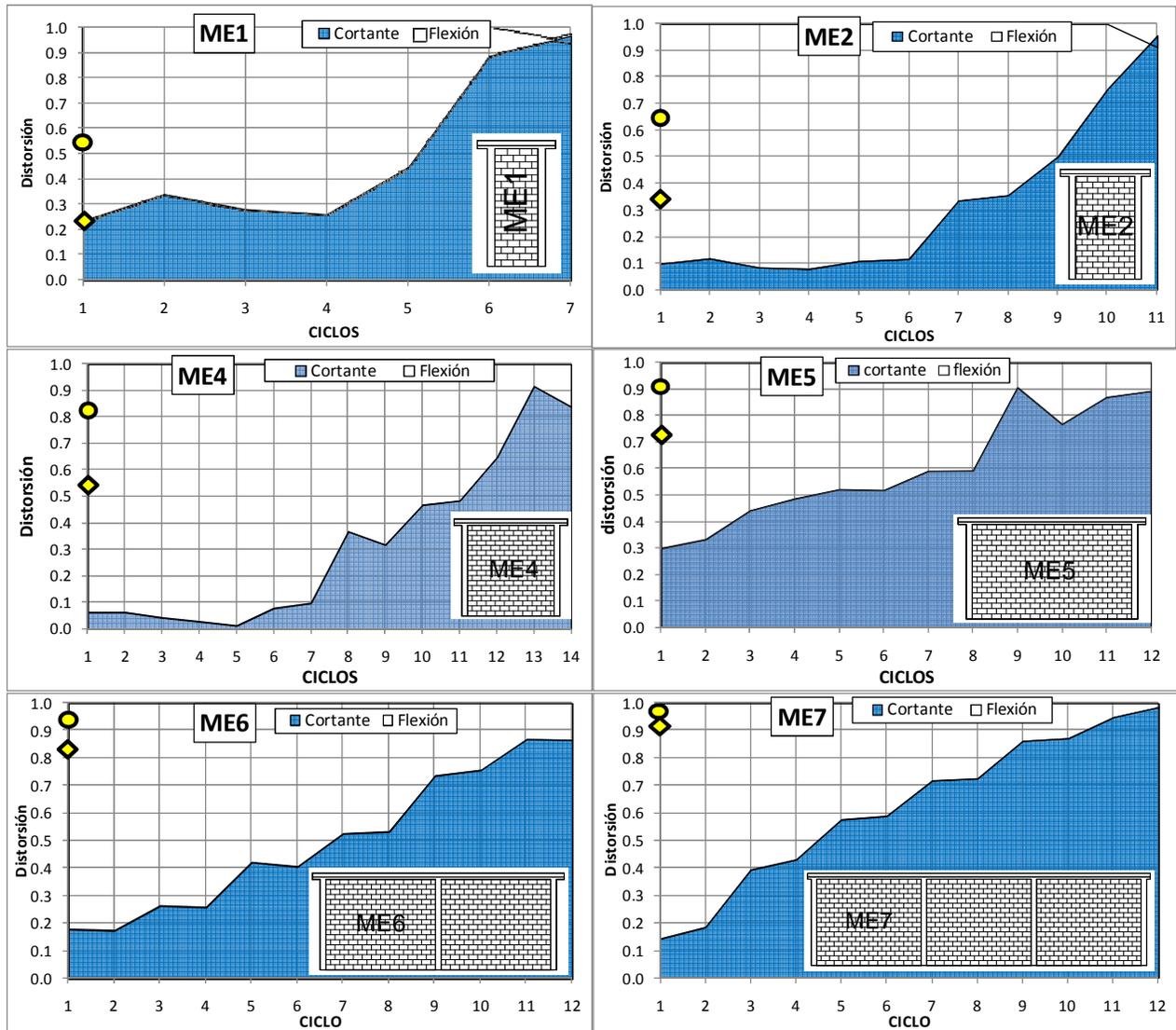
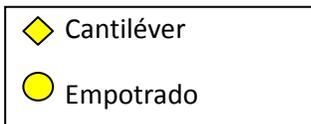


Figura 4.39. Componentes de distorsión experimental (promedios) de los muros



Se calculó el desplazamiento inicial de los muros de acuerdo con el MCA. El desplazamiento teórico resultó mayor que el experimental al contrario de lo esperado. El desplazamiento calculado aumentó junto con la relación L/H.

Se observa que los muros con relación $L/H < 1$ tuvieron una componente inicial de flexión mucho mayor comparada con la componente de corte. Se observó que con el aumento del daño la distorsión se presentó sin giro y apareció como pura distorsión por cortante, en la Figura 4.38 se muestra un ejemplo.

5. Conclusiones y recomendaciones

Se presentan las conclusiones acerca del análisis y discusión de resultados. También se presentan recomendaciones para el diseño de muros de mampostería confinada.

Del análisis de las propiedades de los materiales con que se construyeron los muros, se concluye:

- La resistencia de diseño a compresión de las piezas multiperforadas es de 190.6 kg/cm^2 . La resistencia de diseño a compresión para los morteros usados es de 64.3 kg/cm^2 . Para todos los casos resultó menor a la establecida según las NTC-04 para morteros tipo 1.
- La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería utilizada tiene un valor medio de 4.16 kg/cm^2 .
- La resistencia a compresión simple de la mampostería es de $f_m^*=59.42 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad registró un valor medio de 44066 kg/cm^2 . El módulo de rigidez a cortante varió entre 0.1 y 0.19 veces el módulo de elasticidad, con un cociente medio de 0.14, este resultó mucho menor que el definido según las NTC-04.
- La resistencia de diseño a compresión del concreto es de $f_c=251 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad del concreto varió entre $6345\sqrt{f'_c}$ y $7859\sqrt{f'_c}$ veces el módulo definido en las NTCC, se calculó un módulo de elasticidad medio de 116836 el cual es bajo respecto al valor reglamentario. Se calculó el valor medio de la constante k (donde: $E_c = k\sqrt{f'_c}$) para calcular el módulo de elasticidad del concreto de acuerdo a las NTCC, la constante tiene un valor medio de 7360 kg/cm^2 .

La determinación de la rigidez lateral de los muros se realizó mediante modelos analíticos planteados con base en el método de columna ancha y el método de elementos finitos. La rigidez lateral experimental de los muros se tomó al 40% de la carga máxima registrada de las curvas de histéresis tomando el promedio entre la rama positiva y la negativa.

Se examinó el efecto de la carga axial sobre la rigidez lateral encontrando que:

- La carga axial no influye sobre la rigidez de ciclo, independientemente de la relación de aspecto.
- De acuerdo con el modelo de columna ancha, para muros con relación $L/H < 1$ y el módulo de cortante teórico, se presentaron errores menores al 30% del experimental. Para muros con relación $L/H \geq 1$ la rigidez experimental resultó el promedio entre rigideces calculadas con el módulo de cortante (G_{exp}) y el obtenido de acuerdo a las NTC-04 ($G_{teo}=0.4E_m$).
- Mediante los modelos de elementos finitos se encontró que para muros con relación L/H menor a 1, utilizando módulo de cortante obtenido de los ensayos (G_{exp}), la rigidez calculada presentó errores menores al 15% con la rigidez elástica (K_0). En muros con relación $L/H \geq 1$ la rigidez calculada con G_{exp} presentó errores menores al 30% respecto a la rigidez elástica. La rigidez elástica es mayor a la calculada con G_{exp} , sin embargo presenta la misma tendencia en el incremento de la rigidez.
- Se encontró que la modelación de muros con más de dos castillos confinantes mediante el MCA da mejores resultados si se considera sólo una columna ancha en vez de dividir el muro por paneles. Esto se debe a la disminución de deformación por flexión al segmentar el muro. El segmentar los

muros largos produjo el efecto de tomar menos cortante y consiguiente hacer que los muros cortos tomen más cortante.

- Se observó que entre menor sea la relación de aspecto (H/L) del muro, mayor será la proporción de fuerza cortante en planta que tome; al comparar las rigideces teóricas con las experimentales resultó que las rigideces relativas de los muros cortos presentaron errores menores al 15% con G_{teo} y menores al 30% con G_{exp} . El uso del método simplificado de las NTC-04 proporcionó rigideces relativas con errores menores al 20% en muros con $L/H < 1$, en muros con $L/H > 1$ es lo contrario, esto es, se produjeron rigideces relativas iguales a las experimentales.
- El uso del módulo de cortante experimental (G_{exp}) en la modelación hizo que los muros cortos tomaran mayor cortante.

Al analizar los desplazamientos experimentales se les comparó con los calculados mediante el método de columna ancha. También se analizaron las componentes de desplazamiento por cortante y flexión de los muros.

- Los desplazamientos elásticos de los modelos se calcularon con el módulo de cortante teórico (G_{teo}) y experimental (G_{exp}). Para muros con relación $L/H \leq 1$ el desplazamiento se modeló de forma exacta usando el MCA y el módulo G_{exp} . En muros con $L/H > 1$ el desplazamiento se modeló de forma exacta con el MCA y el módulo de cortante teórico (G_{teo}).

La observación del comportamiento del muro durante las etapas de prueba se realizó con el fin de analizar la progresión del daño y el crecimiento de las curvas de histéresis considerando el aumento en la longitud de los muros.

- La falla del tabique multiperforado estructural fue de tipo frágil, caracterizada por la rotura de las paredes interiores y el desprendimiento de las exteriores. En muros con relación $L/H \leq 1$ se presentó la rotura de las piezas, en las grietas diagonales ó en la zona encerrada entre estas y los castillos exteriores.
- En muros con $L/H \leq 1$ el progreso del daño hasta la falla se compuso de falla por cortante en los paneles y en menor medida el agrietamiento por flexión en toda la altura de los castillos confinantes y penetración de grietas en los extremos de los mismos. También aparecieron de grietas verticales paralelas a los castillos.
- En muros con $L/H > 1$ el comportamiento fue similar al anterior, la falla se presentó por la mezcla de deslizamiento de las juntas y falla por cortante, esto provocó un mecanismo cinemático en que el bloque situado arriba de la grieta principal tiende a deslizarse con respecto al bloque inferior. En el muro ME7 el patrón final de falla fue por deslizamiento de las juntas y fue influenciado por la falla por cortante en los paneles. Las grietas en los paneles evidenciaron la distribución de un campo de tensión perpendicular al agrietamiento (diagonal).
- La identificación de los mecanismos de falla de los muros puede ser usada para definir criterios de resistencia máxima junto con la identificación de las leyes físicas que las representan. La definición de los modos de falla y los métodos de modelación con elementos finitos se pueden aplicar al

análisis no lineal de muros de mampostería. También sirven para identificar el diseño de edificaciones de mampostería a partir de las evidencias del daño que muestren.

- El comportamiento de las curvas de histéresis resultó estable y simétrico en la mayoría de los muros. En los muros ME5 y ME6 el último ciclo fue asimétrico debido a la falla frágil del muro. La distorsión asociada al agrietamiento de los muros fue en promedio de 0.1%. La distorsión para la carga máxima fue en promedio de 0.3%, con excepción del muro ME7 que fue de 0.19%.
- Se propone que la rigidez de ciclo se calcule con la ecuación definida a partir de las rigideces obtenidas de los ensayos experimentales:

$$\bar{K} = 1.15e^{-0.35\bar{\gamma}}$$

$$\text{Si } \bar{\gamma} < 0.5, \quad \bar{K} = 1$$

$$\text{Si } \bar{\gamma} \geq 0.5, \quad \bar{K} = \frac{K_c}{K_0}$$

$$\bar{K} = \frac{K_c}{K_0} \quad \bar{\gamma} = \frac{\gamma}{\gamma_y}$$

Donde \bar{K} es el factor de degradación de rigidez; $\bar{\gamma}$ es la distorsión normalizada; K_c es la rigidez de ciclo, K_0 es la rigidez elástica; γ es la distorsión correspondiente a la rigidez de ciclo; γ_y es la distorsión asociada al agrietamiento diagonal de la mampostería. K_0 y γ_y se calculan con las propiedades de los muros.

- La ecuación de degradación de rigidez se definió en el intervalo (de distorsión normalizada) de 0.5 a 4 ya que comprende el intervalo elástico y parte del inelástico. Valores mayores aportan errores mayores al 20% de la rigidez real y superan el límite del 85% de degradación usado comúnmente.
- La ecuación propuesta, $\bar{K} = 1.15e^{-0.35\bar{\gamma}}$, es capaz de representar la envolvente del comportamiento histerético de edificaciones de mampostería. Puede ofrecer una aproximación conservadora de su curva de capacidad a partir de un análisis no lineal. Permite establecer el nivel de daño estructural relativo de muros que componen una edificación.
- La resistencia al agrietamiento de los muros rebasó la establecida en las NTC-04 con valores superiores desde 4% en el muro ME1 hasta el 64% para el muro ME7. Con el fin de corregir la resistencia en muros con relación $L/H > 1$ se realizó una propuesta normativa con base en el incremento de resistencia respecto a la relación L/H .

La resistencia lateral se calculó según las NTC-04 y sólo se incluye el factor:

$$V_{mR}' = (0.5v_m^*A_t \times \alpha + 0.3P)$$

$$\text{Si } \frac{L}{H} < 1, \quad \alpha = 1$$

$$\text{Si } 1 \leq \frac{L}{H} \leq 2.5, \quad \alpha = \frac{1}{15} \left(8 \frac{L}{H} + 7 \right)$$
$$\text{Si } \frac{L}{H} > 2.5, \quad \alpha = 1.8$$

- La razón del aumento de la resistencia a corte se atribuyó a que la fórmula de resistencia al agrietamiento fue calibrada con base en muros de relación de aspecto $L/H=1$, que tienen un valor fijo de la relación entre la deformación debida a corte y la de flexión. En un muro más largo ($L/H>1$) la proporción de la deformación a flexión de un muro se redujo lo que implicó que para lograr la deformación al primer agrietamiento debió desarrollarse una mayor deformación debida a corte, esto es, un valor mayor del cortante actuante. Con esta idea se calculó el factor de corrección a la resistencia a corte que proporcionó valores con errores menores al 5% respecto a las obtenidas experimentalmente.
- El factor propuesto, $\alpha = \frac{1}{15} \left(8 \frac{L}{H} + 7 \right)$ se presenta como una modificación adecuada a las NTC-04 para el diseño de la fuerza cortante resistida por muros de mampostería con relación $L/H>1$. El factor puede representar de forma exacta la resistencia al agrietamiento de los muros, por lo tanto, se puede usar para calcular de forma precisa la envolvente del ciclo histerético de modelos como el de Flores y Alcocer (2001) y el nivel de daño estructural en edificaciones de mampostería.
- El modelo de Meli (1979) funcionó para el muro ME5. El modelo de Flores y Alcocer (2001) proporciona valores exactos de cargas de agrietamiento y máxima en muros con relación $L/H < 1$. El modelo de Flores y Alcocer puede dar mejores aproximaciones en muros con relación $L/H \geq 1$ si se calcula exactamente la resistencia al agrietamiento.
- Las componentes de distorsión se calcularon con base en las ecuaciones definidas en el reporte de la UCB (Hidalgo, et al, 1978). Se encontró que los muros con $L/H < 1$ tienen una componente inicial de flexión mucho mayor que la obtenida teóricamente, por lo que quedan dudas de la efectividad de dicha medida, además, se observa que a medida que aumenta el daño la distorsión se presenta sin giro y aparece como pura distorsión por cortante. En muros con relación $L/H > 1$ se presenta un comportamiento similar.

El cálculo de la energía disipada equivalente de los ciclos histeréticos para una distorsión de 0.006 mostró que la disipación de energía no presentó una tendencia de comportamiento respecto a la relación de aspecto. Además, la energía disipada equivalente de la mayor parte de los muros superó el límite establecido en las NTC-04

La ductilidad calculada con las envolventes positivas y negativas muestran valores sin patrón aparente. El valor exagerado del muro ME1 se debe a que el muro no falló, los castillos proporcionaron la deformación necesaria con el efecto de confinamiento del panel dañado. La ductilidad del muro ME4 medida en la envolvente negativa sigue el mismo comportamiento que en el muro ME1.

Recomendaciones

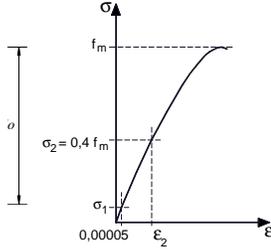
Las recomendaciones indicadas son aplicables a muros de mampostería contruidos a base de piezas multiperforadas (estructurales) de arcilla con mortero clase 1, que penetre de forma adecuada en los huecos para la formación de llaves de cortante y que sean confinados con elementos de concreto reforzados.

- La modelación con el MCA y las NTC-04 en muros con más de dos castillos confinantes provee errores menores al 40% respecto a los reales, al usar una columna, ya que al dividir el muro por paneles se da una disminución en la rigidez calculada respecto a la experimental. Sin embargo, si el diseñador decide modelar los muros largos ($L/H > 1$) con columnas anchas por panel, el efecto será el incremento de la fuerza cortante en los muros cortos. Este efecto puede resultar benéfico ya que resultará en una resistencia mejor distribuida. Por ejemplo en el caso típico en la dirección en que suele haber dos largos muros de colindancia y muros interiores cortos en esa misma dirección.
- La modelación con el MEF y el modulo de cortante obtenido de ensayos proporciona errores menores al 15% respecto a la rigidez elástica (K_0) en muros cortos ($L/H < 1$). La modelación de muros con $L/H \geq 1$ y el modulo de cortante obtenido de ensayos presenta errores menores al 30% respecto a la rigidez elástica.
- Al diseñar con el método simplificado y el módulo de cortante G_{te} se calculan fuerzas cortantes más bajas en los muros cortos de lo que se espera en realidad. Aunque la rigidez absoluta de cada muro cuando se usa G_{te} presenta errores menores al 20% respecto a la experimental, debe considerarse que las rigideces relativas no presentan diferencias muy importantes, por lo que utilizar el valor recomendado por la NTC-04 no tendrá un efecto significativo en las fuerzas que tome cada muro, pero quizá un mayor efecto se observe en los desplazamientos laterales.
- Para corregir la resistencia de las NTC-04 para muros alargados ($L/H > 1$) se recomienda la aplicación del factor propuesto $\alpha = \frac{1}{15} \left(8 \frac{L}{H} + 7 \right)$, en el intervalo de $1 < L/H \leq 2.5$, el factor proporciona errores menores al 5% respecto a la resistencia real.

APÉNDICE

A. Resultados de pilas, muretes y cilindros

PILAS



Projeto: Muros SME para calibrar análisis

Tipo de material : Tabique extruido de arcilla multiperforado

$f_p^* = 127 \text{ kg/cm}^2$

Resist. mortero 28 días: $f_b^* = 98 \text{ kg/cm}^2$ (promedio general)

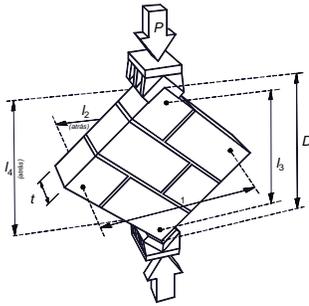
$f_m^* = f_m / (1 + 2.5c_m) = 59.06 \text{ kg/cm}^2$ ($c_m \geq 0.15$)

$E_m = 44066 \text{ kg/cm}^2$ (promedio general)

Pila	Dimensiones, cm			Área bruta, A cm ²	Carga, kg	Esfuerzo bruto, f_m kg/cm ²	Módulo elast E_m kg/cm ²	ϵ_m
	a	b	h					
ME1-P1	12	23	50	276.0	17887	64.81	41192	0.0028
ME1-P2	12	23	50	276.0	23460	85.00	46528	0.0027
ME1-P3	12	23	50	276.0	21815	79.04	42321	0.0031
ME2-P1	12	23	50	276.0	21100	76.45	50791	0.0023
ME2-P2	12	23	50	276.0	20101	72.83	43899	0.0023
ME2-P3	12	23	50	276.0	17784	64.43	38981	0.0027
ME3-P1	11.6	22.6	50.0	262.2	22520	85.90	46653	0.0024
ME3-P2	12	23	50	276.0	21265	77.05	44465	0.0031
ME3-P3	12	23	50	276.0	18328	66.41	40029	0.0029
ME4-P1	12	23	50	276.0	20537	74.41	41882	0.0024
ME4-P2	11.6	22.6	50.0	262.2	22080	84.22	42271	0.0031
ME4-P3	11.6	22.9	49.6	265.6	21420	80.64	48044	0.0056
ME5-P1	11.8	22.7	51.5	267.9	27900	104.16	36795	0.0032
ME5-P2	11.7	22.8	50.3	266.8	33600	125.96	50689	0.0030
ME5-P3	11.6	22.3	50.7	258.7	27600	106.70	51846	0.0023
ME6-P1	11.7	22.6	51	264.4	31400	118.75	43447	0.0030
ME6-P2	11.6	22.4	50	259.8	33100	127.39	49737	0.0028
ME6-P3	11.7	22.7	50.4	265.6	33600	126.51	42587	---
ME6-P4	11.7	22.7	50.5	265.6	36400	137.05	45777	---
ME6-P5	11.7	22.6	50.3	264.4	27600	104.38	46755	---
ME6-P6	11.5	22.5	50.4	258.8	33700	130.24	43526	---
ME7-P1	11.8	22.8	50.8	269.0	24500	91.06	40393	0.0025
ME7-P2	11.8	22.7	51.0	267.9	23600	88.11	40501	0.0025
ME7-P3	11.9	22.9	50.8	272.5	22950	84.22	42703	0.0021
ME7-P4	11.7	22.4	50.3	262.1	26000	99.21	46547	0.0023
ME7-P5	11.8	22.9	50.5	270.2	20100	74.38	37258	0.0022
ME7-P6	11.8	22.7	50.3	267.9	26200	97.81	44159	0.0024
Promedio	11.8	22.8	50.3			93.6	44066	0.0028
Coeficiente de variación						0.23	0.09	

Tabla.A.1. Resultados de ensayos a compresión en pilas de mampostería

MURETES



Proyecto : Muros SMIE para calibrar
 Tipo de material : Arcilla extruida multiperforada
 Mortero C:Cal:A : 1 : ¼ : 3

$$v_m^* = v_m / (1 + 2.5c_v) = \frac{3.81}{1 + 2.5 \cdot 0.2} \text{ kg/cm}^2 \quad (c_v ? 0.2)$$

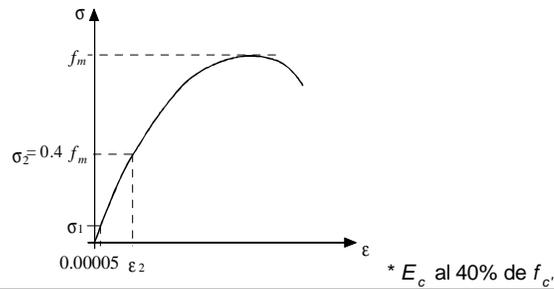
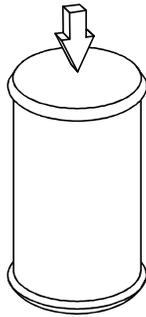
$$G_m = \frac{6667}{1} \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{de las pilas } E_m = \frac{44066}{1} \text{ kg/cm}^2$$

Murete	Dimensiones, cm				Área diag. $A = t D,$ cm ²	Carga, kg	Esf. cortante $v,$ kg/cm ²	Esf. de diseño, v_m^* kg/cm ²	Módulo de cortante, G_m kg/cm ²	Módulo E_m kg/cm ²	G_m/E_m
	L	h	D	t							
ME1-M1	38.0	37.4	52.3	11.9	619.8	2700	4.36	3.11	4602		0.11
ME1-M2	37.5	37.2	52.5	11.9	622.1	3170	5.10		5884	43,347	0.14
ME1-M3	37.8	37.2	57.1	11.9	676.6	3070	4.54		3831		0.09
ME2-M1	37.4	38.0	53	11.9	628.1	3470	5.53	3.34	3723		0.08
ME2-M2	37.5	37.4	52.3	11.9	619.8	2460	3.97		3188	44,557	0.07
ME2-M3	37.2	37.5	52.7	11.9	624.5	3460	5.54		6960		0.16
ME3-M1	38.3	37.4	53.0	11.9	628.1	3470	5.53	3.52	6550		0.15
ME3-M2	37.3	37.2	52.4	11.9	620.9	3150	5.07		6976	43,716	0.16
ME3-M3	37.5	37.2	52.5	11.9	622.1	3270	5.26		5926		0.14
ME4-M1	37.8	37.0	52.8	11.9	625.7	3250	5.19	3.30	3967		0.09
ME4-M2	37.9	37.6	53.1	11.9	629.2	2950	4.69		5171	44,066	0.12
ME4-M3	37.4	37.5	52.2	11.9	618.6	3080	4.98		5018		0.11
ME5-M1	35.7	38.0	51.2	11.7	599.0	4480	7.48	4.66	6391	46,443	0.14
ME5-M2	35.6	37.4	51.0	11.7	596.7	4220	7.07		6667		0.14
ME5-M3	35.4	37.5	51.0	11.7	596.7	3820	6.40		5123		0.11
ME6-M1	35.1	37.9	51.2	11.7	599.0	4400	7.35	5.23	9439	45,305	0.21
ME6-M2	35.4	38.0	50.7	11.7	593.2	4960	8.36		6126		0.14
ME6-M3	35.0	37.4	51.0	11.7	596.7	5560	9.32		7014		0.15
ME6-M4	35.0	37.8	50.5	11.6	585.8	3820	6.52		6713		0.15
ME6-M5	35.2	37.6	50.5	11.4	575.7	5000	8.69		13914		0.31
ME6-M6	35.2	37.5	50.5	11.6	585.8	4000	6.83		7168		0.16
ME7-M1	35.1	38.6	51.8	11.8	611.2	3670	6.00	3.97	6603	41,927	0.16
ME7-M2	35.0	38.7	51.9	11.7	607.2	3930	6.47		7644		0.18
ME7-M3	35.7	38.4	51.0	11.8	601.8	2850	4.74		6717		0.16
ME7-M4	34.7	38.0	51.0	11.8	601.8	3120	5.18		8646		0.21
ME7-M5	35.4	38.2	51.3	11.8	605.3	5700	9.42		9025		0.22
ME7-M6	35.4	37.8	51.5	11.6	597.4	5150	8.62		11019		0.26
Promedio			51.93				6.23	3.88	6667		0.15
Coefficiente de variación							0.25		0.35		0.35

Tabla A.2. Resultados de ensayos a compresión diagonal en muretes de mampostería

CONCRETO

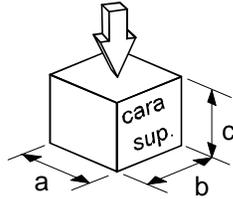


Nombre	Descripción	Esfuerzo f_c' kg/cm ²	E_c kg/cm ²	ν	$E_c / \sqrt{(f_c')}$	f_c' prom
ME1	Castillos Losa y dala	334.6	116075	0.10	6345	334.6
ME2	Castillos Losa y dala	216.4	103124	0.09	7010	216.4
ME3	Castillos Losa y dala	184.7	100605	0.14	7403	184.7
ME4	Castillos Losa y dala	233.5	109336	0.11	7155	233.5
ME5	Castillos Losa y dala	226.5	113392	0.14	7535	231.9
		237.4	121082	0.15	7859	
ME6	Castillos extremos	252.2	124657	0.15	7849	260.2
	Castillo central	252.0	122574	0.15	7722	
	Losa y dala (Premezclado)	276.3	210104	0.20	12641	
ME7	Castillos 1 y 2	319.5	127160	0.14	7114	303.7
	Castillos 3 y 4	295.7	122103	0.14	7101	
	Dala y losa	295.8	135261	0.15	7865	
Promedio			117761	0.13	7360	252
Coef. Var.			0.089	0.16	0.064	0.21

*Nota: en el promedio E_c y ν no se tomó en cuenta la losa del ME6 porque fue concreto premezclado

Tabla A.3. Resultados de ensaye a compresión simple en cilindros de concreto

MORTERO



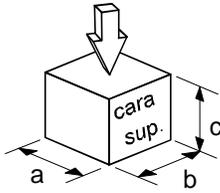
Proyecto: Muros SMIE, arcilla extruida multiperfor:
Especímenes: ME5, ME6, ME7
Fecha de ensaye : 18 y 21 de julio de 2008, 10 y 24 feb 2009
 $f_b' = 123.3 \text{ kg/cm}^2$
 $f_j^* = f_b' / (1 + 2.5c_j); f_j^* = 78.2 \text{ kg/cm}^2 (c_j \geq 0.2)$
Cem:cal:arena 1:¼:3

Muestra		fecha	fecha	Edad, días	Dim., cm			Peso, g	Peso Vol. t/m ³	Carga kg	Área cm ²	Esfuerzo kg/cm ²
Nº	Probeta	muestra	ensaye		a	b	c					
ME5	1				5.04	5.03	5.00	214	1.69	2970	25.3	117.3
M-1	2	13-Oct	10-Feb	120	4.96	4.94	5.00	216	1.76	2850	24.5	116.3
	3				5.01	5.11	5.03	225	1.75	2990	25.6	116.8
ME5	1				5.06	5.09	5.07	230	1.76	4800	25.8	186.4
M-2	2	13-Oct	10-Feb	120	5.06	5.05	5.05	225	1.74	4050	25.6	158.5
	3				5.02	5.07	5.05	224	1.74	3640	25.5	142.9
ME5	1				5.08	5.00	5.03	221	1.73	3950	25.4	155.5
M-3	2	14-Oct	10-Feb	119	5.08	5.00	5.02	219	1.72	3800	25.4	149.6
	3				5.03	5.05	5.06	223	1.74	3250	25.4	127.9
ME5	1				4.98	5.00	5.02	216	1.73	2210	24.9	88.8
M-4	2	14-Oct	10-Feb	119	4.94	4.95	5.01	217	1.77	3510	24.5	143.5
	3				5.00	5.11	4.03	226	2.19	3310	25.6	129.5
ME6	1				4.98	5.03	5.02	221	1.76	3050	25.0	121.8
M-1	2	25-Sep	10-Feb	138	5.07	5.00	5.03	216	1.70	2960	25.4	116.8
	3				5.08	5.08	5.08	218	1.66	2390	25.8	92.6
ME6	1				5.05	4.98	5.07	219	1.72	3910	25.1	155.5
M-2	2	25-Sep	10-Feb	138	5.09	5.12	5.04	226	1.72	3090	26.1	118.6
	3				5.02	5.05	5.04	215	1.68	3100	25.4	122.3
ME6	1				5.14	5.09	5.20	230	1.69	3270	26.1	125.1
M-3	2	25-Sep	10-Feb	138	5.07	5.07	5.08	218	1.67	2640	25.7	102.7
	3				5.11	5.05	5.07	218	1.67	2250	25.8	87.3
ME6	1				5.16	5.16	5.13	230	1.69	3030	26.6	113.9
M-4	2	26-Sep	10-Feb	137	5.18	5.10	5.07	226	1.69	2790	26.4	105.6
	3				5.10	5.07	5.06	219	1.67	2590	25.9	100.2
ME6	1				5.02	5.00	5.04	223	1.76	4090	25.1	162.9
M-5	2	26-Sep	24-Feb	151	5.19	4.98	5.03	225	1.73	3340	25.8	129.2
	3				5.22	5.12	5.04	231	1.71	3050	26.7	114.1
ME6	1				5.12	5.06	5.06	218	1.66	2410	25.9	93.0
M-6	2	26-Sep	24-Feb	151	5.10	5.00	5.02	216	1.69	2650	25.5	103.9
	3				5.10	5.03	5.03	218	1.69	2840	25.7	110.7
ME6	1				5.16	5.17	5.12	228	1.67	1360	26.7	51.0
M-7	2	29-Sep	24-Feb	148	5.13	5.10	5.09	222	1.67	2140	26.2	81.8
	3				5.09	5.06	5.06	223	1.71	2380	25.8	92.4
ME6	1				5.07	5.13	5.04	226	1.72	1970	26.0	75.7
M-8	2	29-Sep	24-Feb	148	5.09	4.99	5.06	220	1.71	2220	25.4	87.5
	3				5.07	5.02	5.05	220	1.71	2270	25.5	89.2

Tabla A.4. Resultados de compresión en cubos de mortero, muros ME5 a ME7

Muestra		fecha	fecha	Edad, días	Dim., cm			Peso, g	Peso Vol. t/m ³	Carga kg	Área cm ²	Esfuerzo kg/cm ²
Nº	Probeta	muestra	ensaye		a	b	c					
M-11 (ME7)	1	24-Abr	18-Jul	85	5.09	5.08	4.98	225	1.75	2190	25.8	84.8
	2				5.11	5.08	4.94	227	1.77	2950	26.0	113.6
	3				5.07	5.08	4.99	224	1.74	2370	25.7	92.1
M-12 (ME7)	1	24-Abr	18-Jul	85	5.02	4.92	5.07	212	1.69	1790	24.7	72.5
	2				4.97	5.05	5.03	214	1.70	2120	25.1	84.6
	3				4.98	5.03	5.10	218	1.71	1885	25.0	75.4
M-13 (ME7)	1	25-Abr	18-Jul	84	5.06	5.06	4.96	227	1.79	3570	25.6	139.7
	2				5.12	5.08	4.97	235	1.82	3910	26.0	150.5
	3				5.10	5.07	5.02	229	1.77	3670	25.9	141.9
M-14 (ME7)	1	25-Abr	18-Jul	84	5.05	5.06	5.06	228	1.77	3350	25.5	131.2
	2				5.09	5.06	5.16	234	1.76	4265	25.7	165.9
	3				5.11	5.16	5.18	238	1.74	4245	26.3	161.1
M-15 (ME7)	1	28-Abr	18-Jul	81	4.99	5.02	5.13	227	1.77	3930	25.0	157.0
	2				4.98	5.05	5.05	222	1.75	4130	25.1	164.4
	3				5.05	4.94	5.09	220	1.73	3490	24.9	139.9
M-16 (ME7)	1	28-Abr	18-Jul	81	5.07	5.06	4.96	222	1.74	3510	25.7	136.8
	2				5.09	5.13	5.03	228	1.74	3810	26.1	145.9
	3				5.07	5.10	4.99	220	1.71	2920	25.8	113.0
M-17 (ME7)	1	29-Abr	18-Jul	80	5.06	5.07	5.86	223	1.48	3110	25.7	121.2
	2				5.08	5.06	5.11	227	1.73	3745	25.7	145.7
	3				5.13	5.12	5.08	228	1.71	3310	26.3	126.0
M-18 (ME7)	1	29-Abr	18-Jul	80	5.11	5.15	5.11	228	1.70	4045	26.3	153.9
	2				5.08	5.10	5.09	233	1.77	4120	25.9	159.0
	3				5.08	5.09	5.05	228	1.75	3840	25.9	148.5
M-19 (ME7)	1	30-Abr	18-Jul	79	5.08	5.00	5.22	226	1.71	3245	25.4	127.9
	2				5.05	4.89	5.28	226	1.74	3385	24.7	137.2
	3				5.06	4.87	5.13	220	1.74	2900	24.6	117.7
M-20 (ME7)	1	30-Abr	18-Jul	79	5.06	5.06	5.09	226	1.73	3865	25.6	151.0
	2				5.17	5.13	5.18	233	1.70	4050	26.5	152.7
	3				5.10	5.07	5.12	226	1.71	3665	25.9	141.7
Promedio								1.73		123.3		
Coefic. de variación								0.04		0.23		

Tabla A.4. Resultados de compresión en cubos de mortero, muros ME5 a ME7



Proyecto: Muros SMIE, arcilla extruida multiperforada

Especimen: ME1, ME2, ME3 y ME4

Fecha de ensaye :

$$f_b' = 84.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_j^* = f_b' / (1 + 2.5c_j); f_j^* = 52.3 \text{ kg/cm}^2 (c_j \approx 0.2)$$

Cem:cal:arena 1:¼:3

Muestra		fecha	fecha	Edad, días	Dim., cm			Peso, g	Peso Vol. t/m³	Carga kg	Área cm²	Esfuerzo kg/cm²
Nº	Probeta	nuestra	ensaye		a	b	c					
M-1 (ME3)	1	05-Mar	02-Jul	119	5.10	5.07	5.07	221	1.69	2470	25.9	95.5
	2				5.16	5.07	5.07	224	1.69	3100	26.2	118.5
	3				5.10	5.07	5.07	223	1.70	2510	25.9	97.1
M-2 (ME3)	1	05-Mar	02-Jul	119	5.06	5.07	5.07	215	1.65	2330	25.7	90.8
	2				5.10	5.07	5.07	221	1.69	3210	25.9	124.1
	3				5.02	5.07	5.07	216	1.67	2420	25.5	95.1
M-3 (ME3)	1	05-Mar	02-Jul	119	4.99	5.07	5.07	205	1.60	1370	25.3	54.2
	2				4.98	5.07	5.07	206	1.61	1880	25.2	74.5
	3				4.97	5.07	5.07	203	1.59	1450	25.2	57.5
M-4 (ME3)	1	06-Mar	02-Jul	118	5.07	5.07	5.07	223	1.71	2500	25.7	97.3
	2				5.04	5.07	5.07	223	1.72	3440	25.6	134.6
	3				5.09	5.07	5.07	224	1.71	2710	25.8	105.0
M-5 (ME4)	1	06-Mar	02-Jul	118	5.02	5.07	5.07	215	1.67	2050	25.5	80.5
	2				5.07	5.07	5.07	216	1.66	2140	25.7	83.3
	3				5.05	5.07	5.07	215	1.66	1880	25.6	73.4
M-6 (ME4)	1	07-Mar	03-Jul	118	4.99	5.07	5.07	216	1.68	2230	25.3	88.1
	2				4.92	5.07	5.07	212	1.68	2280	24.9	91.4
	3				4.93	5.07	5.07	213	1.68	2320	25.0	92.8
M-7 (ME4)	1	10-Mar	04-Jul	116	4.97	5.07	5.07	210	1.64	2060	25.2	81.8
	2				5.03	5.07	5.07	214	1.66	2180	25.5	85.5
	3				4.98	5.07	5.07	213	1.66	1990	25.2	78.8
M-8i (ME2)	1	11-Mar	04-Jul	115	5.02	5.07	5.07	216	1.67	2750	25.5	108.0
	2				5.05	5.07	5.07	216	1.66	2760	25.6	107.8
	3				4.98	5.07	5.07	211	1.65	1870	25.2	74.1
M-8f (ME2, 1)	1	11-Mar	04-Jul	115	5.06	5.07	5.07	214	1.65	2450	25.7	95.5
	2				5.07	5.07	5.07	213	1.63	1730	25.7	67.3
	3				5.05	5.07	5.07	214	1.65	2330	25.6	91.0
M-9i (ME2)	1	11-Mar	04-Jul	115	5.09	5.07	5.07	218	1.67	1820	25.8	70.5
	2				5.07	5.07	5.07	218	1.67	2750	25.7	107.0
	3				5.09	5.07	5.07	217	1.66	2340	25.8	90.7
M-9f (ME1)	1	12-Mar	04-Jul	114	5.02	5.07	5.07	211	1.64	820	25.5	32.2
	2				5.08	5.07	5.07	213	1.63	2320	25.8	90.1
	3				5.09	5.07	5.07	214	1.64	2060	25.8	79.8
M-10 (ME1)	1	12-Mar	04-Jul	114	5.03	5.07	5.07	219	1.69	1590	25.5	62.3
	2				5.03	5.07	5.07	222	1.72	1950	25.5	76.5
	3				5.02	5.07	5.07	219	1.70	1240	25.5	48.7
Promedio								1.66		84.6		
Coefic. de variación								0.02		0.25		

Tabla A.5. Resultados de compresión en cubos de mortero, muros ME1 a ME4

Distribución estadística

clase σ kg/cm ²	frecuencia
30 - 40	1
40 - 50	1
50 - 60	3
60 - 70	2
70 - 80	10
80 - 90	12
90 - 100	15
100 - 110	8
110 - 120	12
120 - 130	10
130 - 140	6
140 - 150	8
150 - 160	9
160 - 170	4
y mayor ...	0

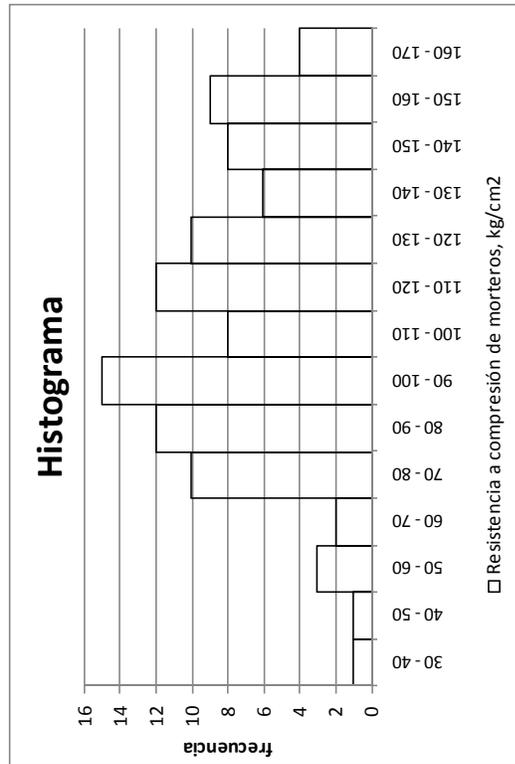


Tabla A.6. Intervalos de resistencia a compresión en cubos de mortero, en kg/cm²

clase	frecuencia
σ kg/cm ²	
60 - 65	2
65 - 70	1
70 - 75	3
75 - 80	3
80 - 85	4
85 - 90	2
90 - 95	1
95 - 100	2
100 - 105	2
105 - 110	1
110 - 115	0
115 - 120	1
120 - 125	0
125 - 130	3
130 - 135	1
135 - 140	1
y mayor...	0

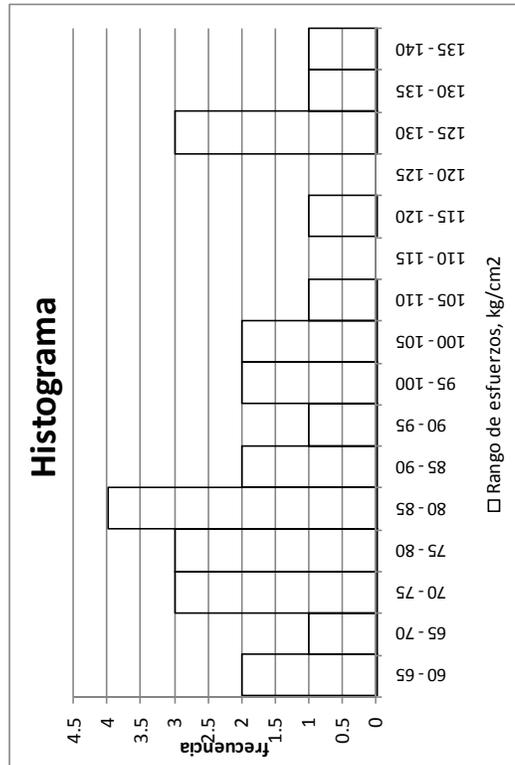


Tabla A.7. Intervalos de resistencia a compresión simple en pilas de mampostería, en kg/cm²

clase	frecuencia
σ kg/cm ²	
3.5 - 4	1
4 - 4.5	1
4.5 - 5	4
5 - 5.5	5
5.5 - 6	3
6 - 6.5	3
6.5 - 7	2
7 - 7.5	3
7.5 - 8	0
8 - 8.5	1
8.5 - 9	2
9 - 9.5	2
9.5 - 10	0

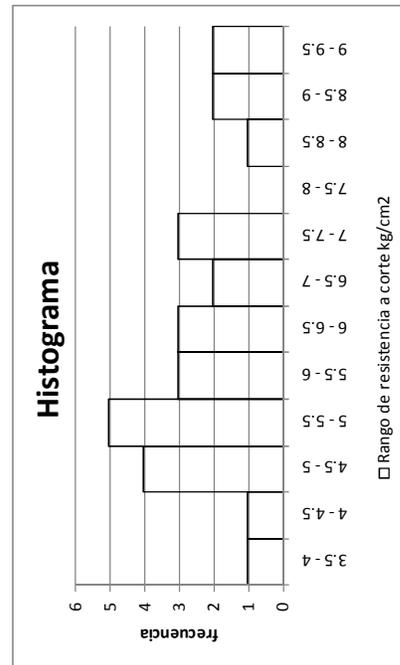


Tabla A.8. Intervalos de resistencia a compresión diagonal en muretes de mampostería, en kg/cm²

B. Resistencia al agrietamiento corregida

En este apéndice se describe la construcción de los factores para calcular la resistencia al agrietamiento definida en las NTC-04.

Factor 1

Es el factor que se propone para corregir la resistencia al agrietamiento en las NTC-04(V_{mR}). Se calibró con los resultados experimentales para muros con relación $L/H \geq 1$. De acuerdo a la Tabla 4.18 la resistencia de los muros es lineal en el intervalo de 1 a 2.5 (L/H), entonces, el factor se definirá como:

$$f\left(\frac{L}{H}\right) = a\frac{L}{H} + b \quad (i)$$

Donde a y b son constantes; L es la longitud y H es la altura del muro.

Según la resistencia ante cargas laterales de las NTC-04,

$$V_{mR} = F_r(0.5v^* A_t + 0.3P) \leq F_r 1.5v^* A_t \quad (ii)$$

Donde V_{mR} es la resistencia al agrietamiento; A_t es el área total del muro; v_m^* es la resistencia de diseño de la mampostería; P es la carga axial y σ es el esfuerzo axial sobre el muro.

Modificando la ecuación (ii) para incluir $F(L/H)$ en función de la ecuación (ii):

$$(0.5v^* F(L/H) + 0.3\sigma) = 1.5(0.5v^* + 0.3\sigma)A_t$$

Despejando el factor $F(L/H)$:

$$F\left(\frac{L}{H}\right) = \frac{3(\sigma + 5v^*)}{10v^*}$$

Al evaluar la ecuación (i) según los intervalos de datos experimentales:

$$F(1) = a(1) + b \quad F\left(\frac{3(\sigma + 5v^*)}{10v^*}\right) = a(2.5) + b$$

$$1 = a + b$$

$$\frac{3(\sigma + 5v^*)}{10v^*} = 2.5a + b$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$a = \frac{5v^* + 3\sigma}{15v^*} \quad b = \frac{10v^* - 3\sigma}{15v^*}$$

Sustituyendo las constantes en (i):

$$f\left(\frac{L}{H}\right) = \left(\frac{1}{3} + \frac{\sigma}{5v^*}\right)\frac{L}{H} - \frac{\sigma}{5v^*} + \frac{2}{3} \quad (iii)$$

La ecuación (iii) define el factor en función de tres variables, si se considera que el cociente del esfuerzo axial y la resistencia a compresión diagonal es cercano a la unidad, $\sigma/v^* = 1$, entonces en la ecuación (iv):

$$f\left(\frac{L}{H}\right) = \frac{1}{15}\left(8\frac{L}{H} + 7\right)$$

Para intervalos de $L/H > 2.5$ se decidió dejar el factor constante ya que entre mayor es la longitud de los muros la resistencia tiende a ser constante.

Factor 2

El factor se desarrolló como una corrección por desplazamiento que aumentara la carga axial y la resistencia de la mampostería en la ecuación de las NTC-04, para muros con relación $L/H > 1$. Para su deducción se considera un muro de mampostería en cantiléver.

El desplazamiento por flexión a todo lo alto en cantiléver debido a una carga horizontal "V" aplicada en el extremo superior:

$$dm = \frac{VH^3}{3EI} \quad (i)$$

El desplazamiento por corte a todo lo alto en cantiléver debido a una carga horizontal "V" aplicada en el extremo superior:

$$dc = \frac{VH}{GAc} \quad (ii)$$

Se quiere conocer el incremento en la fuerza lateral producto del decremento del desplazamiento por flexión del muro.

$$f1 = \frac{df}{dc + df} \quad f1 = VH^3 / (3EI \left(\frac{VH}{GAc} + \frac{VH^3}{3EI} \right))$$

$$I = \frac{tL^3}{12} \quad Ac = \frac{tL}{k} \quad G = 0.4E$$

Donde t es el espesor del muro; E es el modulo de elasticidad; Ac es el área de cortante; G es el modulo de cortante. La ecuación P' define el cociente para muros con relación $L/H > 1$ (muros largos), de la ecuación f1 se define:

$$P' = 4VH^3 / (EtL^3 \left(\frac{5VkH}{2ELt} + \frac{4VH^3}{EtL^3} \right))$$

La variable P2 define el cociente para muros con relación $L/H = 1$ (muros cuadrados), de la ecuación P' se define:

$$P2 = 4V/Et \left(\frac{5Vk}{2Et} + \frac{4V}{Et} \right)$$

Ahora definimos el factor para el cálculo del incremento del desplazamiento por corte como:

$$F2 = (1 + (P2 - P'))$$

$$F2 = \frac{25k^2L^2 + 80kL^2 + 64H^2}{(5k + 8)(5kL^2 + 8H^2)} \quad (iii)$$

En la ecuación (iii) se sustituyen el valor de $k = 1.2$ (factor de forma). Se define el cociente w como la relación L/H y se sustituyen los valores de k y $L = w \cdot H$ en (iii)

$$f = \frac{33w^2 + 16}{7(3w^2 + 4)} \quad (iv)$$

La ecuación (iv) define el factor con que se calcula la resistencia al agrietamiento. En la Figura B.1 se grafican los valores experimentales y los analíticos.

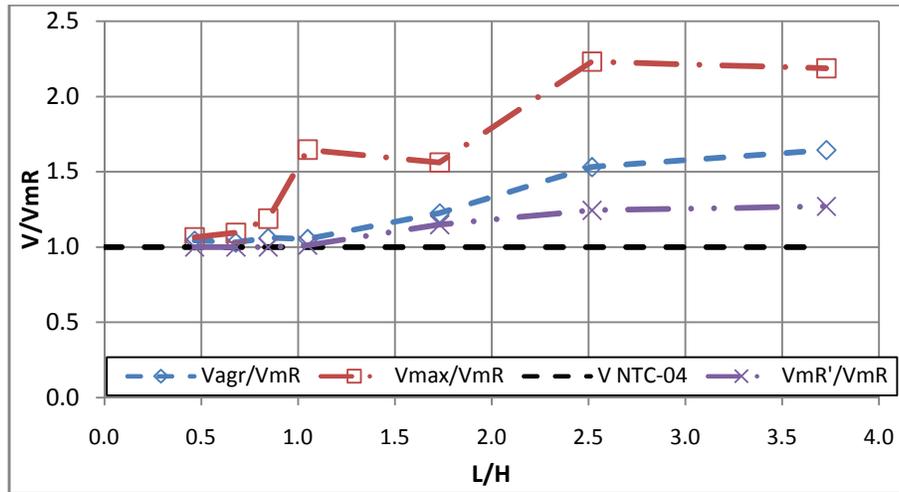
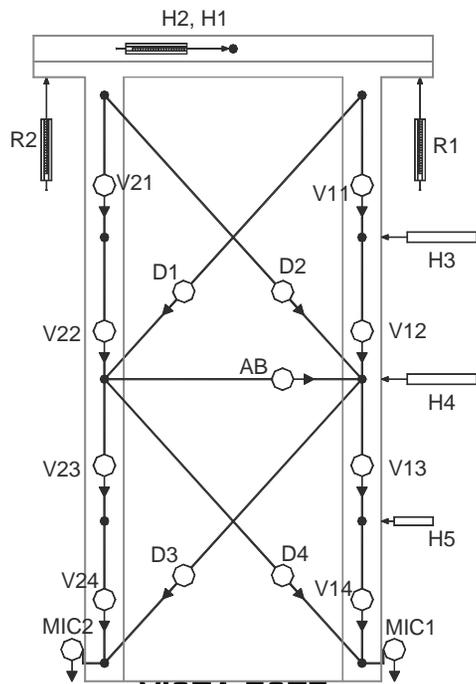


Figura B.1. Cocientes de resistencia y relación de aspecto

En la Figura B.1 se grafican las resistencias experimentales y analíticas normalizadas con la resistencia al agrietamiento de las NTC-04. Se observa que la resistencia corregida (V'_{mR}) tiene errores de 25% para el muro ME7.

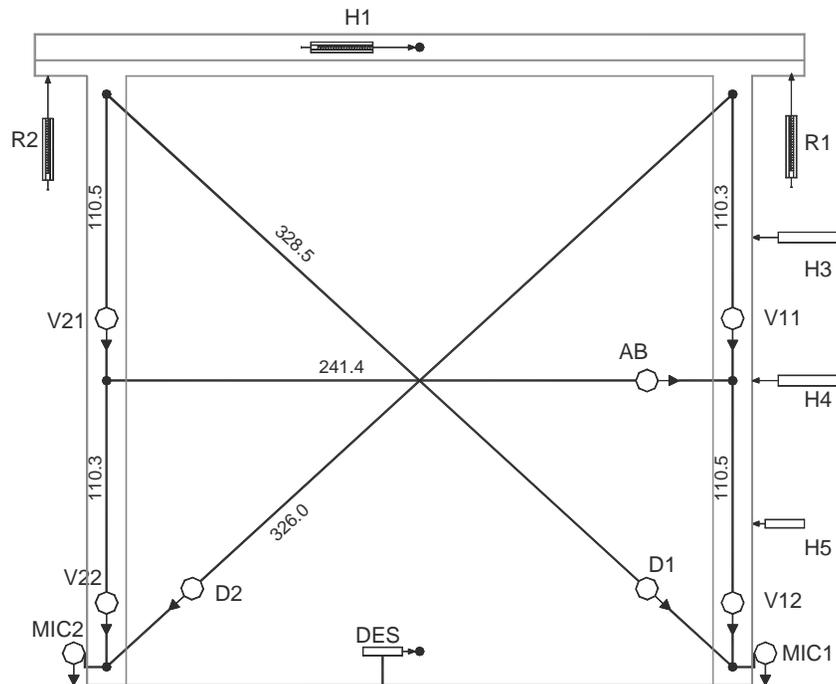
C. Instrumentación externa

ESPÉCIMEN ME1
Posición real instrumentación



a)

ESPÉCIMEN ME4
Posición real instrumentación

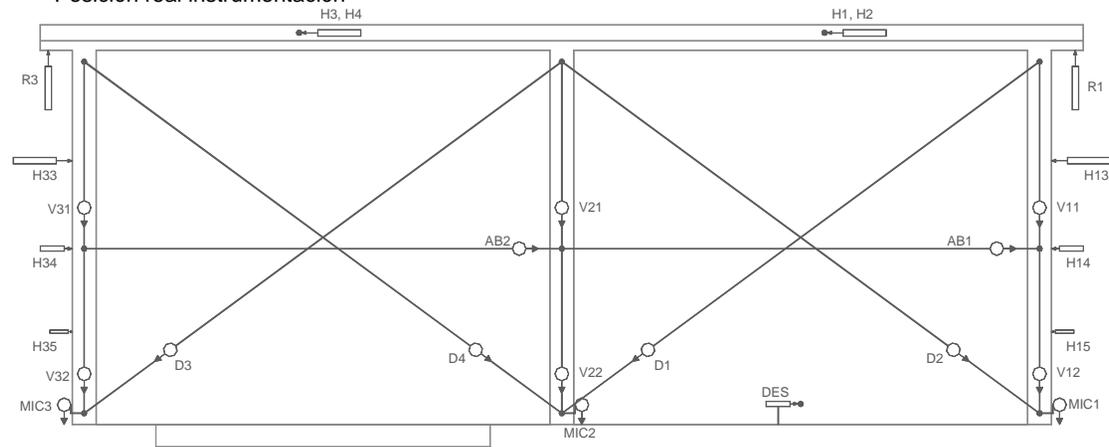


b)

Figura C.1. a) posición de instrumentación en espécimen ME1. b) posición de instrumentación en ME4

ESPÉCIMEN ME6

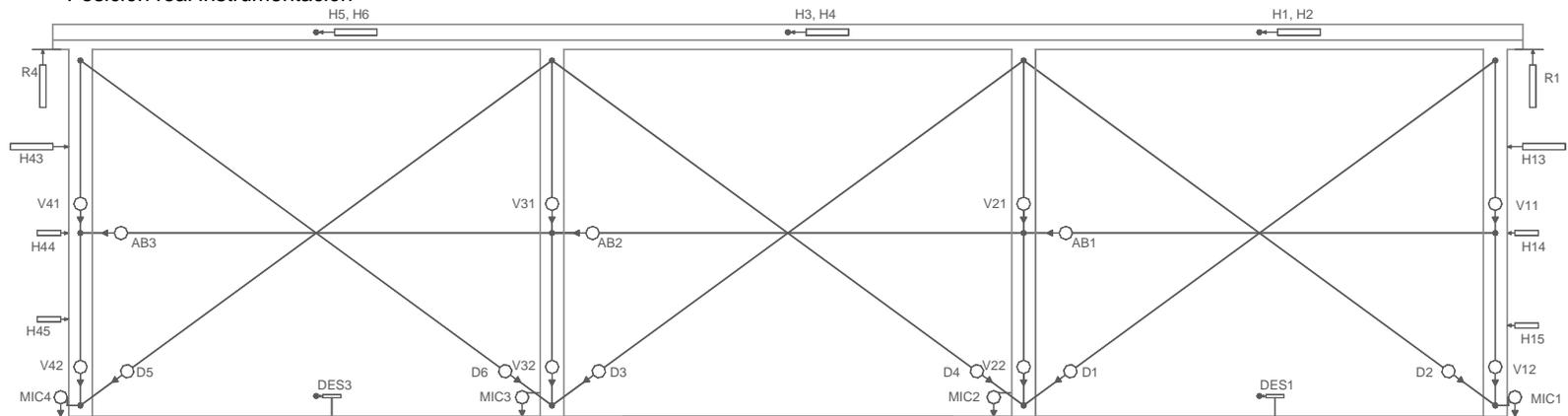
Posición real instrumentación



a)

ESPÉCIMEN ME7

Posición real instrumentación



b)

Figura C.2. a) Posición de instrumentación en espécimen ME6. b) Posición de instrumentación en espécimen ME7

POSICION DE LEDS

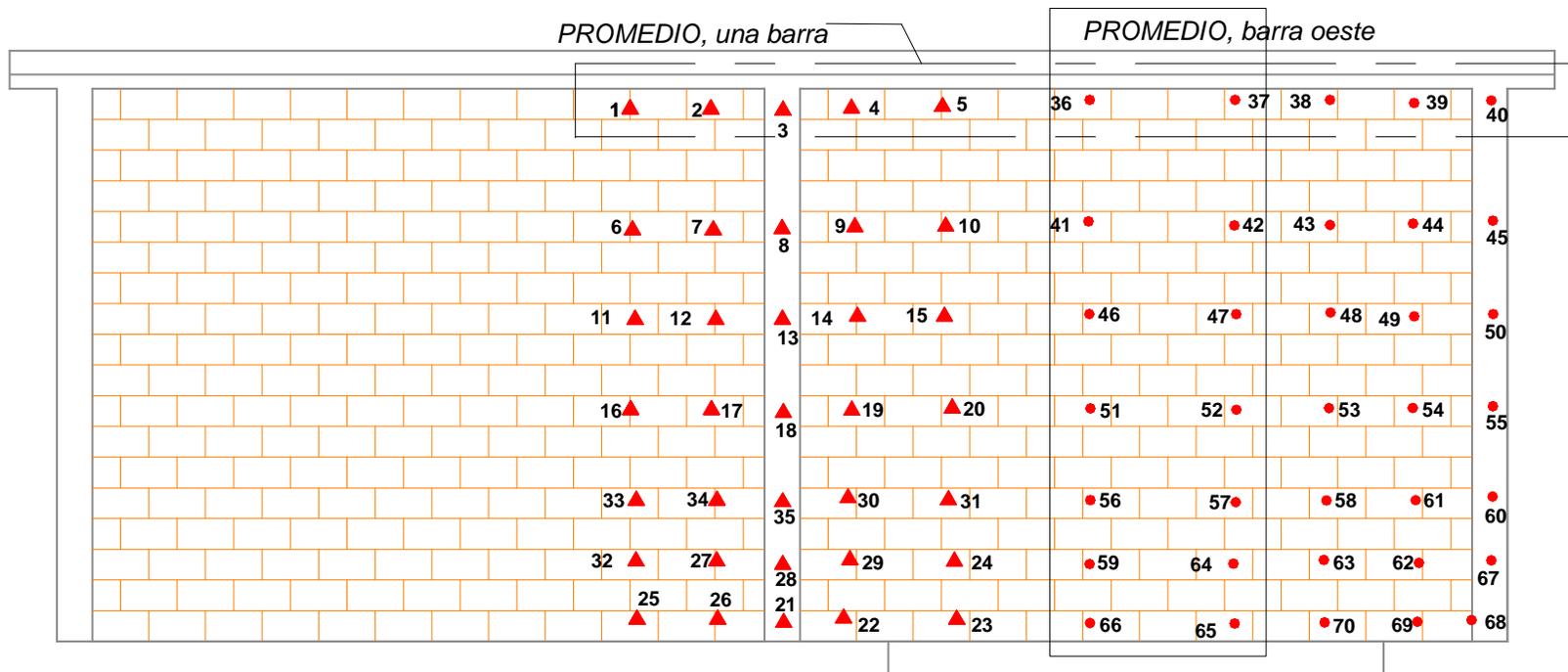


Figura C.3. Distribución de leds en la etapa elástica del muro ME6 (vista Norte) y ejemplos del cálculo de desplazamientos



Figura C.4. Distribución de leds en la etapa elástica del muro ME7 (vista Norte) y ejemplos del cálculo de desplazamientos

En las Figura C.3 y Figura C.4 se muestran dos selecciones de leds. “Promedio de una barra” se uso para comparar los desplazamientos experimentales con los de una sola columna ancha. El promedio de la barra oeste se usó para el caso de la columna ancha del panel oeste.

REFERENCIAS

Abrams D.P., "Dynamic and static testing of reinforced concrete masonry structures" The Masonry Structural Journal. January – June 1998. Pag. T18 – T22

Alcocer S., Meli R., Sánchez T. y Flores L., "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión". Cuadernos de investigación No. 17, CENAPRED. México, 1994. Pag 53.

Alcocer, S. Zepeda, J.A. y Ojeda, M. "Estudio de la factibilidad técnica del uso del tabique Vintex y Multex para vivienda económica", Informe X, Área de ingeniería estructural y geotecnia, CENAPRED. México, 1997.

Alcocer S., Murià D., y Peña J., "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Series del Instituto de Ingeniería No. 616, Universidad Nacional Autónoma de México. México, 1999

Alvarez, J. "Some topics on the seismic behavior of confined masonry structures". Artículo 180, 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996.

Anderson D. y Brzev S., "Seismic design guide for masonry buildings". Canadian concrete masonry producers association. Abril 2009.

Arias, J. "Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles". Tesis de Maestría. Dirección de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM. 2000.

Bazán, T. E., "Muros de mampostería ante cargas laterales. Estudios analíticos". Tesis de Doctorado. Dirección de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM. 1980.

Chandrupatla, T. R. y Belegundu A. D., "Introducción al estudio del Elemento Finito en Ingeniería". Segunda edición. México: Prentice Hall, Inc., 1999.

Chen, Shi-Wen J., Hidalgo P., Mayes R., Clough R., y McNiven H." Cyclic loading tests of masonry single piers, Volume 2: height to width ratio of 1". Report No. UCB/EERC-78/28, Earthquake Engineering Research Center, UCB, 1978

CSI. "Basic Analysis Reference Manual." SAP2000, Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures. Berkeley, California: Computer and Structures, Inc., 2005a.

Esteva L., "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", Memories, International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and structural Element RILEM, México D.F., 1996

Flores L. y Alcocer S., "Informes técnicos. Estudio analítico de estructuras de mampostería". Coordinación de Investigación. CENAPRED. México, 2001.

Fundación ICA. "Edificaciones de mampostería para vivienda. Capítulo 4". Fundación ICA. México, 2003.

Fundación ICA. "Edificaciones de mampostería para vivienda. Capítulo 5". Fundación ICA. México, 2003.

Gavilán J., Flores L. y Cruz O., "Ensaye de muros de mampostería de distinta longitud: cinemática y rigidez lateral". Memorias. XVII CNIS. Puebla, 2009.

Gobierno del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 2004

Gobierno del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 2004.

Hidalgo P., Mayes R., McNiven H. y Clough R., "Cyclic loading tests of masonry single piers, Volume 3: height to width ratio of 0.5". Report No. UCB/EERC-79/12, Earthquake Engineering Research Center, UCB, 1979

Hidalgo P., Mayes R., McNiven H. y Clough R., "Cyclic loading tests of masonry single piers, Volume 1: height to width ratio of 2". Report No. UCB/EERC-78/27, Earthquake Engineering Research Center, UCB, 1978

Matsumura A., "Shear strength of reinforced masonry walls", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. VI. Japón, 1988. pag. 121 – 126.

Meli, R. "Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Publicación No. 352. IINGEN. UNAM. México, 1979.

Meli, R. y Salgado G. "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral 2º informe". Publicación No. 237. IINGEN. UNAM. México, 1969.

Meli, R. y Reyes, A. "Propiedades mecánicas de la mampostería". Publicación No. 288. IINGEN. UNAM. México, 1971.

Olalde G. P., "Ensaye de muros de mampostería con diferente longitud y uso de piezas multiperforadas de arcilla". Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería. UNAM, México, 2010.

ONNCCE, "Industria de la construcción - Concreto sometido a presión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, Norma Mexicana NMX-C-128-1997-ONNCCE, Año 1997.

ONNCCE, "Industria de la construcción - Cemento – Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, Norma Mexicana NMX-C-061-ONNCCE, Año 2001

ONNCCE, "Industria de la construcción – Concreto – Cabeceo de especímenes cilíndricos", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, Norma Mexicana NMX-C-109-2004-ONNCCE, Año 2004.

Park, R. y Paulay, T., "Estructuras de concreto reforzado", Limusa, México 1994, pp. 13-50

Riahi, Z. "Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design" Tesis de Maestría en Ciencia Aplicada. The University of British Columbia, 2007.

Riahi Z., Elwood K.J. y Alcocer S.M. "Backbone model for confined masonry walls for performance – based seismic design". Journal of Structural Engineering, vol. 135, No. 6, Junio 2009. pag. 644-654.

San Bartolomé, A. "Efecto de la esbeltez en muros confinados a escala 1:2. In: Albañilería confinada", libro 4, Consejo Departamental de Lima. Perú, 1990.

San Bartolomé, A. y Quiun D., "Propuesta normativa para el diseño sísmico de edificaciones de mampostería confinada. IMME. [online]. Julio 2004, vol. 42, no. 2, p. 40-57. Disponible en la World Wide Web: http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2004000200003&lng=es&nrm=iso

Sánchez T., Alcocer S. y Flores L., "Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales" CENAPRED, México, pag. 909 – 918.

Sánchez, T.A. "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales". Tesis de Maestría. Dirección de Estudio de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. UNAM. 1998

Taveras M.A., "Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral". Tesis de Maestría. Dirección de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. UNAM. 2008.

Tomazevic, M. "Earthquake-resistant design of masonry building. Vol. 1". Londres: Imperial college Press, 1999.

Tomazevic M. y Klemenc I. "Seismic behavior of confined masonry walls". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26, No. 10, Octubre, 1997. pag. 1059-1071.

Tomazevic M. y Klemenc I. "Verification of seismic resistance of confined masonry buildings". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26, No. 10, Octubre, 1997. pag. 1073-1088.

Tomazevic M., Lutman M. y Petkovic L., "Seismic Behavior of masonry walls: Experimental simulation". Journal of Structural Engineering, vol. 122, No. 9, Septiembre, 1996. pag. 1040-1047.

Tomazevic M., "Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry". Material and Structures, 2009, No. 42: pag. 889 – 907

Vázquez A., "Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora", Tesis de Maestría. Dirección de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. UNAM. 2005.

Voon K.C., Ingham J.M., "Experimental In-Plane Shear Strength Investigation of Reinforced Concrete Masonry Walls". Journal of Structural Engineering, vol. 132, No. 3, Marzo, 2006. pag. 400 – 408.

Wilson E., "Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structure". Tercera edición. Berkeley, California. Computer and Structures, Inc., 1998.