



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTIMACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN MUROS DE ALBAÑILERÍA MEDIANTE UN MODELO TIPO PANEL

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DASLAV FELIPE OSTOIC VIVAR

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
THOMAS STURM MOREIRA
CRISTÍAN SANDOVAL MANDUJANO

SANTIAGO DE CHILE
2019

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
POR: DASLAV OSTOIC VIVAR
FECHA: 14/03/2019
PROF. GUÍA: SR. LEONARDO MASSONE S.**

ESTIMACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN MUROS DE ALBAÑILERÍA MEDIANTE UN MODELO TIPO PANEL

Los muros de albañilería son elementos estructurales utilizados generalmente en viviendas de bajo números de pisos en Chile. Dada su configuración estructural, éstos presentan fallas por corte ante los eventos sísmicos del país, por lo que es relevante contar con herramientas simples que permitan estimar correctamente la capacidad de los muros a este esfuerzo.

Se utiliza un modelo simple basado en el trabajo de Kaseem y Elsheikh (2010) y posteriormente modificado por Melo (2017) para elementos de hormigón armado, donde el alma del muro se considera como un conjunto de pequeños bloques con esfuerzos constantes a lo largo de los ejes principales. Se utiliza un ángulo fijo del puntal a compresión, donde la dirección principal de tensiones es igual a la de deformaciones. El hormigón se analiza mediante un modelo biaxial de tensiones, donde existe una pérdida de rigidez y resistencia del puntal a compresión debido a las tracciones. El acero sigue una ley elasto-plástica perfecta.

En este trabajo de título se realizan las modificaciones pertinentes para adaptar el modelo a la albañilería. Para la compresión y tracción se utiliza la resistencia prismática del paño (y una fracción de ésta, respectivamente), que debido a la anisotropía del material, se degradan de acuerdo al ángulo que forme la carga con la junta horizontal de mortero. Se determinan deformaciones unitarias en la compresión máxima y en la tracción última, y una nueva degradación del material debido al estadio biaxial de tensiones. Finalmente, se agrega un modelo para determinar fallas por adherencia y las fallas por flexión o flexo-compresión.

Para validar el modelo cerrado tipo panel, se utiliza una base de datos de 41 ensayos de muros de albañilería armada y 12 de albañilería confinada, donde se compara la razón entre el corte obtenido por el modelo y la resistencia de ensayo, entregando un promedio y un coeficiente de variación (COV) de 1.01 y de 0.14 respectivamente para muros armados y 1.03 y 0.13 para muros confinados, mostrando un desempeño satisfactorio. La inspección por fallas a partir de fotografías entrega un porcentaje de acierto del 75%. El análisis de tendencias generales revela que se tiene una baja dependencia a cada uno de los parámetros estudiados. Al comparar el modelo tipo panel cerrado desarrollado en este trabajo de título con modelos simples de la literatura, se puede observar que éste presenta uno de los más asertivos, en cuanto a precisión en el promedio y en la dispersión de los datos. Es por esto que se valida el modelo como una herramienta útil para determinar la capacidad al corte en muros de albañilería armada y confinada.

*Cristóbal, amigo, tu recuerdo sigue acá
y me motiva cada día a seguir adelante. Un abrazo.*

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a cada una de las personas que hizo de este viaje algo más ameno, partiendo por mi padre y mi madre, artífices materiales y motivadores de esta etapa.

A mi hermana y mis hermosas sobrinas, gracias por las risas y momentos de todos estos años.

A mi profesor guía Leonardo Massone por darme la oportunidad de realizar este trabajo y por su constante apoyo y recomendaciones. A los profesores Thomas Sturm y Cristián Sandoval por su participación, colaboración y disposición a formar parte de la comisión.

Gracias a todos mis amigos/as y compañeros/as de Civil y de la universidad, las tallas, los cumpleaños, las conversas, las idas a Algarrobo, entre muchas otras cosas, hicieron recuerdos inolvidables. Toby, Alfaro, Cristóbal (Ariel), Trejo, Nacho, Lucho, gracias por todo.

A mis amigos y amigas de toda la vida, gracias por el constante apoyo y ser un pilar fundamental en este proceso. Javi, gracias por ser mi hermana postiza. Consu, gracias por siempre querer juntarte a compartir la vida. Yeyi, gracias por querer siempre escucharme y preocuparte de lo que me pasa. A ambos Nicos, gracias por ser las mejores personas que conozco y los mejores amigos que podría tener, sin ustedes no podría haber llegado hasta acá.

Finalmente, a mi novia Katherine, eres la mejor persona que conozco en esta vida, tu sonrisa ilumina cada uno de mis días, me hace soñar y me llena de felicidad. Gracias por todos los momentos que hemos pasado hasta ahora y los que vendrán. Te amo.

TABLA DE CONTENIDO

1. Introducción	1
1.1. Objetivos	2
1.1.1. Objetivo general	2
1.1.2. Objetivos específicos	2
1.2. Metodología de trabajo	2
1.3. Alcance	3
2. Revisión bibliográfica	5
2.1. Modelo de Kaseem y Elsheikh (2010)	5
2.1.1. Modelo geométrico	6
2.1.2. Equilibrio y compatibilidad	7
2.1.3. Leyes constitutivas de los materiales	8
2.1.4. Algoritmo de solución	11
2.2. Nueva calibración del ángulo del puntal (Ulloa, 2013)	12
2.3. Incorporación de la armadura de borde (Álvarez, 2015)	13
2.4. Recalibración del ángulo del puntal (Orrego, 2016)	13
2.5. Modificaciones realizadas por Melo (2017)	14
2.5.1. Incorporación de la armadura transversal	14
2.5.2. Modelo cerrado	14

3.	Albañilería y modificaciones al modelo para adaptarlo a ella	20
3.1.	Introducción	20
3.2.	Compresión.....	22
3.2.1.	Efecto de la esbeltez del prisma.....	22
3.2.2.	Variación de la resistencia de acuerdo al ángulo entre la carga aplicada y la junta horizontal de mortero	23
3.2.3.	Deformación unitaria en la resistencia máxima de la albañilería a compresión 25	
3.2.4.	Degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería debido al estado biaxial de tensiones.....	25
3.3.	Tracción	26
3.3.1.	Determinación de la resistencia a la tracción del paño	26
3.3.2.	Variación de la resistencia de acuerdo al ángulo entre la carga aplicada y la junta horizontal de mortero	26
3.3.3.	Deformación unitaria última a la tracción de la albañilería	28
3.4.	Flexión o flexo-compresión.....	29
3.5.	Adherencia.....	30
3.5.1.	Determinación del coeficiente de fricción entre la unidad y mortero.....	34
3.5.2.	Determinación de la resistencia básica a la adherencia	34
3.5.3.	Determinación del factor de calidad F.....	35
3.5.4.	Determinación del factor χ	36
4.	Modelo tipo panel cerrado para albañilería	37
4.1.	Descripción de la base de datos	37
4.1.1.	Base de datos de muros de albañilería armada	37
4.1.2.	Base de datos de muros de albañilería confinada	38
4.2.	Diagrama de flujo del modelo para muros de albañilería	39
4.3.	Análisis de predictibilidad del modelo cerrado.....	42
4.4.	Análisis de sensibilidad de los resultados obtenidos	51
4.4.1.	Deformación unitaria en la máxima compresión	51
4.4.2.	Resistencia a la tracción del paño	52
4.4.3.	Deformación unitaria última a tracción	53

4.4.4.	Factor de degradación.....	54
4.5.	Análisis de tendencias generales del modelo	55
4.5.1.	Sensibilidad a la relación de aspecto.....	56
4.5.2.	Sensibilidad a la resistencia prismática	57
4.5.3.	Sensibilidad al ángulo del puntal a compresión.....	58
4.5.4.	Sensibilidad a la compresión axial	59
4.5.5.	Sensibilidad a la cuantía transversal	60
4.5.6.	Sensibilidad a la cuantía longitudinal.....	61
4.5.7.	Sensibilidad a la cuantía de borde	62
5.	Comparación con modelos simples de la literatura	63
5.1.	Para muros de albañilería armada.....	63
5.1.1.	Modelo de Silva (2005).....	63
5.1.2.	Modelo de Tomazevic (1999).....	65
5.2.	Para muros de albañilería confinada.....	67
5.2.1.	Modelo de Stafford Smith y Riddington (1978).....	67
5.2.2.	NCh 2123 Of.97 Mod 2003.....	69
6.	Conclusiones	72
	Bibliografía.....	75
	Anexo	78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Ángulo del puntal a compresión calibrado por Ulloa (2013).	13
Tabla 2.2. Calibración del ángulo del puntal a compresión realizada por Orrego (2016). ..	14
Tabla 2.3. Obtención de los máximos para cada tipo de falla presente.	14
Tabla 2.4. Deformaciones obtenidas mediante regresión múltiple para el caso óptimo.	15
Tabla 3.1. Factores de corrección de acuerdo a esbeltez del prisma.	22
Tabla 3.2. Ensayos de probetas a distintos ángulos de inclinación.	24
Tabla 3.3. Resultados de las probetas ensayadas por Drysdale et al. (1980).	27
Tabla 3.4. Resultados de probetas de Fernández et al. (1986).	35
Tabla 3.5. Factor de calidad para los ensayos de Fernández et al. (1986).	35
Tabla 3.6. Resultados obtenidos por Cruz (2002).	36
Tabla 4.1. Resumen resultados razón del modelo cerrado tipo panel.	50
Tabla 4.2. Resumen resultados razón para el modelo separados por tipo de muro.	50
Tabla 5.1. Ecuaciones propuestas por Stafford Smith y Riddington (1978).	67
Tabla 5.2. Comparación de modelos de la literatura para muros armados.	70
Tabla 5.3. Comparación de modelos de la literatura para muros confinados.	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Esquema de un muro sometido a una carga lateral.....	6
Figura 2.2. Direcciones analizadas con el modelo tipo panel.....	7
Figura 2.3. Curva tensión-deformación para el hormigón armado en compresión (Ulloa, 2013).....	9
Figura 2.4. Curva tensión-deformación para la tracción en el hormigón armado (Ulloa, 2013).....	10
Figura 2.5. Curva tensión-deformación para el acero de refuerzo (Ulloa, 2013).	11
Figura 2.6. Diagrama de flujo para el modelo cerrado (Melo, 2017).....	17
Figura 2.7. Diagrama de flujo para las deformaciones de los cuatro máximos de capacidad (Melo, 2017).....	18
Figura 2.8. Diagrama de flujo para las tensiones de los cuatro máximos de capacidad (Melo, 2017).....	19
Figura 3.1. Representación de un muro de albañilería armada (Tomazevic, 1999).	20
Figura 3.2. Representación de un muro de albañilería confinada (Tomazevic, 1999).	21
Figura 3.3. Mecanismos de falla de la albañilería (Deslizamiento, corte y flexión de izquierda a derecha).....	21
Figura 3.4. Esquema de ensayo para los prismas de Marshall y Page (1985).....	22
Figura 3.5. Prismas con distintas orientaciones, θ.....	23
Figura 3.6. Factor de reducción $C\theta$ de acuerdo al ángulo de inclinación.	24
Figura 3.7. Ensayos a tracción realizados por Drysdale y Hamid (1980).	26
Figura 3.8. Factor de reducción $Ct\theta$ de acuerdo al ángulo de inclinación.....	27
Figura 3.9. Relación esfuerzo-deformación propuesta por Dhanasekar y Haider (2007). ...	28
Figura 3.10. Estados de deformación y tensión en flexión para muros de albañilería armada.....	29
Figura 3.11. Estados de deformación y tensión en flexión para muros de albañilería confinada.	30
Figura 3.12. Estado tensional para un paño de albañilería según Dialer (1991).	31
Figura 3.13. Estado tensional para una unidad de albañilería (Charry, 2010).	32
Figura 4.1. Histograma para los largos de muro.....	37
Figura 4.2. Distribución de alturas y largos para muros de albañilería confinada.....	38

Figura 4.3. Diagrama de flujo para el modelo cerrado para albañilería (adaptado de Melo, 2017).	40
Figura 4.4. Diagrama de flujo para las deformaciones de los cuatro máximos de capacidad (adaptado de Melo, 2017).	41
Figura 4.5. Diagrama de flujo para las tensiones de los cuatro máximos de capacidad (adaptado de Melo, 2017).	42
Figura 4.6. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (separados por falla).	43
Figura 4.7. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (todas las fallas).	43
Figura 4.8. Razón entre el corte teórico y experimental para muros armados.	44
Figura 4.9. Razón entre el corte teórico y experimental para muros confinados.	44
Figura 4.10. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por flexión).	45
Figura 4.11. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por flexión).	45
Figura 4.12. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por corte).	46
Figura 4.13. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por corte).	46
Figura 4.14. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por tracción).	47
Figura 4.15. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por tracción).	47
Figura 4.16. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por compresión).	48
Figura 4.17. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por compresión).	48
Figura 4.18. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por adherencia).	49
Figura 4.19. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por adherencia).	49
Figura 4.20. Sensibilidad a la deformación en la compresión máxima de la albañilería.	51
Figura 4.21. Sensibilidad a la resistencia a la tracción del paño de albañilería.	52
Figura 4.22. Sensibilidad a la deformación última a tracción de la albañilería.	53
Figura 4.23. Sensibilidad a la degradación de la albañilería debido al estado biaxial de tensiones.	54
Figura 4.24. Sensibilidad con respecto a la relación de aspecto.	56

Figura 4.25. Sensibilidad con respecto a la resistencias prismática.....	57
Figura 4.26. Sensibilidad con respecto al ángulo del puntal a compresión.....	58
Figura 4.27. Sensibilidad con respecto al nivel de compresión axial.	59
Figura 4.28. Sensibilidad con respecto a la cuantía transversal de refuerzo.	60
Figura 4.29. Sensibilidad con respecto a la cuantía longitudinal de refuerzo.....	61
Figura 4.30. Sensibilidad con respecto a la cuantía de borde de refuerzo.	62
Figura 5.1. Razón entre el corte teórico y experimental para el modelo de Silva (2005).....	64
Figura 5.2. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de Silva (2005).	64
Figura 5.3. Análisis de predictibilidad del modelo de Tomazevic (1999).	66
Figura 5.4. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de Tomazevic (1999).	66
Figura 5.5. Análisis de predictibilidad del modelo de Stafford Smith y Riddington (1978).	68
Figura 5.6. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de Stafford Smith y Riddington (1978).	68
Figura 5.7. Análisis de predictibilidad del modelo de la NCh 2123 Of.97 Mod 2003.....	69
Figura 5.8. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de la NCh 2123 Of. 97 Mod. 2003.....	70
Figura 0.1. Muro 14, MBH-00VD-SA01 (Sierra, 2002).	81
Figura 0.2. Muro 15, MBH-00VD-SA02 (Sierra, 2002).	81
Figura 0.3. Muro 16, MBH-01VD-SA01 (Sierra, 2002).	82
Figura 0.4. Muro 17, MBH-01VD-SA02 (Sierra, 2002).	82
Figura 0.5. Muro 18, MBH-02VD-SA01 (Sierra, 2002).	83
Figura 0.6. Muro 19, MBH-02VD-SA02 (Sierra, 2002).	83
Figura 0.7. Muro 20, MBH-03VD-SA01 (Sierra, 2002).	84
Figura 0.8. Muro 21, MBH-03VD-SA02 (Sierra, 2002).	84
Figura 0.9. Muro 35, MLC-00VD-SA01 (Sierra, 2002).....	85
Figura 0.10. Muro 36, MLC-00VD-SA02 (Sierra, 2002).....	85
Figura 0.11. Muro 37, MLC-01VD-SA01 (Sierra, 2002).....	86
Figura 0.12. Muro 38, MLC-02VD-SA01 (Sierra, 2002).....	86
Figura 0.13. Muro 39, MLC-02VD-SA02 (Sierra, 2002).....	87
Figura 0.14. Muro 40, MLC-03VD-SA01 (Sierra, 2002).....	87
Figura 0.15. Muro 41, MLC-03VD-SA02 (Sierra, 2002).....	88
Figura 0.16. Muro 42, MRG1 (Diez, 1987).....	88
Figura 0.17. Muro 43, MRG2 (Diez, 1987).....	89
Figura 0.18. Muro 44, A11 (Herrera, 1992).	89

Figura 0.19. Muro 45, A12 (Herrera, 1992).	90
Figura 0.20. Muro 46, A14 (Herrera, 1992).	90
Figura 0.21. Muro 47, A2 (Herrera, 1992).	91
Figura 0.22. Muro 48, C11 (Muñoz, 1992).	91
Figura 0.23. Muro 49, C12 (Muñoz, 1992).	92
Figura 0.24. Muro 50, MBH-T1-01 (Ogaz, 2004).	92
Figura 0.25. Muro 51, MBH-T1-02 (Ogaz, 2004).	93
Figura 0.26. Muro 52, MLC-T1-01 (Ogaz, 2004).	93
Figura 0.27. Muro 53, MLC-T1-02 (Ogaz, 2004).	94

1. Introducción

La albañilería es un material usado principalmente en muros para proyectos de viviendas sociales multifamiliares de 1 a 4 pisos de altura o para casas privadas unifamiliares de 1 o 2 pisos. Éstas se construyen básicamente de dos maneras: armada, con tensores y escalerillas en el paño, o confinada, por pilares de hormigón armado.

A pesar de que el uso de este material nacionalmente es extensivo, se presentan problemas a la hora de construir dado la variedad de materias primas que se utilizan en la ejecución y la falta de capacitación de la mano de obra; factores que inciden directamente en el desempeño final de los elementos estructurales (principalmente en su resistencia y rigidez). Sumado a lo anterior, la albañilería es un material caracterizado por su anisotropía, que afecta propiedades como la resistencia a la compresión y a la tracción, de acuerdo al ángulo en que se apliquen las cargas, e incide en una baja resistencia al corte con respecto a la compresión.

Dado sus usos, propiedades y el carácter sísmico de Chile, se hace imperativo contar con herramientas analíticas que permitan cuantificar confiablemente la capacidad y el modo de falla de los muros estructurales de albañilería a los esfuerzos de corte de una manera simple y fácil de implementar.

Kaseem y Elsheikh (2010) desarrollaron un modelo iterativo para muros cortos de hormigón armado, que se basa en la hipótesis de esfuerzos y deformaciones constantes en el elemento. Ulloa (2013), Álvarez (2015) y Orrego (2016) lo modificaron, ajustaron y ampliaron a otros sistemas estructurales de hormigón armado en sus trabajos de título. Melo (2017) logró cerrar el proceso iterativo del modelo mediante una regresión múltiple de las deformaciones del elemento obteniendo resultados satisfactorios.

Bajo estos antecedentes, el presente trabajo de título pretende adaptar este modelo cerrado desarrollado para hormigón armado a muros de albañilería, tanto armada como confinada y verificar la validez de éste para estimar la capacidad al corte en estos elementos estructurales mediante la utilización de una base de datos de muros ya construidos y ensayados.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

El objetivo general de esta memoria es validar un modelo tipo panel no lineal cerrado desarrollado inicialmente para distintos elementos de hormigón armado, propuesto inicialmente por Kaseem y Elsheikh (2010) y posteriormente modificado por Melo (2017), que se adapta en este trabajo a muros de albañilería armada y confinada, construidos con ladrillos cerámicos o bloques de hormigón.

1.1.2. Objetivos específicos

- Adaptar un modelo tipo panel desarrollado para hormigón armado, con el fin de ser utilizado en muros de albañilería.
- Comparar la capacidad al corte calculado por el modelo adaptado en este trabajo con una base de datos obtenida de la literatura, a modo de validarlo.
- Comparar los resultados obtenidos en esta memoria con modelos simples, obtenidos de la literatura, que calculen la capacidad al corte en muros de albañilería.

1.2. Metodología de trabajo

Para la realización de este trabajo de memoria de título se prosigue de la siguiente manera:

- Realizar una revisión bibliográfica sobre el modelo utilizado para predecir la capacidad al corte en hormigón.

Se buscan memorias donde se haya trabajado con un modelo tipo panel, en especial las de Ulloa (2013), Álvarez (2015), Orrego (2016), Melo (2017) en que lo desarrollado es un modelo de forma iterativa y cerrada para distintos sistemas estructurales de hormigón armado. A su vez, se buscan artículos o papers que apoyen la teoría detrás del modelo, como el de Vecchio y Collins (1986) o Kaseem y Elsheikh (2010).

- Buscar publicaciones en revistas especializadas que sirvan de apoyo para realizar las modificaciones necesarias para adecuar el modelo a la albañilería.

Se investigan las características y propiedades de la albañilería, tales como su resistencia a la compresión y tracción debido a su anisotropía, relaciones esfuerzo-deformación, leyes constitutivas, entre otras, para poder hacer un ajuste correcto del material en estudio al modelo.

- Programar el modelo en su forma cerrada.

Con la información recopilada, se desarrolla el modelo siguiendo el trabajo hecho por Melo (2017) y utilizando las propiedades de la albañilería en el programa computacional MATLAB.

- Generar una base de datos de ensayos experimentales que se hayan realizado para observar el desempeño de los modelos.

Se buscan memorias pasadas que contengan datos experimentales de muros de albañilería confinada y armada hechos en Chile, como los recopilados por Fuentes (2009), Marín (2009) y Cabezas (2011), los cuales se compilan para su utilización.

- Comparar los resultados experimentales con los predichos por el modelo.

Se compara la capacidad al corte obtenido por el modelo con los datos experimentales recopilados para estudiar su capacidad de predecir correctamente estos esfuerzos.

- Comparar el desempeño del modelo con otros modelos simples de la literatura.

Se buscan modelos que determinen de manera simple la resistencia al corte en los distintos tipos de albañilería, con el objetivo de validar el trabajo realizado.

1.3. Alcance

El alcance de cada capítulo se entrega en esta sección:

Capítulo 1: Introducción

Se expone la motivación detrás de este trabajo de título, los objetivos asociados a éste y la metodología de trabajo utilizada.

Capítulo 2: Revisión bibliográfica

Se detallan las características del modelo tipo panel original desarrollado por Kaseem y Elsheikh (2010), junto a las modificaciones realizadas por Ulloa (2013), Álvarez (2015), Orrego (2016) y Melo (2017). Se plantean las hipótesis asumidas, el algoritmo de solución y las modificaciones propuestas por los memoristas.

Capítulo 3: Albañilería y modificaciones al modelo para ser usado en ella

Primero, se define la albañilería como elemento estructural brevemente: materiales componentes, formas de construcción y tipos de fallas. Luego, se plantean las modificaciones necesarias al modelo para poder ser usado en la albañilería. Éstas tienen que ver principalmente con la anisotropía del material, las resistencias a la compresión y tracción como proponen Page y Marshall (1985), Hamid y Drysdale (1980), las relaciones esfuerzo-deformación propuestas por Hidalgo (1989) y Naraine y Sinha (1992), y el factor de relajación de la albañilería. También, se agregan las fallas por flexión y adherencia esperadas en la albañilería.

Capítulo 4: Modelo tipo panel para muros de albañilería

Se presenta la base de datos utilizada en este trabajo de título, luego el modelo tipo panel modificado aplicado a ella. El algoritmo de solución es explicado y se exponen los resultados obtenidos por el modelo. A su vez, se realiza un análisis de tendencias generales del modelo y un análisis de sensibilidad para sus parámetros relevantes.

Capítulo 5: Comparación con modelos simples de la literatura

Se compara el desempeño de modelos simples de la literatura con el desarrollado en este trabajo de título, en su capacidad de estimar la capacidad al corte en los muros de la base de datos. Para ellos, se presentan las ecuaciones de estos modelos y su aplicación a los muros de la base de datos de esta memoria.

Capítulo 6: Conclusiones

Se establecen conclusiones de acuerdo a las modificaciones realizadas en el modelo y al comportamiento de la albañilería, dados los resultados obtenidos en el modelo y los análisis realizados.

2. Revisión bibliográfica

En esta sección se describe el modelo tipo panel utilizado en esta memoria de título para estimar la capacidad al corte en muros de albañilería. Éste proviene originalmente del trabajo realizado por Kaseem y Elsheikh (2010), que validan un modelo iterativo para muros cortos de hormigón armado.

Ulloa (2013), hace las primeras modificaciones al modelo al desarrollar una nueva expresión para el ángulo a compresión. Luego, Álvarez (2015), utiliza el modelo para ménsulas de hormigón armado agregando la armadura de borde en la formulación. Orrego (2016), expande el modelo a uniones viga-columna y calibra nuevamente el ángulo del puntal. Finalmente, Melo (2017) agrega la armadura transversal a la capacidad a tracción y, mediante regresión múltiple, calibra parámetros relevantes para transformar el modelo iterativo en uno cerrado.

De los modelos propuestos para estimar la capacidad al corte en muros destacan dos, el de enrejado suavizado, inicialmente desarrollado por Mau y Hsu (1987) y posteriormente modificado por Gupta (1996), y el modelo puntal-tensor suavizado propuesto por Hwang et al. (2001). Aunque el modelo puntal-tensor suavizado predice razonablemente la capacidad al corte, el mecanismo de transmisión del esfuerzo y el tipo de falla por corte (Yu y Hwang 2005), éste no puede predecir la deformación del muro. Esto si es posible mediante el modelo de enrejado suavizado, lo que provee una más completa evaluación de la resistencia y comportamiento del elemento (Mansour et al. 2004).

A pesar de esto, la determinación del ángulo del puntal a compresión en el agrietamiento con el modelo de enrejado suavizado no se obtiene de evidencia experimental ni analítica, si no que de ciclos de ensayo y error (Gupta 1996), haciendo que el análisis sea tedioso e impráctico.

Sin embargo, limitando el ángulo de agrietamiento entre los límites superiores e inferiores (conocido como “solución de ángulo fijo”), se abordan estas problemáticas, mejorando las estimaciones y ampliando el rango de aplicación del modelo. Como se describe en la sección siguiente, Kaseem y Elsheikh (2010) calibran un ángulo con resultados satisfactorios.

2.1. Modelo de Kaseem y Elsheikh (2010)

El modelo de Kaseem et al. (2010) está basado en la teoría de campo de compresión modificada, propuesta por Vecchio y Collins (1986), donde el alma de un muro se puede visualizar como una malla de pequeños elementos de hormigón armado.

Este elemento aislado está sujeto a una fuerza lateral y posee armadura en las direcciones longitudinal (L) y transversal (t), que deben coincidir con las direcciones vertical y horizontal del muro, respectivamente. Esto se muestra en la Figura 2.1:

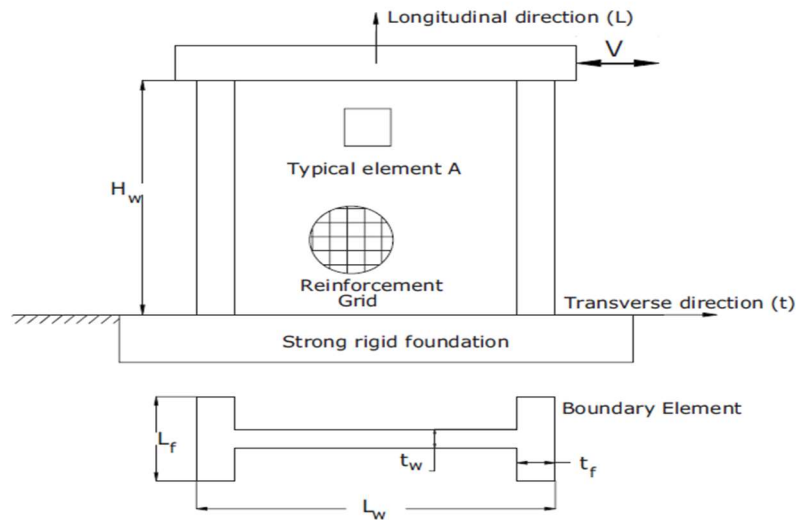


Figura 2.1. Esquema de un muro sometido a una carga lateral.

Para estudiar el comportamiento de un muro mediante este modelo, se considera el estado de tensiones y deformaciones promedio del elemento estructural, el principio de transformación de tensiones y deformaciones en la dirección principal, las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas que gobiernan al hormigón y al acero de refuerzo.

Se considera un comportamiento biaxial del hormigón, donde los esfuerzos axiales a tracción, perpendiculares a los de compresión, provocan una degradación del material, limitando la capacidad del muro a soportar cargas de corte.

El ángulo del puntal propuesto por Kaseem y Elsheikh (2010) es aquel que, basado en una regresión lineal de parámetros, mejor predice la capacidad al corte para 100 muros sujetos a cargas monotónicas o cíclicas. Esto quiere decir que no necesariamente esta calibración es la óptima para distintos ensayos de muros o para otro elemento.

Dadas estas condiciones, mediante un análisis incremental se obtiene la curva de carga desplazamiento, donde se captura la capacidad máxima.

2.1.1. Modelo geométrico

Cuando se produce la primera grieta diagonal, el hormigón se separa en una serie de puntales a compresión diagonales formando un ángulo α con la dirección longitudinal. Con las armaduras trabajando como tensores, se genera un enrejado capaz de resistir las cargas aplicadas.

Se generan dos sistemas de coordenadas, uno dado por las armaduras (sistema “ $L - t$ ”) y otro por el puntal y el tensor (llamado sistema “ $d - r$ ”). Esto se visualiza en la Figura 2.2:

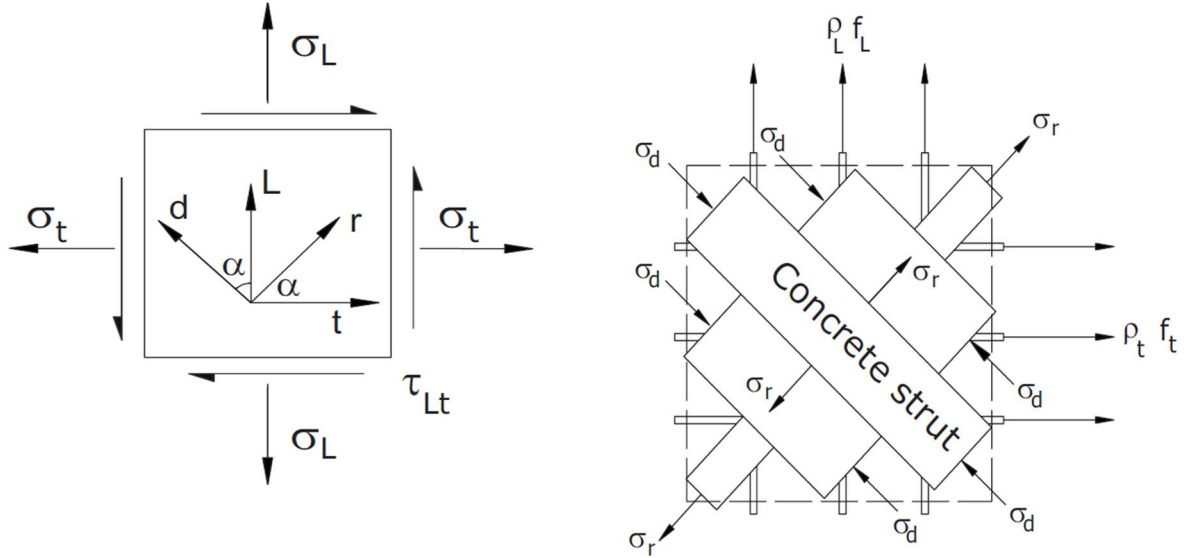


Figura 2.2. Direcciones analizadas con el modelo tipo panel.

2.1.2. Equilibrio y compatibilidad

El equilibrio es considerado en el sistema de coordenadas L – t, por lo que se hace uso del círculo de Mohr para trasladar los esfuerzos a tracción y compresión del hormigón a dichos ejes. Dado que el puntal a compresión se asume como libre de corte, σ_d y σ_r son considerados las direcciones principales. Las Ecuaciones 2.1 a 2.3 muestran esta transformación de acuerdo al ángulo α :

$$\sigma_L = \sigma_d \cos^2 \alpha + \sigma_r \sin^2 \alpha + \rho_L f_L \quad (2.1)$$

$$\sigma_t = \sigma_d \sin^2 \alpha + \sigma_r \cos^2 \alpha + \rho_t f_t \quad (2.1)$$

$$\tau_{Lt} = (\sigma_r - \sigma_d) \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.2)$$

Donde σ_d y σ_r son las tensiones normales en el sistema “d-r” [MPa], σ_L y σ_t las tensiones normales en el sistema “L-t”, τ_{Lt} el esfuerzo de corte promedio en el sistema “L-t” [MPa], ρ_L y ρ_t las cuantías de refuerzo en las direcciones L y t respectivamente [-], f_L y f_t los esfuerzos en el acero en las direcciones L y t respectivamente [MPa].

Se puede expresar el corte como muestra la Ecuación 2.4.:

$$V = \tau_{Lt} t_w d_w \quad (2.3)$$

En dicha expresión, V es el corte en el alma de la sección [N], t_w es el espesor del alma del elemento [mm] y d_w es el largo horizontal del muro entre los centroides de los elementos de borde ($0.8L_w$ en caso de no existir elemento de borde, con L_w el largo del muro).

Similar a lo realizado con los esfuerzos, la transformación de deformaciones a la direcciones L y t se muestra en las Ecuaciones 2.5, 2.6 y 2.7.

$$\varepsilon_L = \varepsilon_d \cos^2 \alpha + \varepsilon_r \sin^2 \alpha \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d \sin^2 \alpha + \varepsilon_r \cos^2 \alpha \quad (2.5)$$

$$\gamma_{Lt} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.6)$$

Donde ε_L y ε_t representan las deformaciones promedio en las direcciones L y t [-]; γ_{Lt} es la deformación promedio de corte en el plano L-t [-]; ε_d y ε_r son las deformaciones principales promedio en las direcciones d y r [-].

Dadas estas ecuaciones, se calcula el desplazamiento en el borde superior del muro mediante la igualdad propuesta por Gupta (1996), que lo asume proporcional a la deformación promedio de corte, como muestra la Ecuación 2.8.

$$\Delta = \gamma_{Lt} H_w \quad (2.7)$$

Con Δ el desplazamiento de techo, γ_{Lt} la deformación promedio de corte y H_w la altura del muro.

2.1.3. Leyes constitutivas de los materiales

2.1.3.1. Hormigón armado

Dada la presencia de deformaciones por tracción en el puntal inclinado, se asume que el comportamiento a compresión sigue las relaciones de tensión-deformación propuestas por Zhang y Hsu (1998), que corresponden a las Ecuaciones 2.9 a 2.11.

$$\sigma_d = -\xi f'_c \left[2 \left(\frac{-\varepsilon_d}{\xi \varepsilon_o} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\xi \varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad \text{Si } -\varepsilon_d \leq \xi \varepsilon_o \quad (2.8)$$

$$\sigma_d = -\xi f'_c \left[1 - \left(\frac{-\frac{\varepsilon_d}{\xi \varepsilon_o} - 1}{\frac{2}{\xi} - 1} \right)^2 \right] \quad \text{Si } -\varepsilon_d > \xi \varepsilon_o \quad (2.9)$$

$$\xi = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (2.10)$$

Donde σ_d es la tensión principal promedio en la dirección d (negativa para compresión) [MPa]; ξ es el coeficiente de reducción por relajación [-]; f'_c es la tensión máxima de compresión en un cilindro estándar de hormigón [MPa]; ε_o es la deformación de un cilindro estándar de concreto asociada a la tensión f'_c , igual a 0.002 [-]; ε_d y ε_r son las deformaciones promedio en las direcciones d y r.

Como puede observarse en las ecuaciones, las deformaciones alcanzadas en tracción inciden directamente en la capacidad máxima alcanzada en la compresión.

La ley constitutiva a compresión se muestra gráficamente en la Figura 2.3. En rojo la curva sin tomar en cuenta el factor de relajación, en azul la curva mostrando la degradación que existe tomando en cuenta el factor.

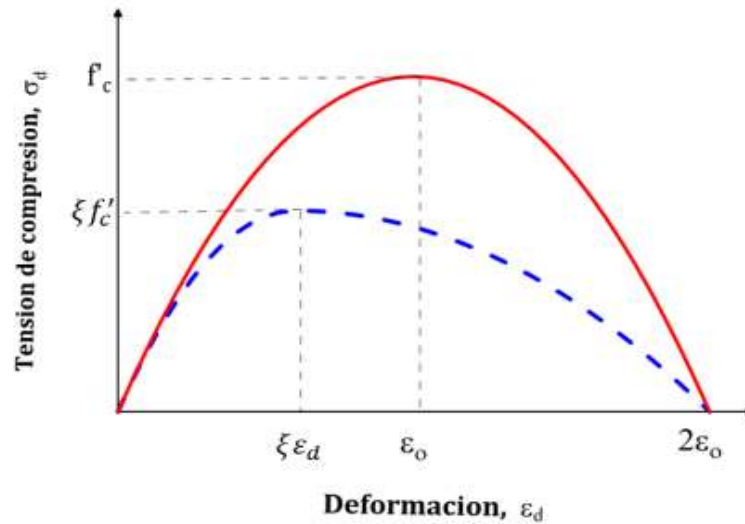


Figura 2.3. Curva tensión-deformación para el hormigón armado en compresión (Ulloa, 2013).

Para la tracción, la relación tensión-deformación está dada por Gupta y Rangan (1998), mostrada en las Ecuaciones 2.11, 2.12 y 2.13.

$$\sigma_r = E_c \cdot \varepsilon_r \quad \text{Si } 0 \leq \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ct} \quad (2.11)$$

$$\sigma_r = f'_{ct} \frac{\epsilon_{ut} - \epsilon_r}{\epsilon_{ut} - \epsilon_{ct}} \quad \text{Si } \epsilon_{ct} < \epsilon_r \leq \epsilon_{ut} \quad (2.12)$$

$$\sigma_r = 0 \quad \text{Si } \epsilon_{ut} < \epsilon_r \quad (2.13)$$

$$f'_{ct} = 0.4\sqrt{f'_c[\text{MPa}]} \quad (2.14)$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c[\text{MPa}]} \quad (2.15)$$

Donde σ_r es la tensión promedio en la dirección r (positiva para tracción) [MPa]; f'_{ct} es la tensión máxima de tracción directa del hormigón [MPa]; E_c es el módulo de elasticidad del hormigón [MPa]; ϵ_r es la deformación principal promedio en la dirección r [-]; ϵ_{ct} es la deformación para el inicio de la fisuración del hormigón [-], igual a f'_{ct}/E_c ; ϵ_{ut} es la deformación última a tracción, igual a 0.002 [-].

Gráficamente, la ley constitutiva del hormigón a tracción se muestra en la Figura 2.4.

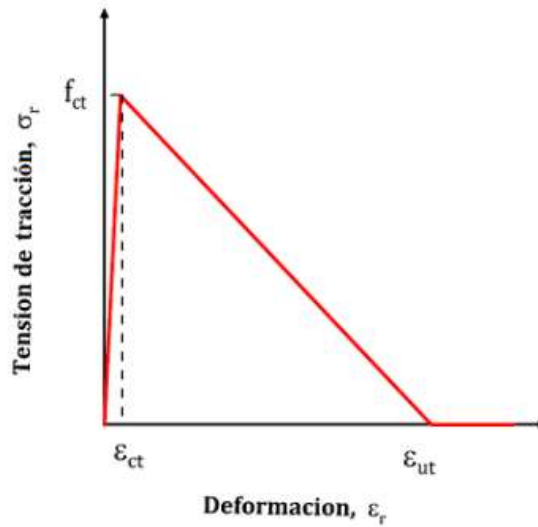


Figura 2.4. Curva tensión-deformación para la tracción en el hormigón armado (Ulloa, 2013).

2.1.3.2. Acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo se asume una relación de tensión-deformación elasto-plástica perfecta. Esta ley queda definida por las Ecuaciones 2.16 y 2.17.

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad \text{Si } \epsilon_s < \epsilon_y \quad (2.16)$$

$$f_s = f_y \quad \text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad (2.17)$$

Donde f_s es la tensión del acero [MPa]; E_s es el módulo de elasticidad, equivalente a 200000 [MPa]; ε_s es la deformación asociada; f_y es la tensión de fluencia [MPa].

Se asume que existe una adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, por lo que la deformación de éste y la del hormigón, con respecto a los ejes L-t, se consideran iguales. Esto se expresa matemáticamente como muestran las Ecuaciones 2.18 y 2.19.

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_t \quad \text{y} \quad f_{st} = f_t \quad \text{para el refuerzo transversal} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{sL} = \varepsilon_L \quad \text{y} \quad f_{sL} = f_L \quad \text{para el refuerzo horizontal} \quad (2.19)$$

Gráficamente, la ley elasto-plástica del acero se muestra en la Figura 2.5.

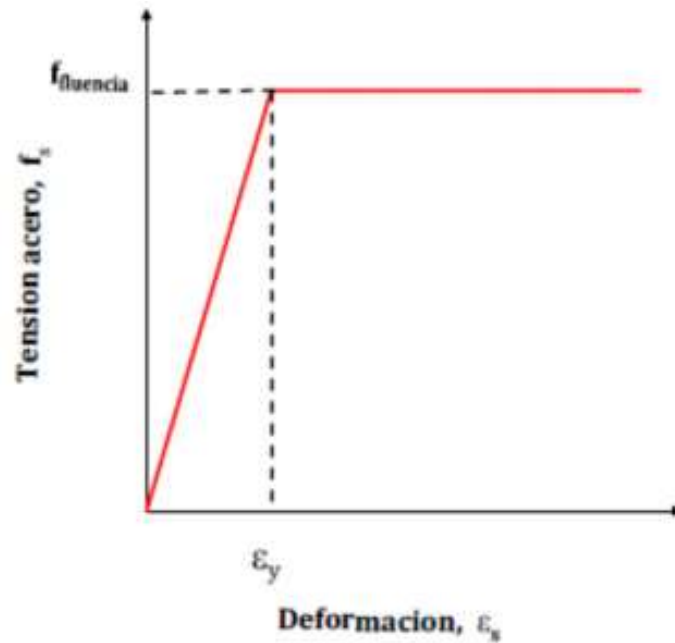


Figura 2.5. Curva tensión-deformación para el acero de refuerzo (Ulloa, 2013).

2.1.4. Algoritmo de solución

El análisis del modelo de enrejado suavizado para predecir la capacidad al corte involucra 16 variables: $V, \sigma_L, \sigma_t, \tau_{Lr}, \sigma_d, \sigma_r, f_L, f_t, \alpha, \xi, \Delta, \varepsilon_L, \varepsilon_t, \varepsilon_d, \varepsilon_r, \gamma_{Lt}$, las cuales fueron definidas en las subsecciones anteriores.

Trece ecuaciones ya se han definido: 8 asociadas al equilibrio y compatibilidad y 5 asociadas a las leyes constitutivas de los materiales. Los grados de indeterminación se pueden reducir especificando la deformación, ε_d , para cada nivel de carga y calculando el esfuerzo longitudinal, σ_L , como lo muestra la Ecuación 2.20:

$$\sigma_L = N/A \quad (2.20)$$

Con N la carga axial aplicada en el muro y A el área bruta del muro.

Para el último grado de indeterminación, Kaseem y Elsheikh (2010) calibran el ángulo α , como el que mejor predice la capacidad al corte para 100 muros ensayados. Éste queda definido por la geometría del muro, la carga axial aplicada, la resistencia a compresión del material y las cuantías de armadura. La calibración acorde a las cargas aplicadas al muro se muestra en las Ecuaciones 2.21 y 2.22.

- Muros con carga axial y lateral:

$$\alpha = 77.16x_1^2 - 117.6x_1 + 87.1 \quad (2.21)$$

$$\text{Con } x_1 = \left(\frac{H_w}{d_w}\right) \left(\frac{N}{A\sqrt{f'_c}}\right)^{0.1}$$

- Muros sólo con carga lateral:

$$\alpha = -7.339x_2^2 + 65.74x_2 - 87.67 \quad (2.22)$$

$$\text{Con } x_2 = \sqrt{f'_c} + (\rho_L f_{yL})(\rho_t f_{yt})^{0.1}$$

Donde H_w representa la altura del muro [mm], d_w el largo horizontal del muro ente los centroides de los elementos de borde [mm], N la fuerza axial [kN], A el área transversal del muro [mm²], f'_c la tensión máxima de compresión en un cilindro estándar de hormigón [MPa], f_{yL} y f_{yt} las tensiones de fluencia de los refuerzos en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente, y ρ_L , ρ_t las cuantías de acero en las direcciones L y t .

Definido el ángulo de inclinación el problema se encuentra completamente determinado, pudiéndose obtener la curva de carga-desplazamiento completa ya que se conoce el estado tensional del elemento para cada deformación escogida.

2.2. Nueva calibración del ángulo del puntal (Ulloa, 2013)

Ulloa (2013) calibra nuevamente el ángulo de inclinación del puntal a compresión, para corregir el utilizado por Kaseem y Elsheikh (2010) que presenta problemas cuando no existe carga axial o armadura en el alma del muro. Este ángulo es validado con una base de datos de 252 muros de hormigón armado.

El ángulo es ajustado mediante el método de mínimos cuadrados con una expresión tipo: $\alpha = cte(\text{parámetro}_1)^{k_1} \cdot (\text{parámetro}_2)^{k_2} \dots (\text{parámetro}_n)^{k_n}$, de tal forma que las variables que minimizan el error asociado sean únicas. Las expresiones obtenidas se muestran en la Tabla

2.1, donde se fija el ángulo del puntal al momento en que se produce la primera grieta diagonal del hormigón, tanto para curvaturas simples como dobles.

Tabla 2.1. Ángulo del puntal a compresión calibrado por Ulloa (2013).

Nivel de tracción en el concreto	Ángulo de inclinación del puntal [°] (curvatura simple)	Ángulo de inclinación del puntal [°] (curvatura doble)
$\varepsilon_r = \varepsilon_{ct}$ $\sigma_r = f_{ct}$	$175.2 \left(\frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.605} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 1 \right)^{-4.6}$	$90.6 \left(\frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.25} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 1 \right)^{-6.65}$

2.3. Incorporación de la armadura de borde (Álvarez, 2015)

El modelo modificado por Ulloa (2013) no incorpora el efecto que tiene la armadura de borde del muro, sólo considera la armadura en el alma, por lo que Álvarez (2015) calibra un parámetro β , que representa la eficiencia de la armadura de borde para resistir esfuerzos de corte. El equilibrio en la dirección L está determinado por la Ecuación 2.23.

$$\sigma_L = \sigma_d \cos^2 \alpha + \sigma_r \sin^2 \alpha + \rho_L f_L + \beta \rho_B f_B \quad (2.23)$$

En dicha ecuación σ_L es la tensión normal en la dirección L [MPa], σ_d y σ_r son las tensiones normales en las direcciones d y r [MPa], f_L y f_b corresponden a las tensiones promedio de la armaduras longitudinal y de borde en la dirección L [MPa], ρ_L y ρ_b son las cuantías de acero longitudinal y de borde, y β es el parámetro de eficiencia de armadura de borde, igual a 0.3 según la calibración realizada.

2.4. Recalibración del ángulo del puntal (Orrego, 2016)

Orrego (2016) calibra nuevamente el ángulo del puntal a compresión, desarrollando una expresión única para muros, vigas altas y ménsulas de hormigón armado y otra para uniones viga-columna. Se define una altura efectiva a utilizar en la expresión que depende del tipo de elemento a analizar. Para muros, ésta corresponde a la altura real del elemento. En la Tabla 2.2 se muestran las expresiones obtenidas para curvaturas simples y dobles:

Tabla 2.2. Calibración del ángulo del puntal a compresión realizada por Orrego (2016).

Nivel de tracción en el concreto	Ángulo de inclinación del puntal [°] (curvatura simple)	Ángulo de inclinación del puntal [°] (curvatura doble)
$\varepsilon_r = \varepsilon_{ct}$ $\sigma_r = f_{ct}$	$13.87 \left(\frac{H_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.13} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 0.1 \right)^{-0.67}$	$9.81 \left(\frac{H_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.08} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 0.1 \right)^{-0.78}$

2.5. Modificaciones realizadas por Melo (2017)

2.5.1. Incorporación de la armadura transversal

Wang et al. (2012) expresa la capacidad nominal a tracción del hormigón como lo muestra la Ecuación 2.24. Esta expresión entrega los mejores resultados estadísticos para uniones viga-columna en el trabajo de Orrego (2016):

$$f_{t,n} = f_{t,c} + \rho_{sh} f_{yh} \cos^2(2\alpha) + \rho_{sv} f_{yv} \sin^2(2\alpha) \quad (2.24)$$

Melo decide incorporar la componente de la armadura transversal a la Ecuación 2.15 de Gupta y Rangan (1998). No se agrega la componente asociada a la armadura longitudinal debido a que ya está incorporado su aporte en el equilibrio longitudinal del elemento tipo panel, en la Ecuación 2.23. La expresión final para la capacidad nominal a tracción del elemento con estas modificaciones se muestra en la Ecuación 2.25:

$$f'_{ct} = 0.4\sqrt{f'c [MPa]} + \rho_{st} f_{yt} \cos^2(2\alpha) \quad (2.25)$$

2.5.2. Modelo cerrado

Con el objetivo de simplificar el cálculo de la capacidad al corte, en vez de realizar un análisis incremental se obtienen los máximos valores para cada tipo de falla esperable en el material, es decir, la deformación y el esfuerzo al ocurrir ésta. En la Tabla 2.3 se muestran los tipos de fallas esperados, junto a la deformación y esfuerzo asociado.

Tabla 2.3. Obtención de los máximos para cada tipo de falla presente.

Máximos	Deformación asociada	Esfuerzo
Compresión (Hormigón)	$\varepsilon_d^* = -\xi \varepsilon_o$	$\sigma_d^* = -\varepsilon f'_c$
Tracción (Hormigón)	$\varepsilon_r^* = f'_{ct}/E_c$	$\sigma_r^* = f'_{ct}$
Fluencia (Longitudinal)	$\varepsilon_L^* = f_{yL}/E_s$	$\sigma_L^* = f_{yL}$
Fluencia (Borde)	$\varepsilon_L^* = f_{yb}/E_s$	$\sigma_L^* = f_{yb}$

Melo (2017) utiliza una base de datos de 635 elementos de hormigón armado para validar esta simplificación, encontrando que los resultados son casi idénticos a los obtenidos mediante análisis incremental, sólo existen diferencias debido a la discretización del vector de desplazamientos utilizado en la formulación, o en la resistencia máxima a compresión del hormigón.

2.5.2.1. Obtención de parámetros mediante regresión múltiple

Obtenidos los máximos de las curvas esfuerzo-deformación, se hace necesario contar con un método que evite el ciclo iterativo del modelo, por lo que Melo (2017) hace una regresión múltiple para deformaciones unitarias del modelo con respecto a parámetros importantes que la definen.

Melo (2017) escogió 14 variables que influyen las deformaciones y dos tipos de calibraciones, una lineal y otra logarítmica, para determinar cuál se ajusta mejor al modelo iterativo. Éstas se muestran en las Ecuaciones 2.26 y 2.27:

$$\varepsilon_{r,d}(var_1, \dots, var_n) = c_1 \cdot var_1 + c_2 \cdot var_2 + \dots + c_n \cdot var_n + C \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{r,d}(var_1, \dots, var_n) = C \cdot (var_1 + c_1)^{k_1} \cdot (var_2 + c_2)^{k_2} \cdot \dots \cdot (var_n + c_n)^{k_n} \quad (2.27)$$

El parámetro estadístico que se utiliza para medir la confiabilidad de una regresión es el coeficiente de determinación o R^2 , si este valor está más cercano a 1 significa que la regresión se ajusta mejor a los datos disponibles.

Para cada deformación, ε_r o ε_d , Melo (2017) llevó a cabo un análisis con distinta cantidad de variables para cada deformación del máximo de tracción, compresión y fluencias longitudinales y de borde, encontrando que el caso óptimo es utilizar 3 variables para las deformaciones de tracción y compresión y 4 variables para las fluencias. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 2.4, donde los máximos en cada caso se ven expresados por las Ecuaciones de la 2.28 a la 2.30.

Tabla 2.4. Deformaciones obtenidas mediante regresión múltiple para el caso óptimo.

Máximo	Expresión	Número Ecuación
Tracción	$\varepsilon_d = -6.658x10^{-3}(f'_c [MPa])^{-0.50}(\cos \alpha)^{-2.50} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.35}$	(2.28)
Compresión	$\varepsilon_r = 1.725x10^{-3} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.38} (\cos \alpha)^{2.49} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{-0.52}$	(2.29)
Fluencia armaduras	$\varepsilon_d = -0.635 \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.24} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.22} (\cos \alpha)^{-2.45} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.36}$	(2.30)

Sumado a esto, se debe agregar una condición que filtre los máximos que no se desarrollan a lo largo de la curva tensión-desangulación. Esto se logra filtrando el máximo a compresión si es que la desangulación de ésta es mayor a la de las fluencias. Esto es esperable, ya que alcanzada la fluencia de las armaduras, la compresión está restringida a resistir las tensiones que producen los refuerzos. También se agrega la negación a esta condición, es decir que, si la desangulación a compresión es menor a la de las fluencias, no es posible que se desarrolle una fluencia, debido a que no hay un esfuerzo que iguale los generados por la armadura. Esto se muestra en las Ecuaciones 2.31 y 2.32:

$$\text{Si } \gamma_{Lt_c} \leq \gamma_{Lt_{fyL}} \text{ ó } \gamma_{Lt_c} \leq \gamma_{Lt_{fyL}} \Rightarrow V_{Lt_{fyL}} \text{ y } V_{Lt_{fyb}} \text{ se filtran} \quad (2.31)$$

$$\text{Si } \gamma_{Lt_c} \geq \gamma_{Lt_{fyL}} \text{ y } \gamma_{Lt_c} \geq \gamma_{Lt_{fyL}} \Rightarrow V_{Lt_c} \text{ se filtra} \quad (2.32)$$

2.5.2.2. Diagrama de flujo

Melo (2017) compara este modelo cerrado con el modelo iterativo y obtiene resultados satisfactorios, con un promedio igual a 1 y un coeficiente de variación (COV, razón entre la desviación estándar y el promedio) menor a 0.15 para la razón $V_{cerrado}/V_{iterativo}$. A continuación se muestra un diagrama de flujo para el modelo cerrado en las Figuras 2.6, 2.7 y 2.8.

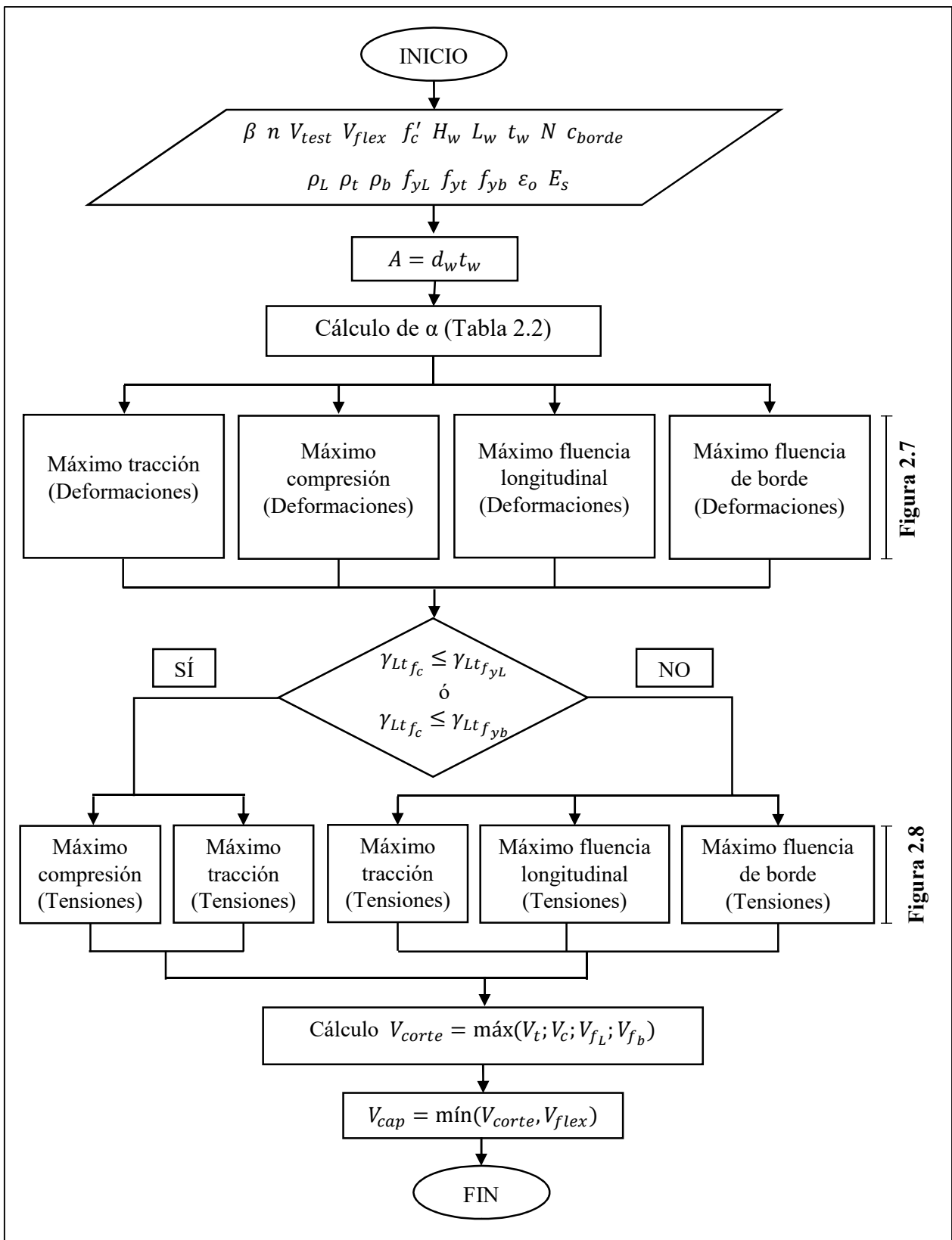


Figura 2.7

Figura 2.8

Figura 2.6. Diagrama de flujo para el modelo cerrado (Melo, 2017).

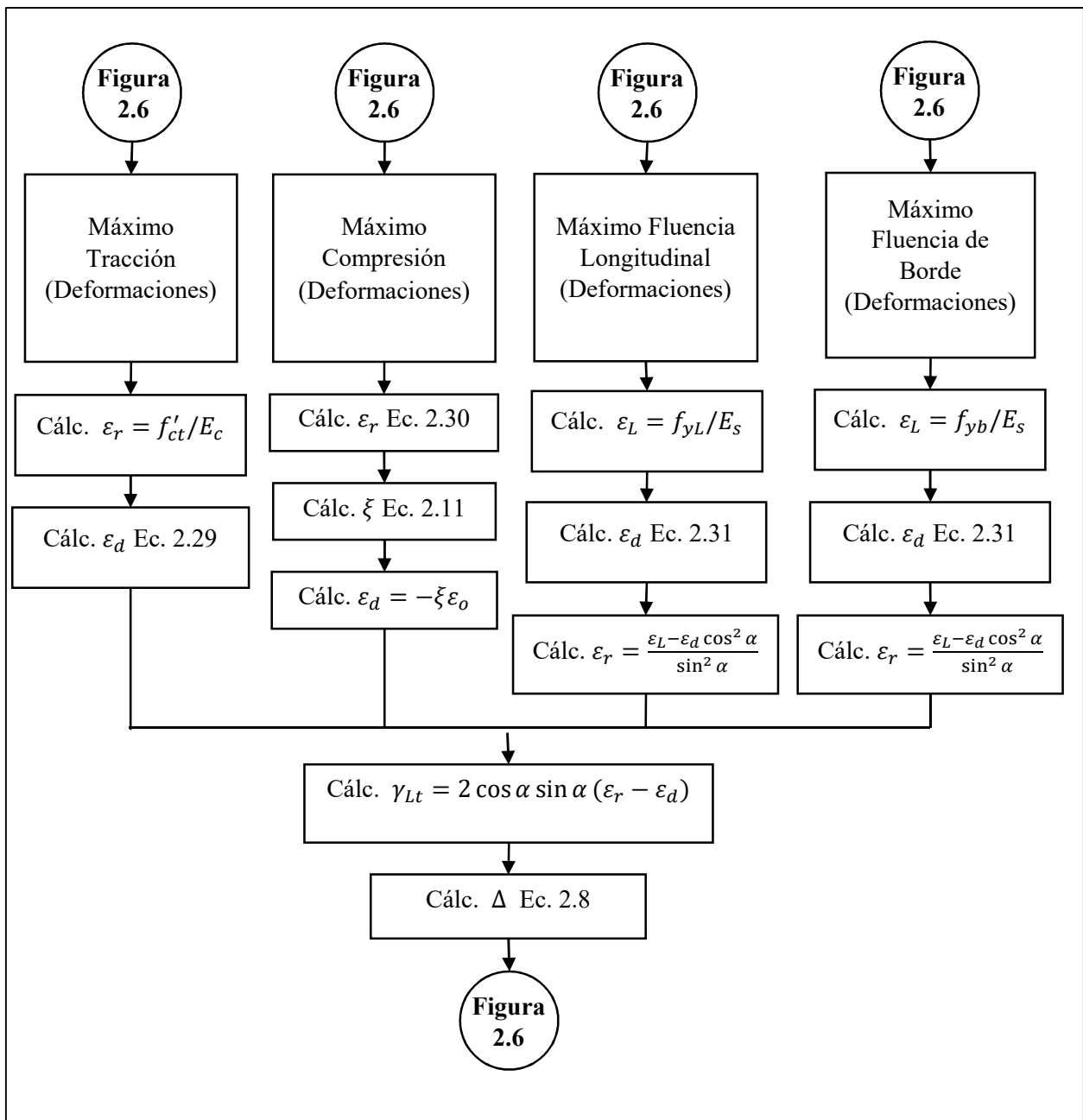


Figura 2.7. Diagrama de flujo para las deformaciones de los cuatro máximos de capacidad (Melo, 2017).

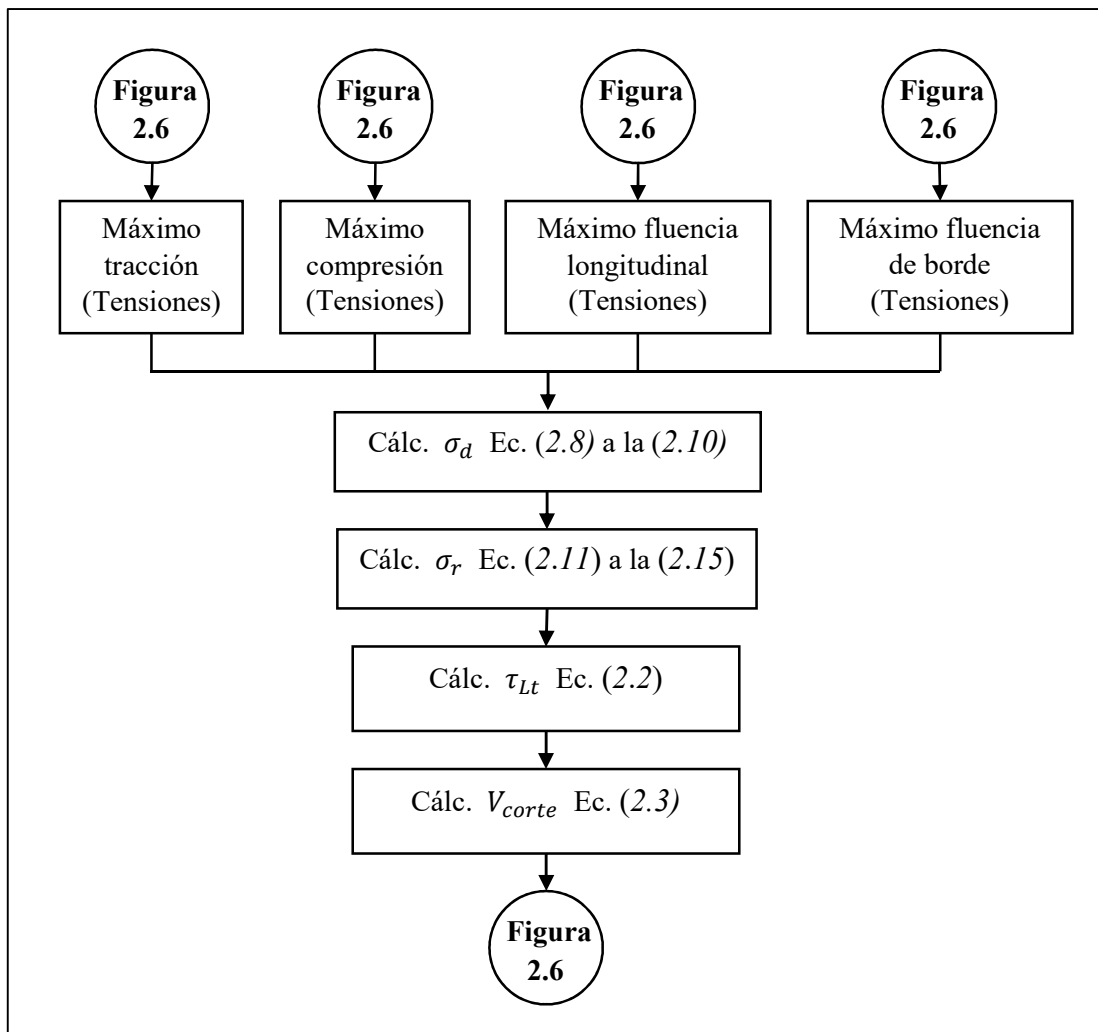


Figura 2.8. Diagrama de flujo para las tensiones de los cuatro máximos de capacidad (Melo, 2017).

3. Albañilería y modificaciones al modelo para adaptarlo a ella

El modelo tipo panel propuesto por Kaseem y Elsheikh (2010) fue desarrollado para muros de corte de hormigón, por lo que en este trabajo de título se realizan las modificaciones al modelo de acuerdo a las propiedades de la albañilería para su utilización.

Primero se introduce este tipo de construcción, describiendo los materiales ocupados y las modalidades de edificación. Luego se presentan los tipos de fallas posibles, para luego abarcar las modificaciones necesarias de acuerdo a ellos.

3.1. Introducción

La albañilería consiste en unidades adheridas con un tipo de hormigón llamado mortero de pega (conocido como paño de albañilería), utilizados para construir elementos estructurales. Estas unidades son generalmente (en Chile) de arcilla (ladrillos cerámicos) o de cemento (bloques de hormigón).

Para lograr un comportamiento estructural adecuado el paño debe contar con refuerzos, que definen los dos métodos constructivos utilizados nacionalmente.

La albañilería armada es el paño más armadura de refuerzo vertical de acero (llamada tensores) en los huecos que presentan las unidades y refuerzos horizontales en las juntas horizontales (generalmente escalerillas, nacionalmente). La armadura vertical se compatibiliza al ladrillo mediante un grout de relleno. Un esquema de lo descrito se muestra en la Figura 3.1.

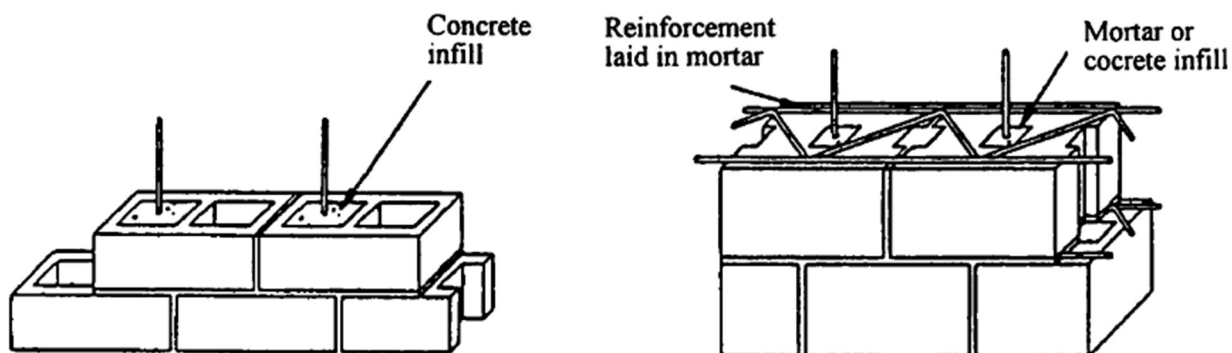


Figura 3.1. Representación de un muro de albañilería armada (Tomazevic, 1999).

Por otra parte, la albañilería confinada se construye con el paño de albañilería más pilares de hormigón armado a cada lado del muro y una viga en la parte superior, conocida como cadena. Un esquema de lo descrito se muestra en la Figura 3.2.

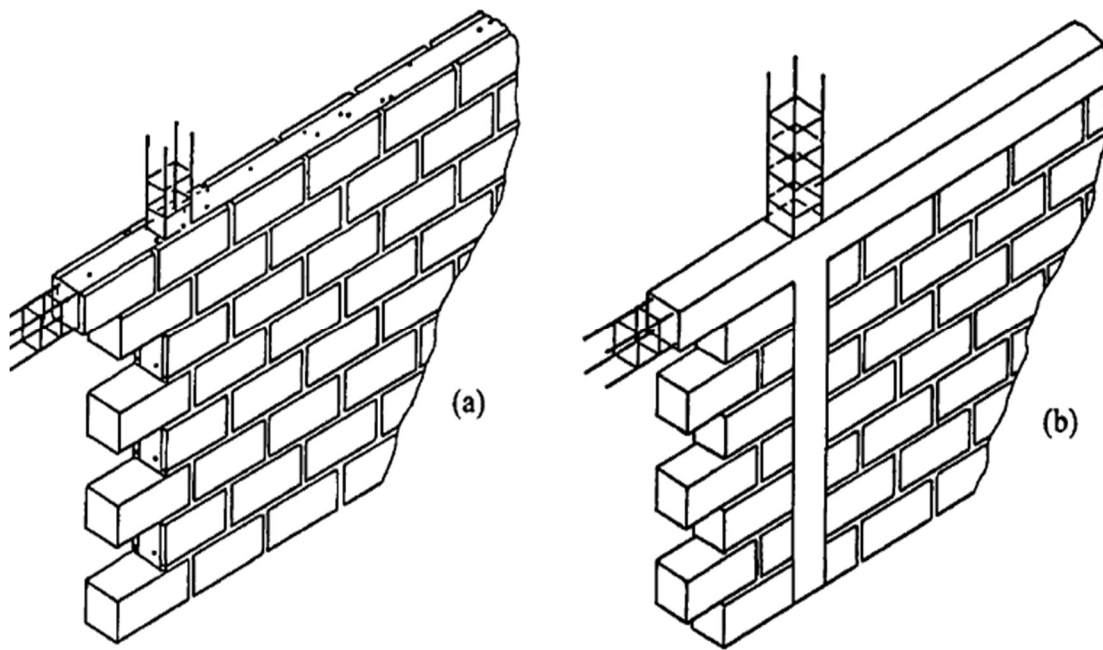


Figura 3.2. Representación de un muro de albañilería confinada (en b) (Tomazevic, 1999).

La albañilería tiene distintos mecanismos de falla al ser sometido a una carga lateral, como lo muestra la Figura 3.3

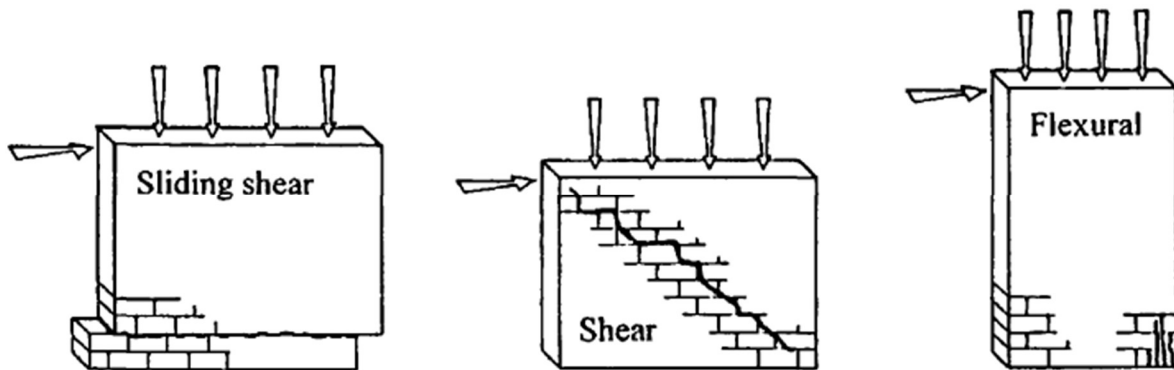


Figura 3.3. Mecanismos de falla de la albañilería (Deslizamiento, corte y flexión de izquierda a derecha) (Tomazevic, 1999).

En general, la mayoría de las fallas que se generan son por corte en el paño de albañilería. Dentro de este grupo se encuentra la tracción, compresión y adherencia, que corresponde al agrietamiento en las juntas de mortero, ya sea por deslizamiento o de manera escalonada. También, al igual que en el hormigón armado, se produce una falla por flexión o flexo-compresión.

Dado estos antecedentes, en las siguientes secciones se definen las modificaciones para adaptar estas fallas al modelo de acuerdo a las diferencias en el material. Tracción y compresión se consideran igual que para el hormigón armado, se agrega un modelo para flexión diferenciando entre muros armados y confinados y un modelo para capturar las fallas por adherencia.

3.2. Compresión

La principal diferencia con el hormigón armado es que la resistencia a la compresión del paño de albañilería se determina mediante el ensayo de un prisma, consistente en una serie de unidades apiladas unas encima de otras y unidas con mortero, ensayado a compresión. Se obtiene la resistencia prismática (f'_m) y el módulo de elasticidad (E_m) mediante este método.

Para introducir estos cambios, se debe modificar el valor de la resistencia por el valor obtenido en las Ecuaciones 2.9, 2.10 y 2.11. Además, se utiliza este resultado para el módulo de elasticidad en vez de ocupar la Ecuación 2.16.

A su vez, se deben realizar una serie de otras modificaciones que se desarrollan en los puntos siguientes.

3.2.1. Efecto de la esbeltez del prisma

Page y Marshall (1985) realizaron una serie de ensayos a compresión uniaxial en prismas con distintas relaciones de aspecto (razón entre la altura y el ancho de la unidad), para evaluar la influencia de este parámetro en la resistencia prismática obtenida. Un esquema de esto se muestra en la Figura 3.4.

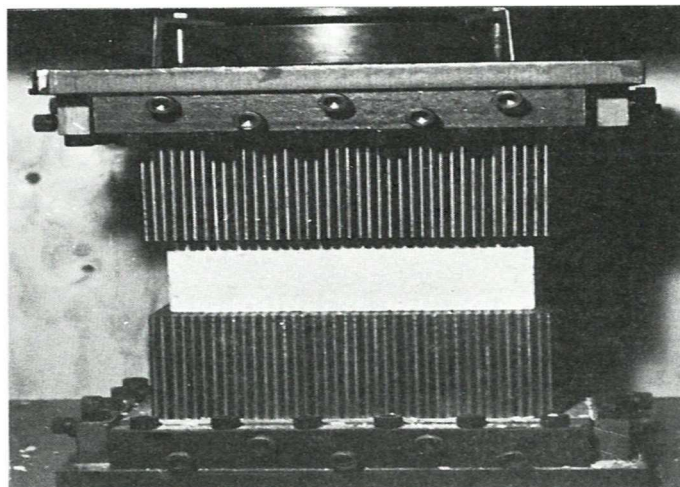


Figura 3.4. Esquema de ensayo para los prismas de Marshall y Page (1985).

El factor de corrección (K_c) obtenido mediante los ensayos realizados se muestra en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1. Factores de corrección de acuerdo a esbeltez del prisma.

Relación de aspecto (H/t)	0	0.4	0.7	1.0	3.0	<5.0
K_c	0	0.50	0.60	0.70	0.85	1.00

Para relaciones de aspecto bajas, se castiga más la resistencia obtenida debido a que existe un aumento artificial de la capacidad por la restricción al movimiento lateral del prisma dada la fricción que existe entre la unidad y las platinas utilizadas en el ensayo.

Considerando lo anterior y que las esbelteces de los ensayos de prismas incluidos en la base de datos de muros utilizados en esta memoria es cercano a 4, se decide utilizar un $K_c = 0.93$.

3.2.2. Variación de la resistencia de acuerdo al ángulo entre la carga aplicada y la junta horizontal de mortero

La albañilería es un material anisotrópico, por lo que existe una variación de la resistencia a la compresión del elemento de acuerdo al ángulo que forma la carga aplicada y la junta horizontal del paño.

Hamid y Drysdale (1980) ensayaron 17 probetas, sin grout de relleno, a distintos ángulos, θ , entre la compresión aplicada y la junta horizontal de los prismas. Se entrega un esquema de estas probetas en la Figura 3.5:

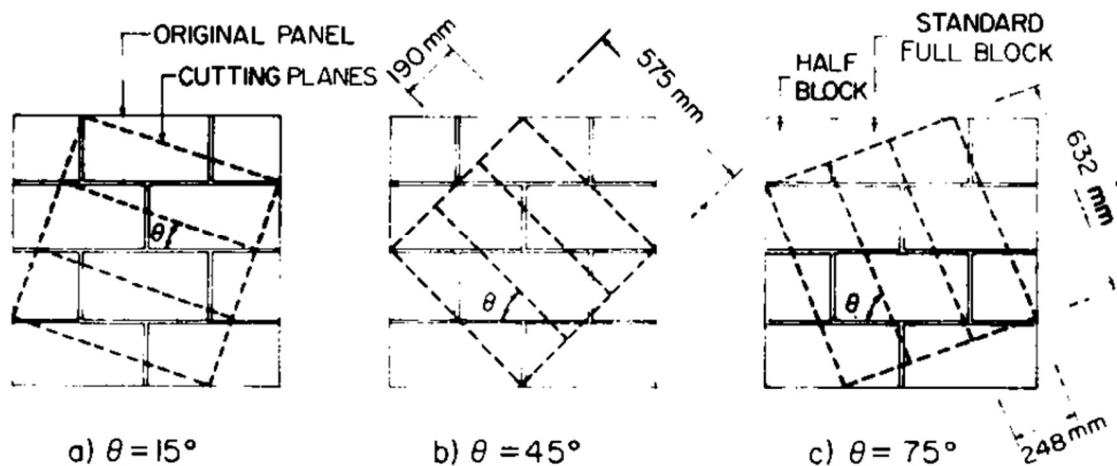


Figura 3.5. Prismas con distintas orientaciones, θ .

Se ensayaron 3 prismas para cada orientación entre 0° , 15° , 30° , 45° y 75° , y 6 prismas para 90° . Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.2. Se muestra sólo el promedio de los 3 prismas para cada ángulo escogido (6 prismas para 90°).

Tabla 3.2. Ensayos de probetas a distintos ángulos de inclinación.

θ [°]	f'_m [MPa]
0	9.6
15	4.2
45	8.3
75	9.2
90	10.2

Como referencia, en este trabajo de título se utiliza un f'_m igual a 10.2 [MPa], correspondiente al promedio de las 6 probetas ensayadas a 90[°]. Se calcula ahora, la degradación de la resistencia prismática ($C_\theta = f'_m(\theta)/f'_m(90^\circ)$) debido al ángulo de inclinación con un ajuste lineal de los datos, como se muestra en la Figura 3.6.:

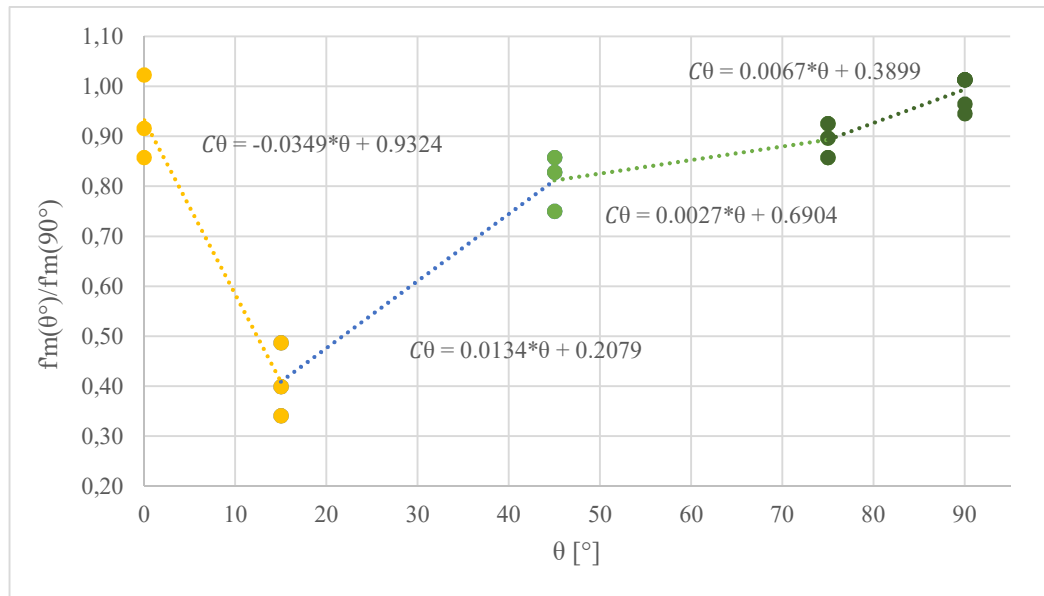


Figura 3.6. Factor de reducción C_θ de acuerdo al ángulo de inclinación.

El coeficiente C_θ se expresa por las siguientes ecuaciones, dependiendo del ángulo θ :

$$C_\theta = -0.035 \cdot \theta + 0.93 \quad \text{Si } 0 < \theta < 15 \quad (3.1)$$

$$C_\theta = 0.013 \cdot \theta + 0.21 \quad \text{Si } 15 < \theta < 45 \quad (3.2)$$

$$C_\theta = 0.003 \cdot \theta + 0.69 \quad \text{Si } 45 < \theta < 75 \quad (3.3)$$

$$C_\theta = 0.007 \cdot \theta + 0.39 \quad \text{Si } 75 < \theta < 90 \quad (3.4)$$

Para efectos del modelo, θ corresponde al ángulo complementario de α (que define el puntal a compresión en este trabajo de título), y varía entre 20 [°] a 65 [°] para los muros de la base datos, por lo que se utilizan las Ecuaciones 3.2 y 3.3 en este trabajo de título.

3.2.3. Deformación unitaria en la resistencia máxima de la albañilería a compresión

El modelo tipo panel requiere una deformación unitaria asociada a la tensión de máxima compresión en el elemento para calcular el esfuerzo en ese estado. En el hormigón armado este valor se conoce como ε_0 y toma el valor de 0.002 [-] (Hsu, 1993).

Naraine y Sinha (1992) para compresión biaxial sugieren $\varepsilon_0=0.0035$ [-] en ladrillos cerámicos, e Hidalgo (1989) un ε_0 igual a 0.003 [-] para ladrillos de bloque de hormigón.

Se decide trabajar con los valores señalados por los autores mencionados para cada tipo de bloque respectivamente, dada la semejanza a las deformaciones alcanzadas por los muros de la base de datos utilizada en este trabajo de título.

Se utiliza este valor en las Ecuaciones 2.8 y 2.9, para la definición del esfuerzo a compresión del panel.

3.2.4. Degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería debido al estado biaxial de tensiones

De la Ecuación 2.11, el factor de relajación ξ se puede representar de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{5.8}{\sqrt{f'm}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \gamma\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + \gamma\varepsilon_r}} \quad (3.5)$$

Con γ un parámetro que depende del tipo de material analizado en estado biaxial de tensiones (400 para hormigón armado (Ulloa, 2013 y Melo, 2017)). Marín (2009) toma este valor como 1500 para ladrillos cerámicos, que es el que otorga los mejores resultados en su trabajo de título para un modelo puntal-tensor.

Para esta memoria se ocupa un valor igual a 2500, que también es el que entrega los mejores resultados para el modelo. Se considera razonable este valor dada la muy baja o nula resistencia a la tracción de la albañilería, alcanzando deformaciones bajas, teniendo que ajustar el parámetro para que exista una degradación realista debido a estos esfuerzos. También, los muros de la base de datos fueron construidos sólo con relleno parcial de huecos (donde se posicionan las armaduras) y se tienen mayoritariamente ladrillos cerámicos, que teóricamente son más frágiles por lo que se debería tener una degradación mayor.

3.3. Tracción

3.3.1. Determinación de la resistencia a la tracción del paño

Tomazevic (2006), plantea que la resistencia a la tracción de la albañilería, f'_{mt} , se puede calcular como un 3% de la resistencia prismática, f'_m , para ladrillos con resistencias similares a los utilizados en esta memoria, por lo que se fija este valor para toda la base de datos.

Se utiliza el valor determinado de esta forma en vez del que se obtendría de la utilización de la Ecuación 2.15 para su cálculo, dado que no hay evidencia empírica encontrada en este trabajo de título para utilizar esa expresión para otro material que no sea hormigón armado.

3.3.2. Variación de la resistencia de acuerdo al ángulo entre la carga aplicada y la junta horizontal de mortero

Drysdale y Hamid (1980) ensayaron prismas a tracción axial para evaluar la variación de esfuerzo para distintos ángulos de aplicación de carga. Realizaron tres ensayos para cada ángulo de inclinación, θ , de $0[^\circ]$ y $45[^\circ]$, y cuatro para un θ de $90[^\circ]$. El esquema de lo realizado se muestra en la Figura 3.7:

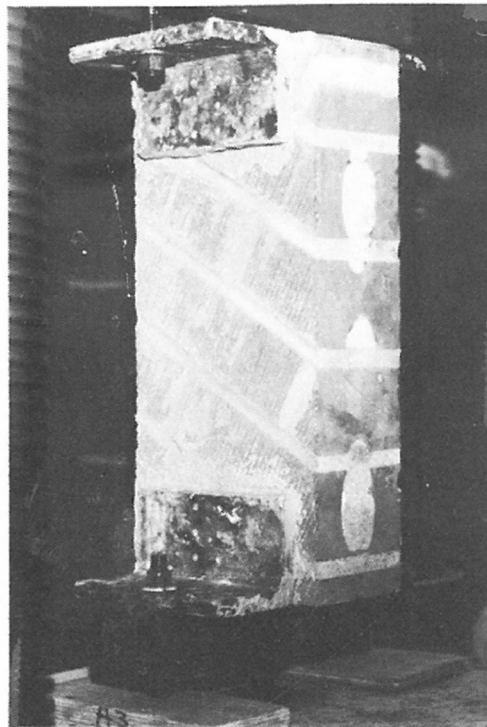


Figura 3.7. Ensayos a tracción realizados por Drysdale y Hamid (1980).

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.3, habiendo sólo uno por ángulo debido a que el autor entrega el promedio de los 3 ensayos.

Tabla 3.3. Resultados de las probetas ensayadas por Drysdale et al. (1980).

θ [°]	f'_{mt} [MPa]
0	1.36
45	0.5
90	0.45

Dado lo anterior, el factor de reducción de la tracción $C_{t\theta}$, se calcula en este trabajo de título con un ajuste lineal, que se muestra en la Figura 3.8:

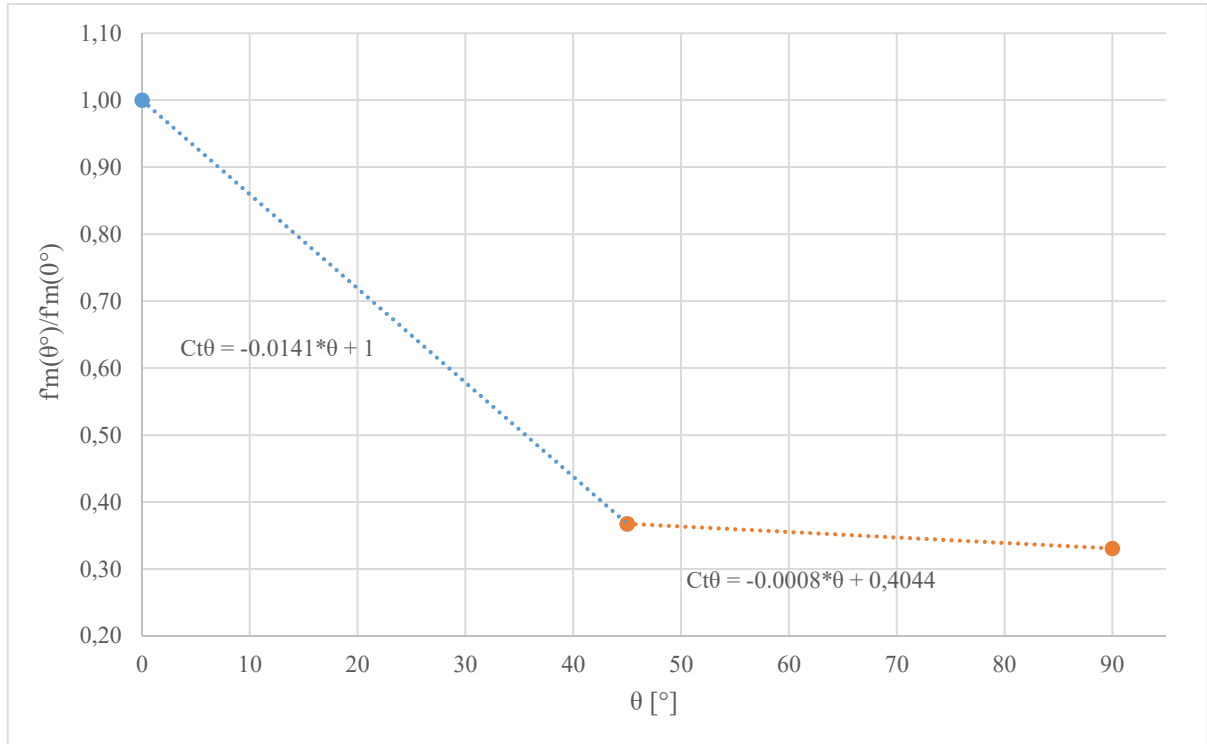


Figura 3.8. Factor de reducción $C_{t\theta}$ de acuerdo al ángulo de inclinación.

El coeficiente C_{θ} se expresa así por las siguientes ecuaciones, dependiendo del θ :

$$C_{t\theta} = -0.014 \cdot \theta + 1 \quad \text{Si } 0 < \theta < 45 \quad (3.6)$$

$$C_{t\theta} = -0.001 \cdot \theta + 0.40 \quad \text{Si } 45 < \theta < 90 \quad (3.7)$$

3.3.3. Deformación unitaria última a la tracción de la albañilería

Dhanasekar y Haider (2007) proponen que la albañilería presenta un comportamiento muy débil a los esfuerzos de tracción, alcanzando deformaciones muy pequeñas pasado el agrietamiento. Esto se muestra en curva de tensión-deformación propuesta por Dhanasekar y Haider (2007) en la Figura 3.9.

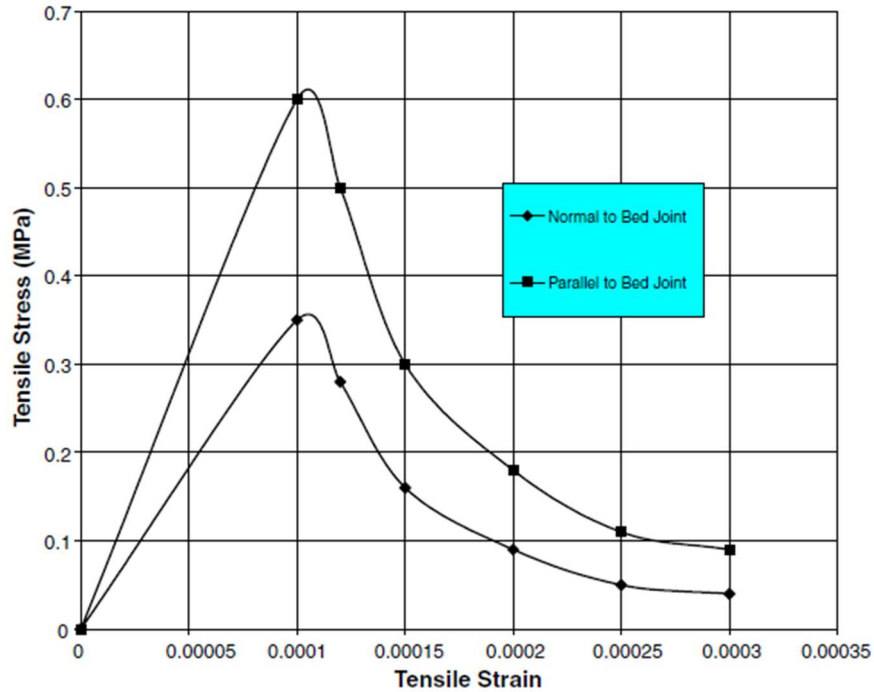


Figura 3.9. Relación esfuerzo-deformación propuesta por Dhanasekar y Haider (2007).

Se tiene una resistencia a la tracción mayor paralelo a la junta horizontal, tal y como muestran los ensayos de Drysdale y Hamid (1980), y una deformación unitaria en la tracción máxima de 0.0001 [-]. Esto es acorde a lo obtenido en los muros de la base de datos de ésta memoria de título calculando $\varepsilon_{mt} = f'_{mt} / E_m$.

Se escoge una deformación última a la tracción, ε_{ut} , igual a 0.00035 [-] aplicada a todos los muros, haciendo una aproximación de lo expuesto en la Figura 3.9, para una resistencia a la tracción casi nula de la albañilería.

3.4. Flexión o flexo-compresión

Para este tipo de falla se asume que las hipótesis de Bernoulli (caras planas permanecen planas) se cumplen, que la adherencia entre acero y albañilería es perfecta (tal y como es contemplado en el modelo de corte) y que la armaduras de los muros se concentran en los extremos, no contemplando el refuerzo vertical distribuido debido a que no existe o sólo se encuentra en cuantías reducidas.

Para muros de albañilería armada solamente se tiene el paño de albañilería y el refuerzo, por lo que se toman las ecuaciones propuestas por Hidalgo (1989) y desarrolladas por Silva (2005). Éstas plantean que se tiene una distribución parabólica de tensiones en la zona de compresión de la albañilería, por lo que se genera un bloque equivalente de ancho igual a dos tercios de la distancia al eje neutro. Un esquema de lo descrito se puede ver en la Figura 3.10.

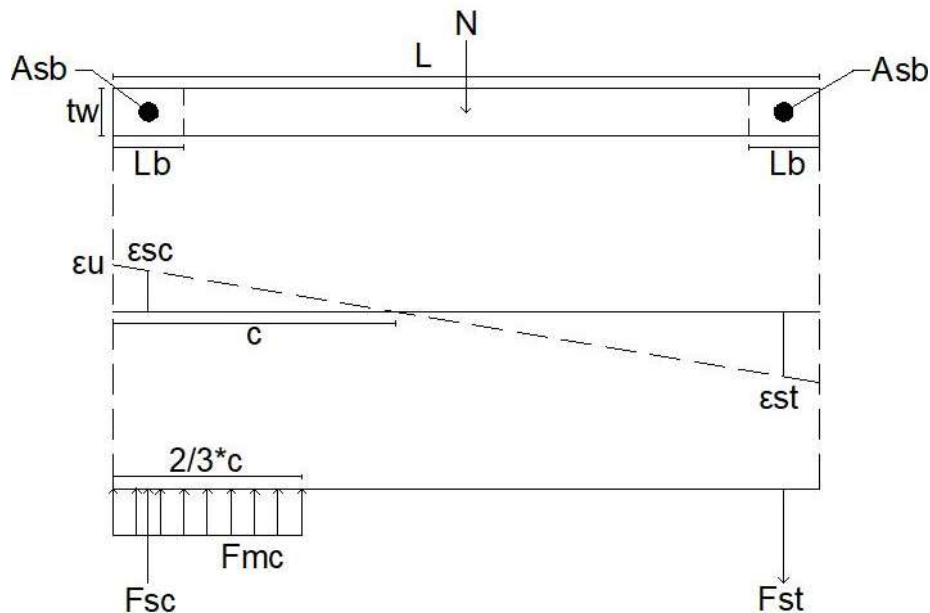


Figura 3.10. Estados de deformación y tensión en flexión para muros de albañilería armada.

Para muros de albañilería confinada, se tiene un aporte de los pilares de hormigón armado en la resistencia a flexión del elemento. Se toma en cuenta una deformación última del hormigón de 0.003 [-] y un comportamiento en estado último dado por el bloque de Whitney descrito en la ACI-318. Esto se muestra en la Figura 3.11:

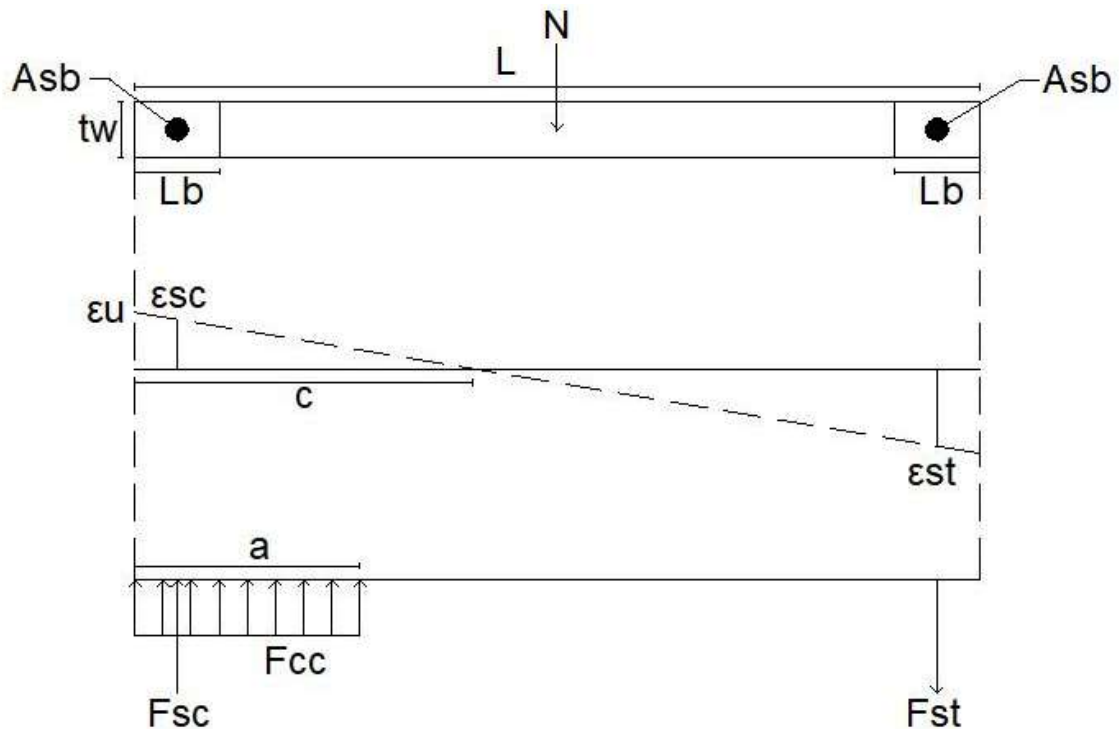


Figura 3.11. Estados de deformación y tensión en flexión para muros de albañilería confinada.

Como supuestos iniciales se asume que la armadura a tracción está fluyendo y que la armadura del extremo opuesto está sometida a compresión y no fluye. Adicionalmente, en muros de albañilería confinada se supone la consideración de que la zona a compresión está dentro del pilar.

Realizando el equilibrio de fuerzas se encuentra la posición del eje neutro y se revisan los supuestos iniciales, corrigiendo de ser necesario, para calcular la capacidad del muro a este esfuerzo mediante sumatoria de momento respecto a un punto.

3.5. Adherencia

Este tipo de falla ocurre cuando se produce un agrietamiento escalonado por las juntas en el paño de albañilería, debido a que se produce una falla de corte primero en el mortero de pega.

Para determinar la capacidad de los muros a este tipo de esfuerzo se utiliza la teoría propuesta por Dialer (1991) para paños de albañilería, que dice que éste está sujeto a un estado de tensiones normales y tangenciales que producen su falla.

Se deben estudiar los esfuerzos normales (f_n y f_p) y tangenciales (τ_{xy} y τ_{yx}) para una unidad de albañilería de ancho “d” y alto “b”, tal y como se muestra en la Figura 3.12. Ésta representa los ensayos de murete realizados por Dialer (1991) para 33 muros, donde f_1 y f_2 son las tensiones aplicadas en él.

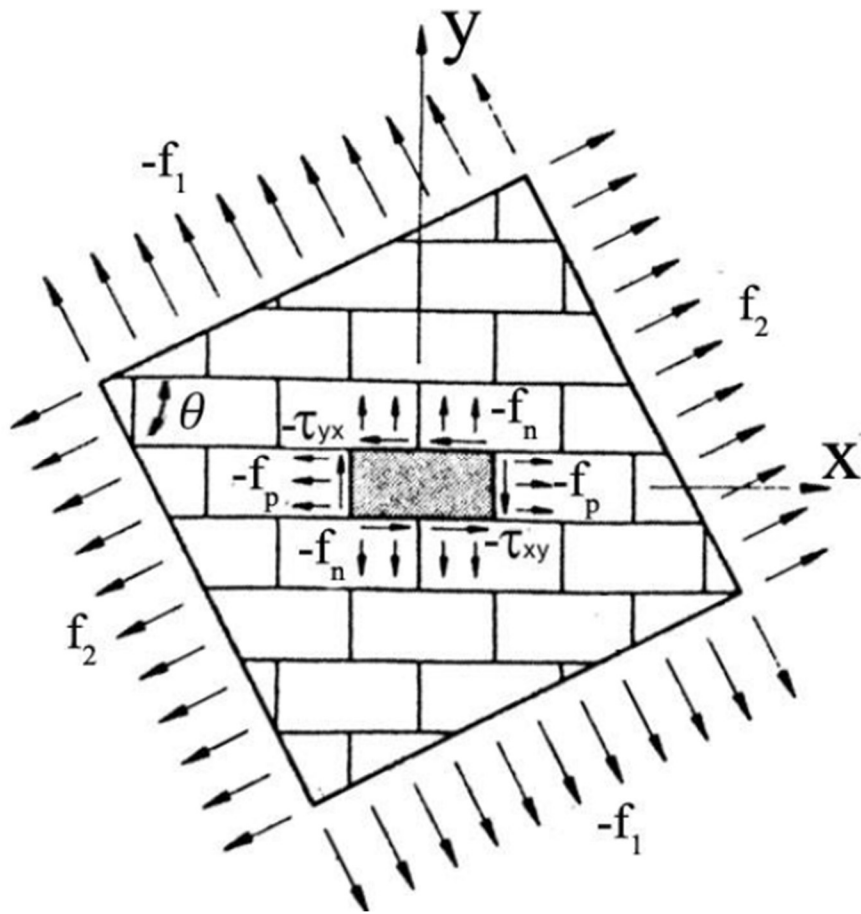


Figura 3.12. Estado tensional para un paño de albañilería según Dialer (1991).

Según Dialer (1991), las tensiones normales que actúan en la unidad se relacionan mediante el factor χ como muestra la Ecuación 3.8.

$$\chi = \frac{f_n}{f_p} \quad (3.8)$$

En la Figura 3.13 se muestra el estado tensional desarrollado para una unidad de albañilería.

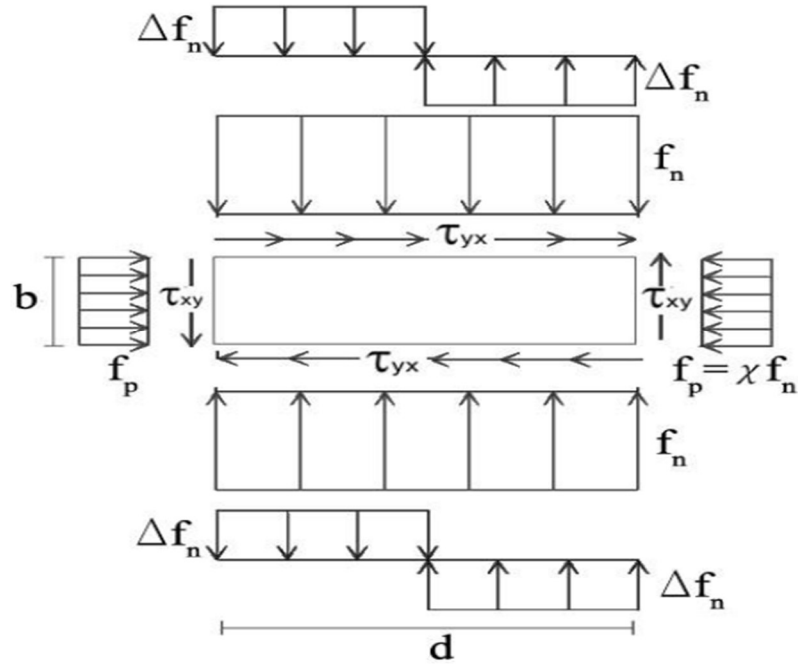


Figura 3.13. Estado tensional para una unidad de albañilería (Charry, 2010).

De acuerdo a Charry (2010), se produce una descompensación de momento que debe ser equilibrado mediante la suma y resta de una tensión normal Δf_n . Gracias al trabajo desarrollado por Crisafulli (1997) y por Maldonado (2011), asumiendo que la albañilería sólo trabaja en un rango elástico de deformaciones, se tiene un Δf_n promedio como muestra la Ecuación 3.9.

$$\Delta f_n = \frac{1.5 \cdot b \cdot (\tau_{yx} - \tau_{xy})}{d} \quad (3.9)$$

Finalmente, las tensiones sobre la unidad f_{n1} y f_{n2} , quedan definidas de la siguiente manera:

$$f_{n1} = f_n + \Delta f_n \quad (3.10)$$

$$f_{n2} = f_n - \Delta f_n \quad (3.11)$$

Utilizando ahora el criterio de Mohr-Coulomb para calcular la capacidad del elemento, considerando resistencias básicas al corte τ_{0xy} y τ_{0yx} y coeficientes de fricción entre la unidad y el mortero μ_{xy} y μ_{yx} , se obtienen las resistencias mostradas en las Ecuaciones 3.12 y 3.13:

$$\tau_{yx} = \tau_{0yx} + \mu_{yx} \cdot f_n \quad (3.12)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{0xy} + \mu_{xy} \cdot \chi \cdot f_n \quad (3.13)$$

De acuerdo con Dialer (1991), existe un “factor de calidad” F , dada la diferencia que existe entre las propiedades de las juntas horizontales y verticales, que queda representado por la Ecuación 3.14.

$$F = \frac{\tau_{0xy}}{\tau_{0yx}} = \frac{\mu_{xy}}{\mu_{yx}} \quad (3.14)$$

Ocupando la Ecuación 4.7, se puede reescribir la Ecuación 4.6 utilizando este factor de calidad:

$$\tau_{xy} = F \cdot \tau_{0yx} + F \cdot \mu_{yx} \cdot \chi \cdot f_n \quad (3.15)$$

De acuerdo el estado tensional presentado en la Figura 4.6, se produce una falla por adherencia cuando f_n se ve reducido por el efecto de Δf_n , es decir, cuando f_n es igual a f_{n2} . Reemplazando este valor en la Ecuación 3.12:

$$\tau_{yx} = \tau_{0yx} + \mu_{yx} \cdot (f_n - 1.5 \cdot \frac{b}{d} \cdot (\tau_{yx} - \tau_{xy})) \quad (3.16)$$

De las Ecuaciones 3.15 y 3.16 se obtiene lo siguiente:

$$\tau_{yx} = \frac{\tau_{0yx} + \mu_{yx} \cdot f_n - \mu_{yx} \cdot 1.5 \cdot \frac{b}{d} \cdot (\tau_{0xy} + \mu_{xy} \cdot \chi \cdot f_n)}{1 + \mu_{yx} \cdot 1.5 \cdot \frac{b}{d}} \quad (3.17)$$

Finalmente, ordenando términos se obtiene una expresión para la tensión de falla, mostrada en la Ecuación 3.18, que queda plenamente definida por los términos representados en las Ecuaciones 3.19 y 3.20.

$$\tau_{yx} = \tau^* + \mu^* \cdot f_n \quad (3.18)$$

$$\tau^* = \frac{\tau_{0yx} \cdot (1 + \mu_{yx} \cdot 1.5 \cdot \frac{b}{d} \cdot F)}{1 + \mu_{yx} \cdot 1.5 \cdot \frac{b}{d}} \quad (3.19)$$

$$\mu^* = \frac{\mu_{yx} \cdot (1 + \mu_{yx} \cdot 1.5 \cdot \frac{b}{d} \cdot \chi \cdot F)}{1 + \mu_{yx} \cdot 1.5 \cdot \frac{b}{d}} \quad (3.20)$$

Transformando los esfuerzos de la unidad al espacio de las tensiones principales, igual que como se realiza en el Capítulo 2, se tienen las Ecuaciones 3.21, 3.22 y 3.23:

$$f_n = f_1 \sin^2(\theta) + f_2 \cos^2(\theta) \quad (3.21)$$

$$f_p = f_1 \cos^2(\theta) + f_2 \sin^2(\theta) \quad (3.22)$$

$$\tau = (f_1 - f_2) \cdot \cos(\theta) \cdot \sin(\theta) \quad (3.23)$$

Asumiendo que la compresión es mucho mayor a la tracción (f_1 mucho mayor a f_2), se tienen las siguientes expresiones:

$$f_n = f_1 \sin^2(\theta) \quad (3.24)$$

$$\tau = f_1 \cdot \cos(\theta) \cdot \sin(\theta) \quad (3.25)$$

Reemplazando en las ecuaciones anteriores para la adherencia y despejando f_1 , se obtiene:

$$f_1 \cdot \cos(\theta) \cdot \sin(\theta) = \tau^* + \mu^* \cdot f_1 \sin^2(\theta) \quad (3.26)$$

$$f_1 = \frac{\tau^*}{\sin(\theta) \cdot (\cos(\theta) - \mu^* \cdot \sin(\theta))} \quad (3.27)$$

Para obtener la resistencia al corte por adherencia se debe utilizar alguna fórmula para calcular el ancho del puntal a compresión (a_s). Ésta corresponde a la expresión utilizada por Cabezas (2011), mostrada en la Ecuación 3.28.

$$a_s = \left(0.25 + \frac{N}{A_m \cdot f'_m}\right) \cdot d_m \quad (3.28)$$

Donde N es la carga axial aplicada en el muro [N], A_m es el área del paño de albañilería [mm^2], f'_m es la resistencias prismática [MPa] y d_m es la diagonal del paño de albañilería [mm].

Finalmente, el corte por adherencia V_{adh} , se muestra en la Ecuación 3.29.

$$V_{adh} = f_1 \cdot a_s \cdot t_w \quad (3.29)$$

3.5.1. Determinación del coeficiente de fricción entre la unidad y mortero

Cabezas (2011) determinó en su memoria de título, mediante una revisión bibliográfica de ensayos de propiedades mecánicas o de corte directo de la albañilería, que los valores de coeficiente de fricción según el tipo de unidad son los siguientes:

- Ladrillos cerámicos: $\mu=0.7$.
- Bloques de hormigón: $\mu=0.8$.

3.5.2. Determinación de la resistencia básica a la adherencia

La determinación de este parámetro se realiza mediante ensayos de tripletas, donde se debe diferenciar por el tipo de ladrillo y por el mortero utilizado.

3.5.2.1. Ladrillos cerámicos

De los ensayos de tripletas realizados por Fernández et al. (1986), se busca una serie de probetas que representen el mortero utilizado en los muros de la base de datos. Esto se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Resultados de probetas de Fernández et al. (1986).

Serie	Probeta	Mortero (volumen)	Unidad	τ_0 [MPa]	Promedio [MPa]
2	P19	$1:\frac{3}{4}:3\frac{3}{4}$	Hércules	0.536	0.56
	P20			0.548	
	P21			0.597	

Dado que el mortero de pega utilizado por Fernández et al. (1986) es similar al de la base de datos de esta memoria de título, es razonable utilizar un valor de 0.56 [MPa].

3.5.2.2. Bloques de hormigón

Según Delfín y Bullemore (1968), para muros construidos con bloques de hormigón y con un mortero de pega similar al de los muros de la base de datos utilizada en esta memoria, el valor de la resistencia básica a la adherencia corresponde a 0.38 [MPa], aplicada a todos los muros construidos con este tipo de ladrillo para este trabajo de título.

3.5.3. Determinación del factor de calidad F

El factor de calidad F, relaciona las adherencias básicas o el factor de fricción de las juntas verticales con la de las juntas horizontales, esto depende del tipo de ladrillo a utilizar.

3.5.3.1. Ladrillos cerámicos

Fernández et al. (1986) realiza ensayos de tripletas construidas con ladrillos cerámicos, sometidas a corte directo por la cara lisa y la rugosa, representando respectivamente, la junta horizontal y la junta vertical. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Factor de calidad para los ensayos de Fernández et al. (1986).

Tipo de Unidad	Adherencia cara lisa [kgf/cm ²]	Adherencia cara rugosa [kgf/cm ²]	Factor de calidad F [-]
Titán liviano (Princesa)	4.80	8.33	0.576
Hércules (Santiago)	3.65	14.10	0.259
Gigante (Lapreco)	5.00	10.35	0.483

Aunque la unidad tipo Hércules presenta valores distintos a los otros dos tipos, las unidades utilizadas en los muro de la base de datos se asemejan más a los ladrillos Titán liviano y Gigante, por lo que se considera un factor de calidad igual a 0.5 para los muros construidos con ladrillos cerámicos.

3.5.3.2. Bloques de hormigón

Cruz (2002) realiza ensayos en muros construidos con bloques de hormigón con y sin presencia de juntas verticales en ellos para estudiar su efecto en la resistencia. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6. Resultados obtenidos por Cruz (2002).

Muro	Capacidad última [kN]	Reducción de capacidad
1 (con junta)	556	23%
2 (sin junta)	429	
3 (con junta)	534	29%
4 (sin junta)	380	

Dado el trabajo realizado por Maldonado (2011), donde calcula el factor de calidad asociado a un rango de reducciones de capacidad, determina que para muros construidos con bloque de hormigón, se debe ocupar un factor de 0.35, aplicado a todos los muros de la base de datos utilizada en esta memoria de título.

3.5.4. Determinación del factor χ

Este factor relaciona las tensiones normales que actúan en la unidad. Maldonado (2011) mediante un análisis de elementos finitos, tomando en cuenta que la albañilería es un material isótropo, con un comportamiento lineal y elástico determina este parámetro. El factor depende solamente de la relación de aspecto del paño, como se muestra en la Ecuación 3.30.

$$\chi = -0.156 \cdot \lambda^3 + 1.216 \cdot \lambda^2 - 3.108 \cdot \lambda + 2.602 \quad (3.30)$$

4. Modelo tipo panel cerrado para albañilería

En esta sección se analiza el modelo tipo panel cerrado para muros de albañilería, desarrollado en este trabajo de título, tomando en cuenta la revisión bibliográfica realizada en las secciones anteriores. El modelo se aplica a una base de datos de muros de albañilería armada y confinada, expuesta en la sección siguiente.

4.1. Descripción de la base de datos

La base de datos corresponde a la utilizada por Fuentes (2009), Marín (2009) y Cabezas (2011) para sus respectivos trabajos de título. Los primeros dos autores utilizaron muros de albañilería armada construidos con bloques de hormigón y con ladrillos cerámicos respectivamente, mientras que el tercero ocupó solamente muros de albañilería confinada. La descripción completa de los muros se muestra en el Anexo.

4.1.1. Base de datos de muros de albañilería armada

La base de datos de muros de albañilería armada está constituida por 41 ensayos. Se conforma así por los recopilados de los trabajos de título realizados por Sierra (2002) y Sepúlveda (2003) y por los ensayos dirigidos por el DICTUC (2003), de los cuales 21 son hechos con bloques de hormigón y 20 con ladrillos cerámicos.

Los muros son de un ancho constante, equivalente al ancho del bloque o ladrillo e igual a 140 [mm]. Tienen una altura de 2050 [mm] o 2000 [mm], para muros construidos con bloque de hormigón y ladrillo cerámico respectivamente, de acuerdo al escantillón. La distribución de largos se muestra en la Figura 4.1:

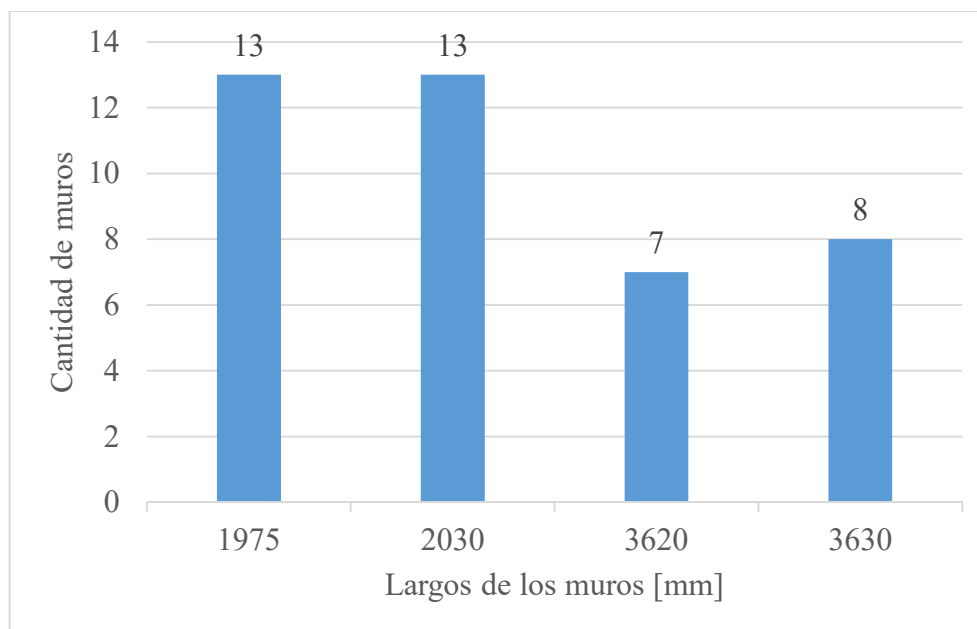


Figura 4.1. Histograma para los largos de muro.

Como se puede observar, los muros están hechos con una relación de aspecto H_w/L_w similar a 0.5 o a 1, tratando de simular los muros construidos nacionalmente (Sierra, 2002).

Los porcentajes de huecos de las unidades van de un 40.4 [%] a un 50.7 [%]. Las resistencias prismáticas van de 4.8 [MPa] a 5.27 [MPa] (con módulos de elasticidad variando entre 1930 y 2155 [MPa]) para muros construidos con bloques de hormigón y de 9.12 a 9.24 [MPa] (con módulos de elasticidad variando entre 4729 y 5368 [MPa]) para muros construidos con ladrillos cerámicos.

11 muros poseen refuerzo longitudinal, que no superan una cuantía del 0.08 [%]. A su vez, la cuantía de refuerzo transversal en todos los muros va de no reforzado a un 0.04 [%]. Las cuantías de borde varían entre un 0.84 [%] a un 4.25 [%].

En muros donde fue aplicada una carga axial, ésta varía entre los 165 [kN] a los 173 [kN], que se considera constante a lo largo del ensayo para efectos del modelo.

4.1.2. Base de datos de muros de albañilería confinada

La base de datos de muros de albañilería confinada está constituida por 12 ensayos correspondientes a los de los trabajos de título de Diez (1987), Herrera (1992), Muñoz (1992) y Ogaz (2004), 8 construidos con ladrillos cerámicos y 4 con bloques de hormigón armado.

Los muros tiene un ancho que varía entre 139.2 [mm] y 141 [mm], similar al caso de los muros de albañilería armada. La relación entre largo y altura se muestra en la Figura 4.2.

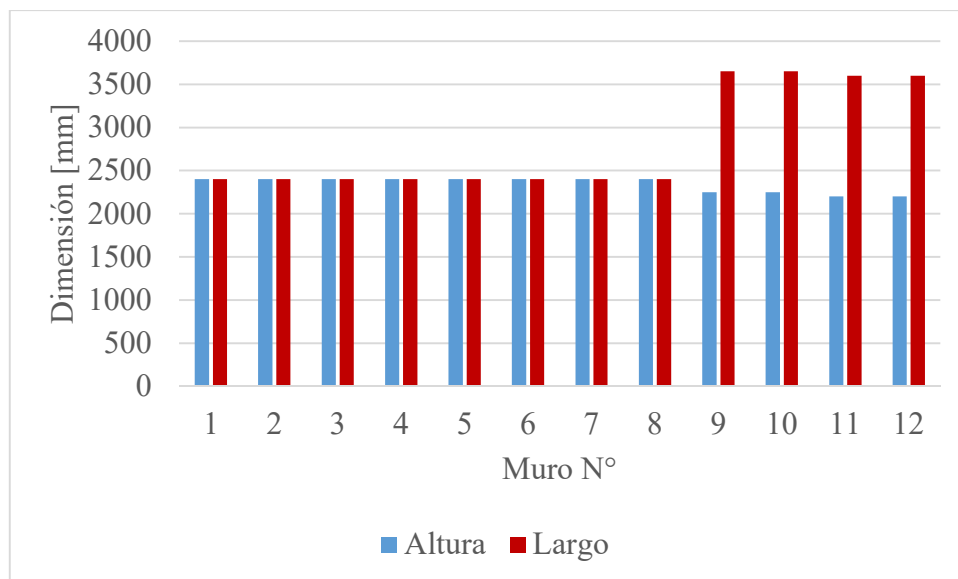


Figura 4.2. Distribución de alturas y largos para muros de albañilería confinada.

Al igual que en los muros de albañilería armada, la relación de aspecto de los muros es similar a 0.5 o 1.

Los porcentajes de huecos de las unidades varían entre un 40.2 [%] a un 50.7 [%]. Las resistencias prismáticas varían entre 6.04 [MPa] a 13.49 [MPa], con módulos de elasticidad que varían entre 4849 [MPa] a 7876 [MPa].

Los muros no poseen armadura longitudinal ni refuerzo transversal en el paño, la armadura de borde corresponde a la proveída por los pilares, que varía entre un 1.05 [%] a un 1.51 [%].

Sólo 5 muros poseen carga axial, con valores que varían entre 79 [kN] a 157 [kN].

Todos los ensayos realizados fueron del tipo de muro en voladizo, con distintos puntos de aplicación de la carga lateral.

4.2. Diagrama de flujo del modelo para muros de albañilería

Definidos los modos de falla a analizar en la albañilería (en la sección 3.1), se muestra en las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5 el diagrama de flujo para el modelo tipo panel cerrado.

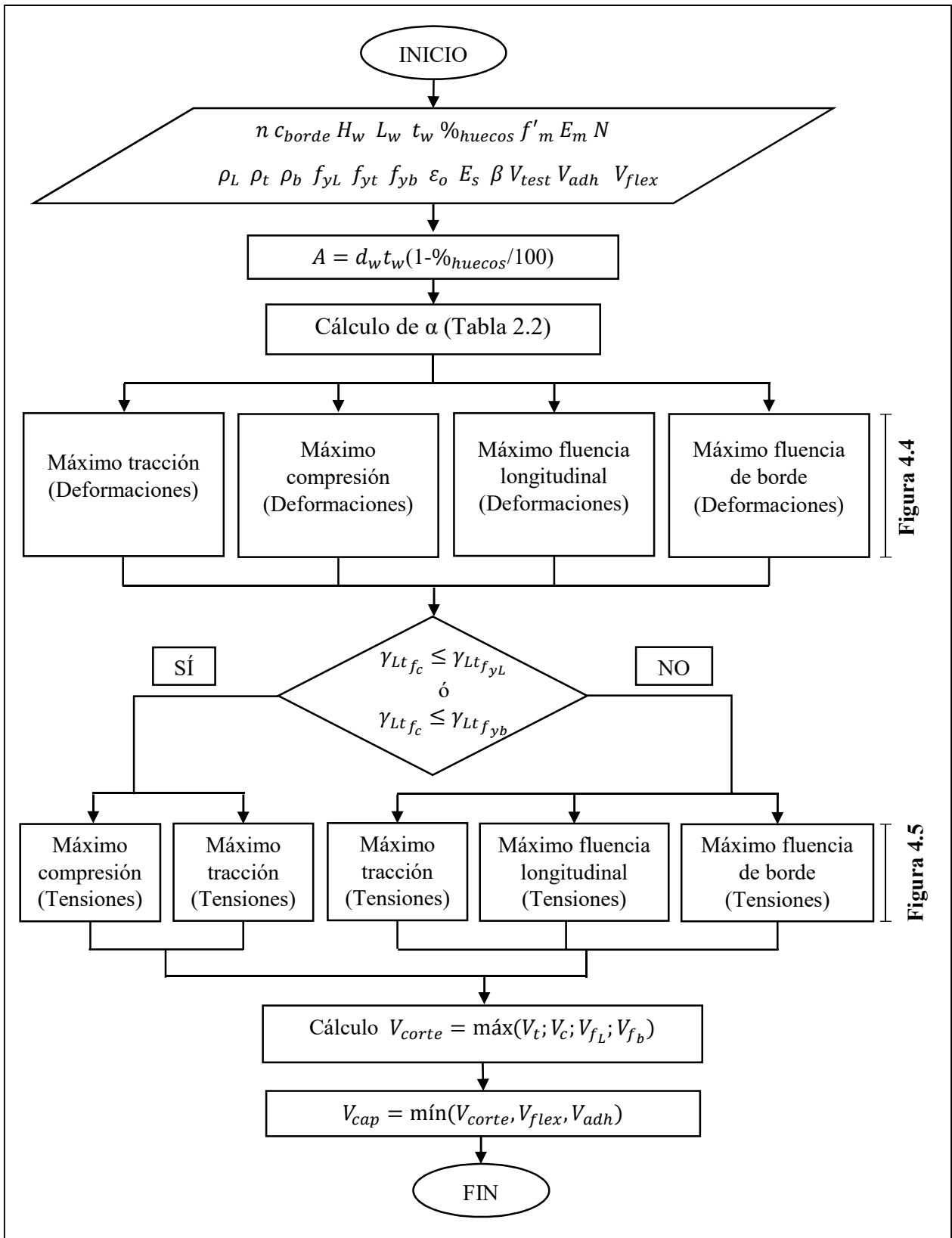


Figura 4.4

Figura 4.5

Figura 4.3. Diagrama de flujo para el modelo cerrado para albañilería (adaptado de Melo, 2017).

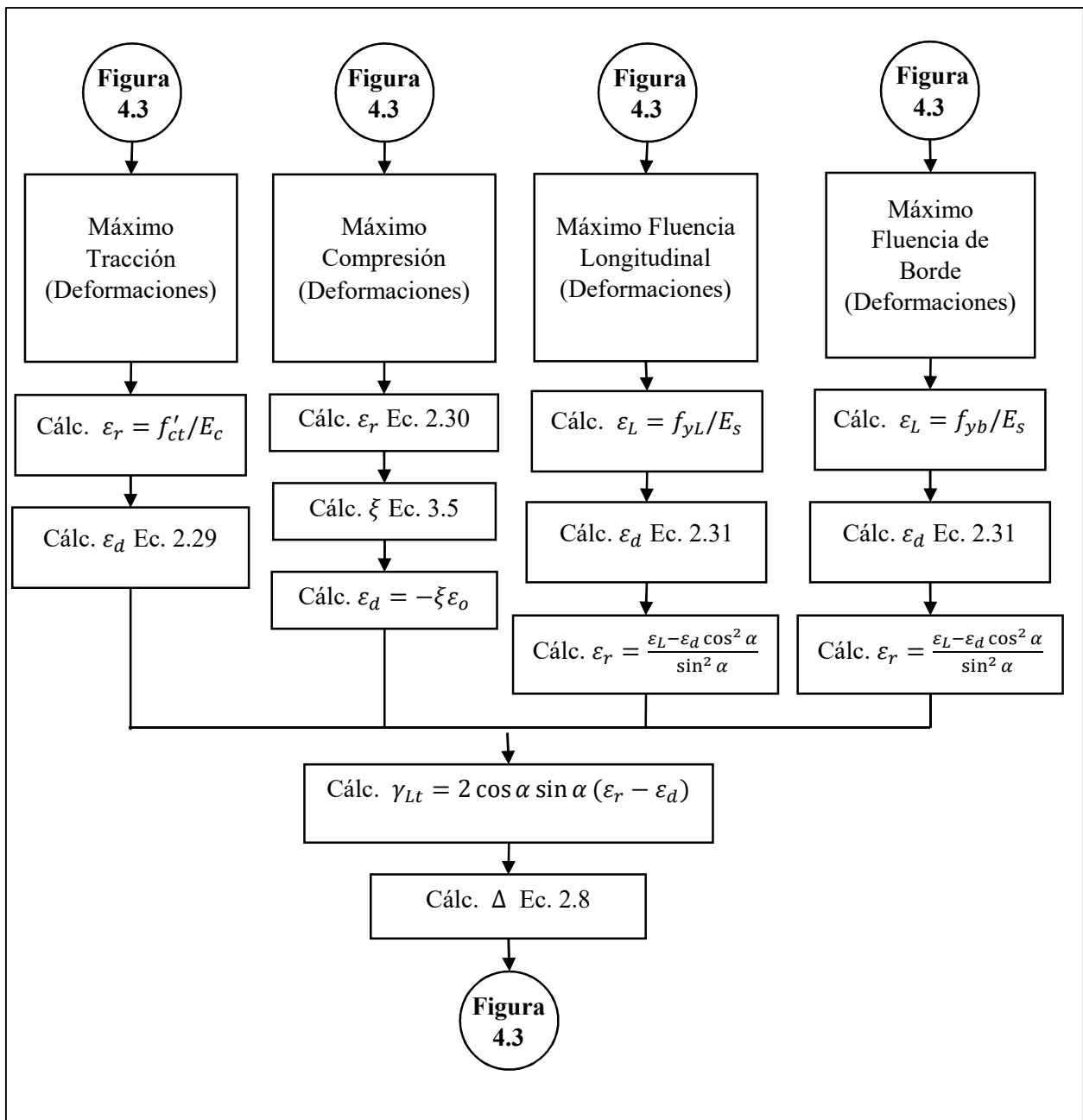


Figura 4.4. Diagrama de flujo para las deformaciones de los cuatro máximos de capacidad (adaptado de Melo, 2017).

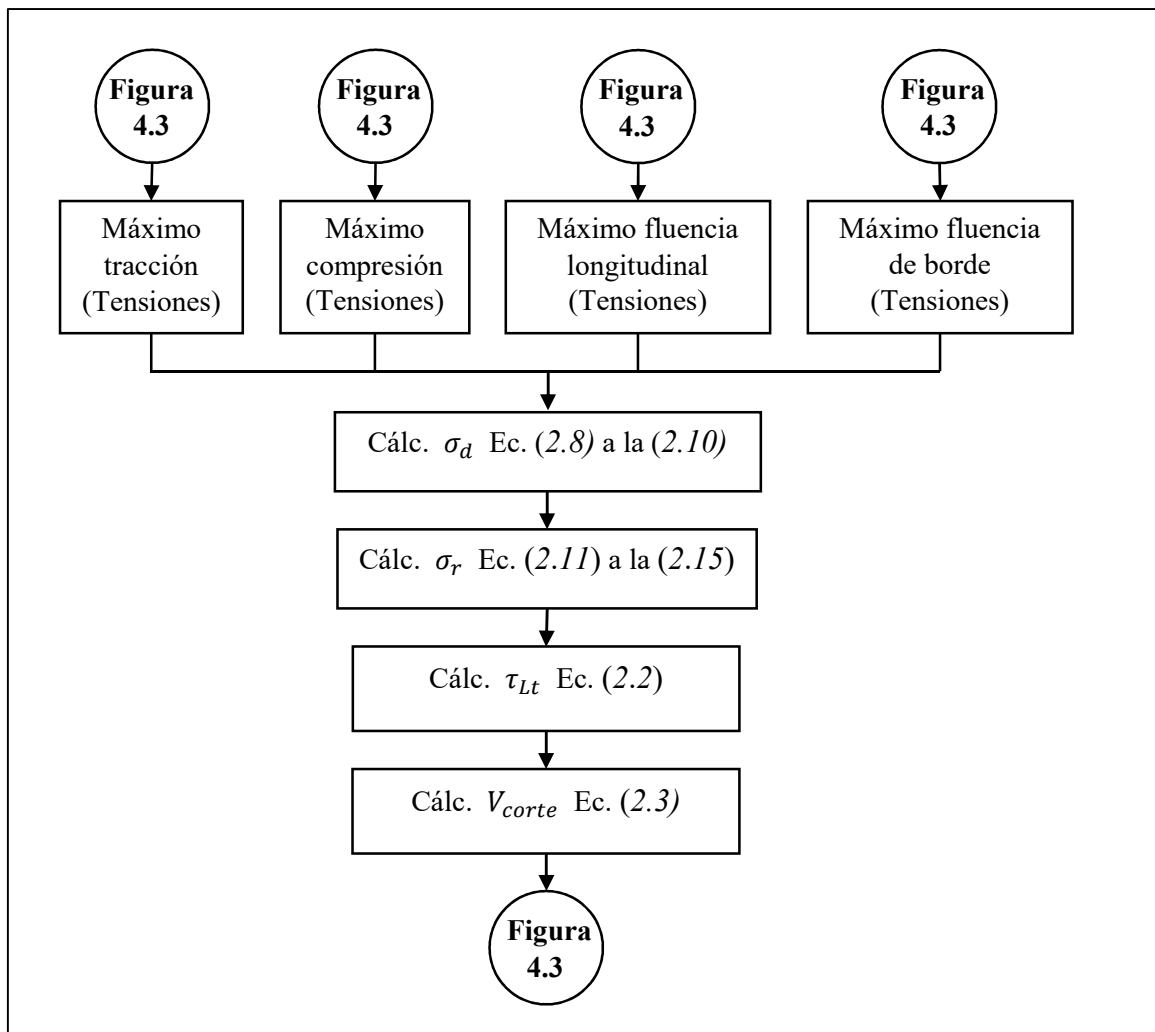


Figura 4.5. Diagrama de flujo para las tensiones de los cuatro máximos de capacidad (adaptado de Melo, 2017).

4.3. Análisis de predictibilidad del modelo cerrado

En esta sección se analiza el desempeño del modelo tipo panel cerrado desarrollado en este trabajo de título. Esto se logra comparando la capacidad entregada por el modelo adaptado para albañilería trabajado en esta tesis, con la capacidad experimental entregada por los ensayos, para cada muro de la base de datos.

Sumado a esto, se entrega la capacidad para cada tipo de falla posible, para poder visualizar posibles problemas en las predicciones del modelo, ya sea en el promedio y COV entregado o en el tipo de falla que se espera mediante inspección visual de los ensayos de los muros.

De la Figura 4.6 a la 4.19 se muestran los resultados obtenidos por el modelo:

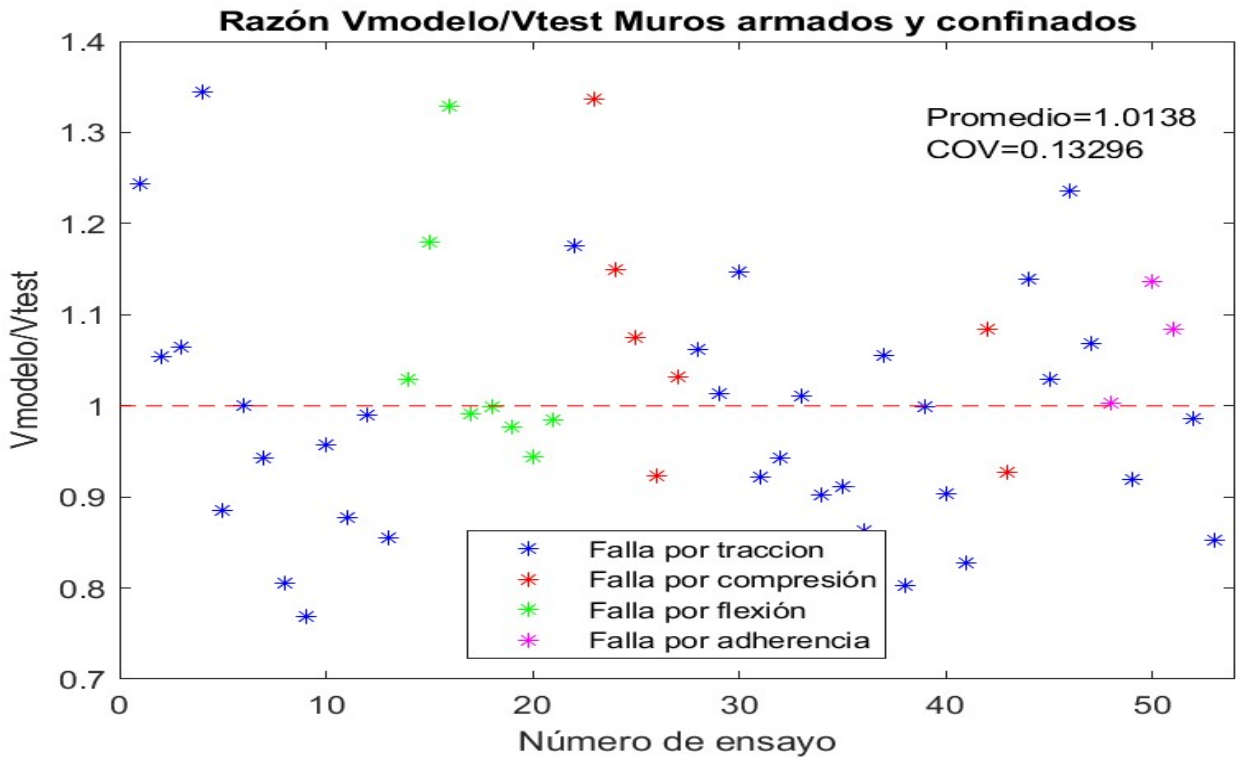


Figura 4.6. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (separados por falla).

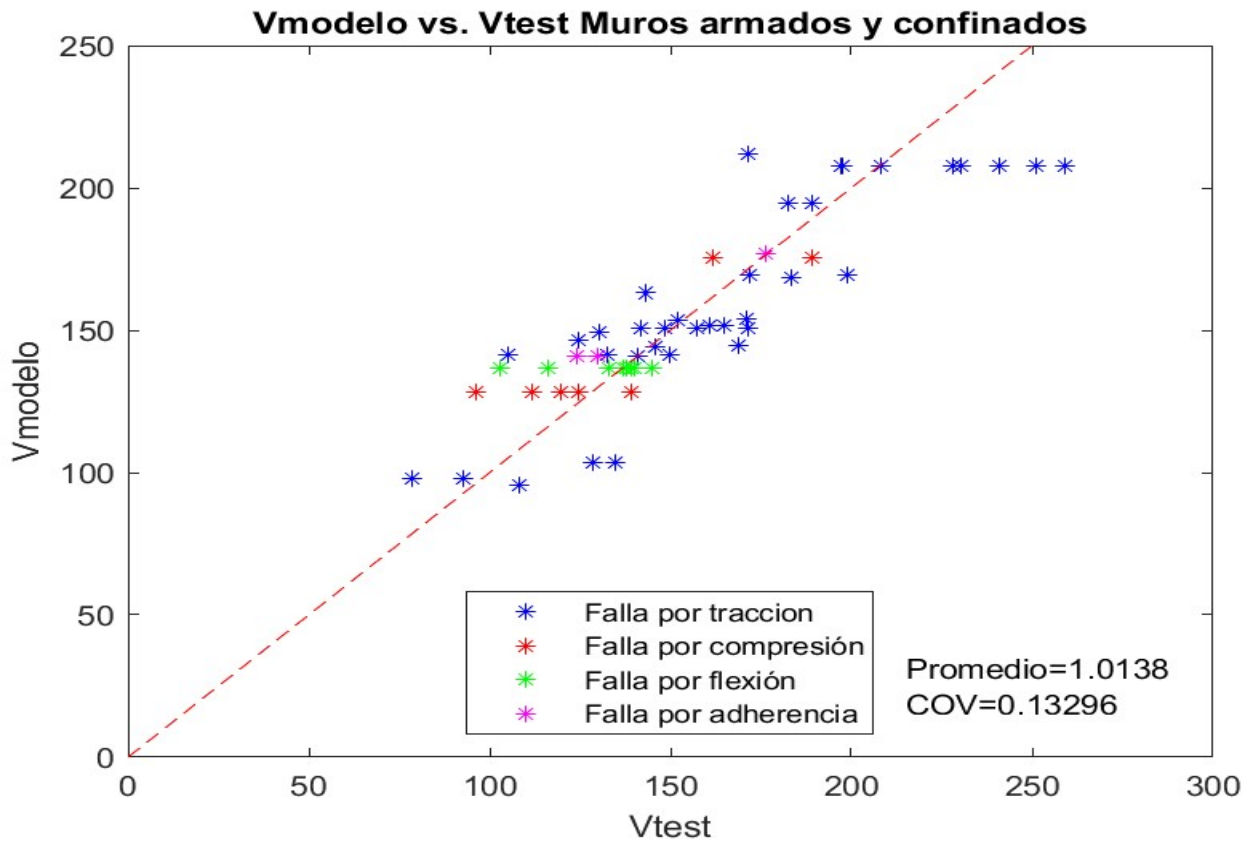


Figura 4.7. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (todas las fallas).

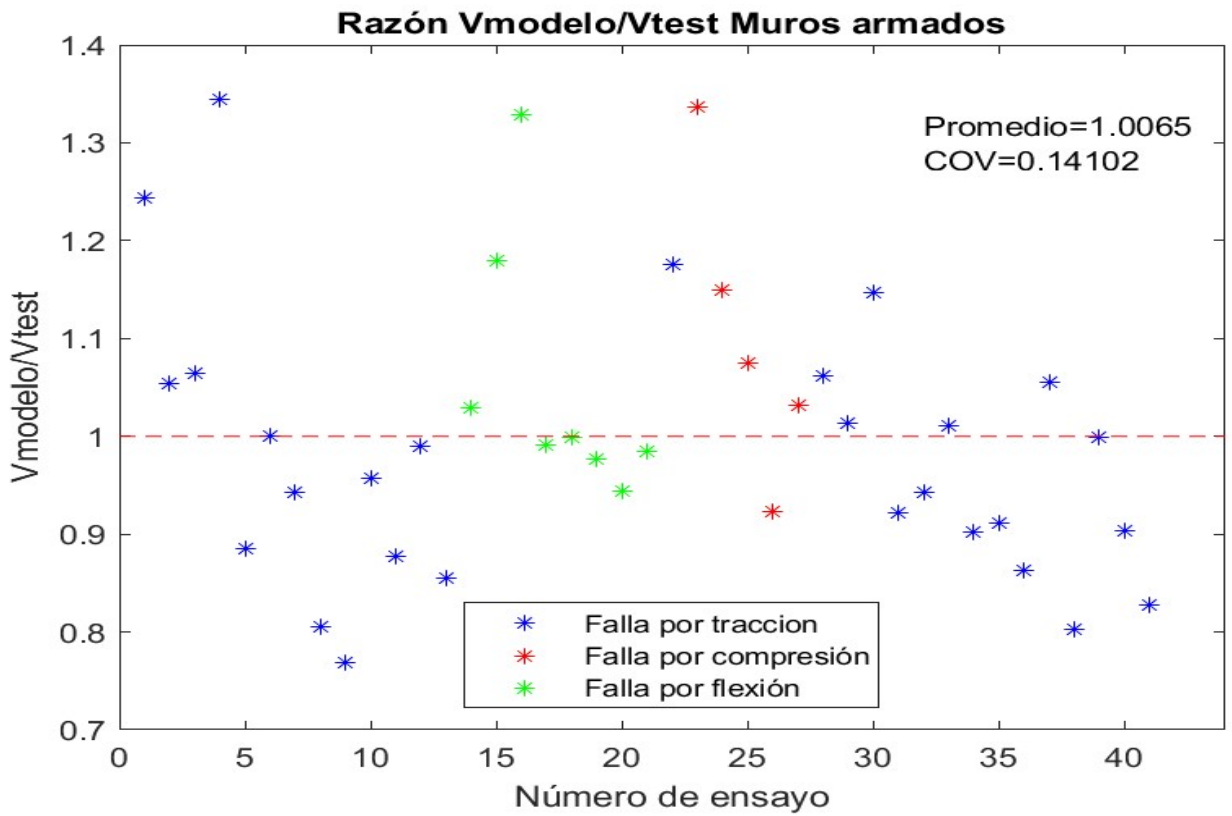


Figura 4.8. Razón entre el corte teórico y experimental para muros armados.

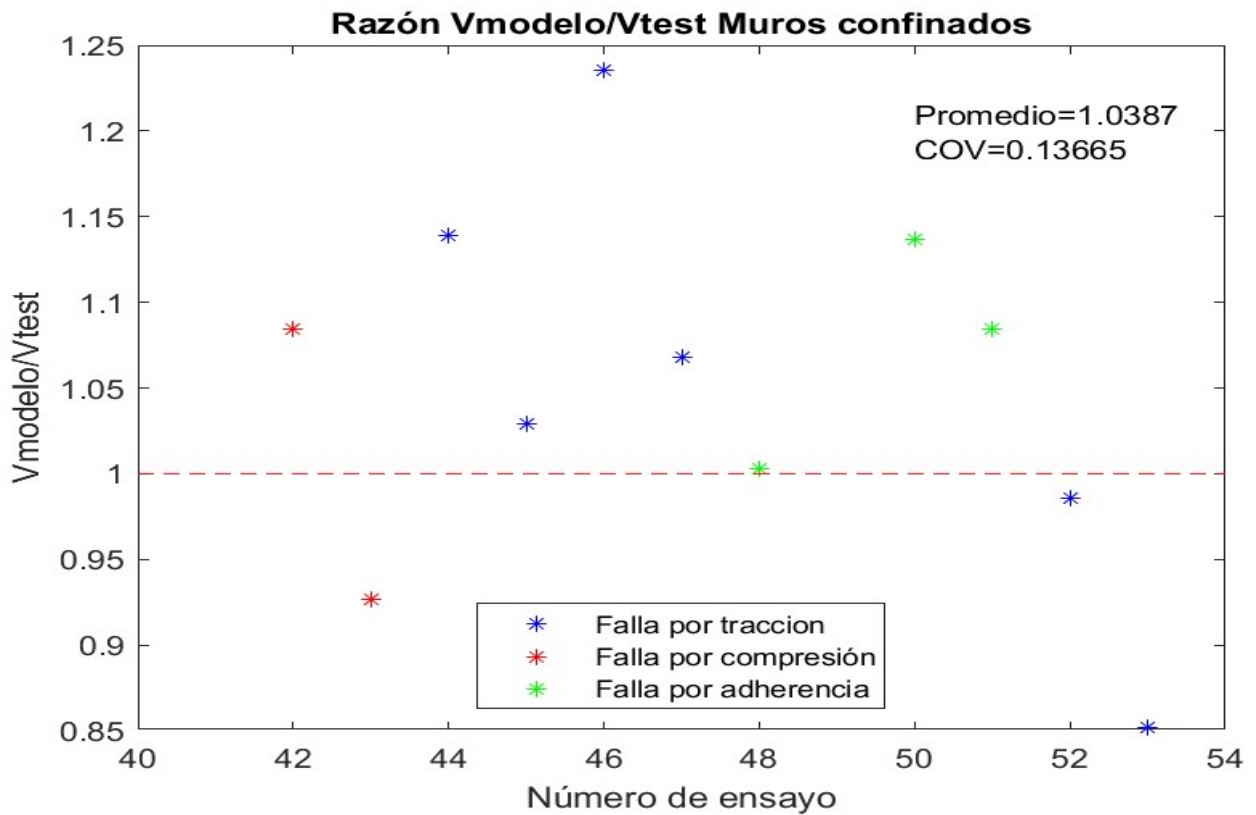


Figura 4.9. Razón entre el corte teórico y experimental para muros confinados.

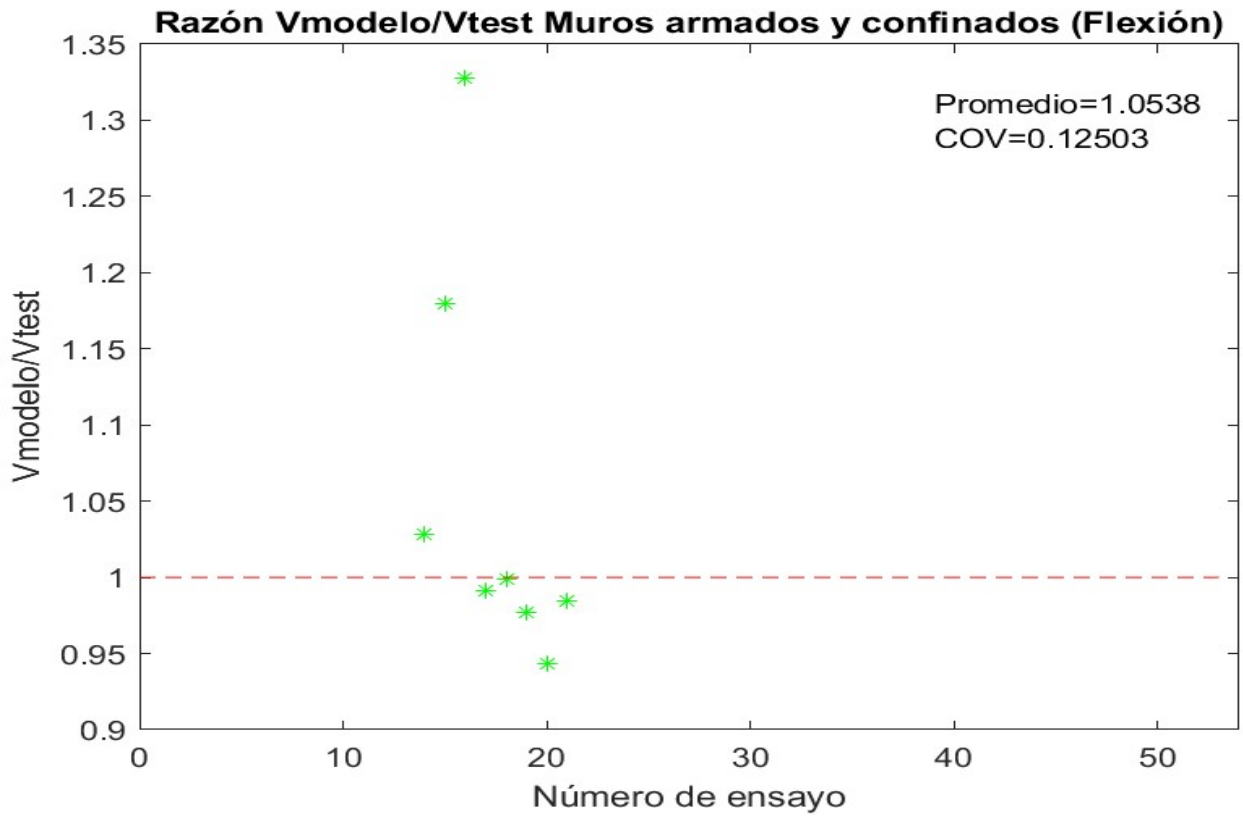


Figura 4.10. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por flexión).

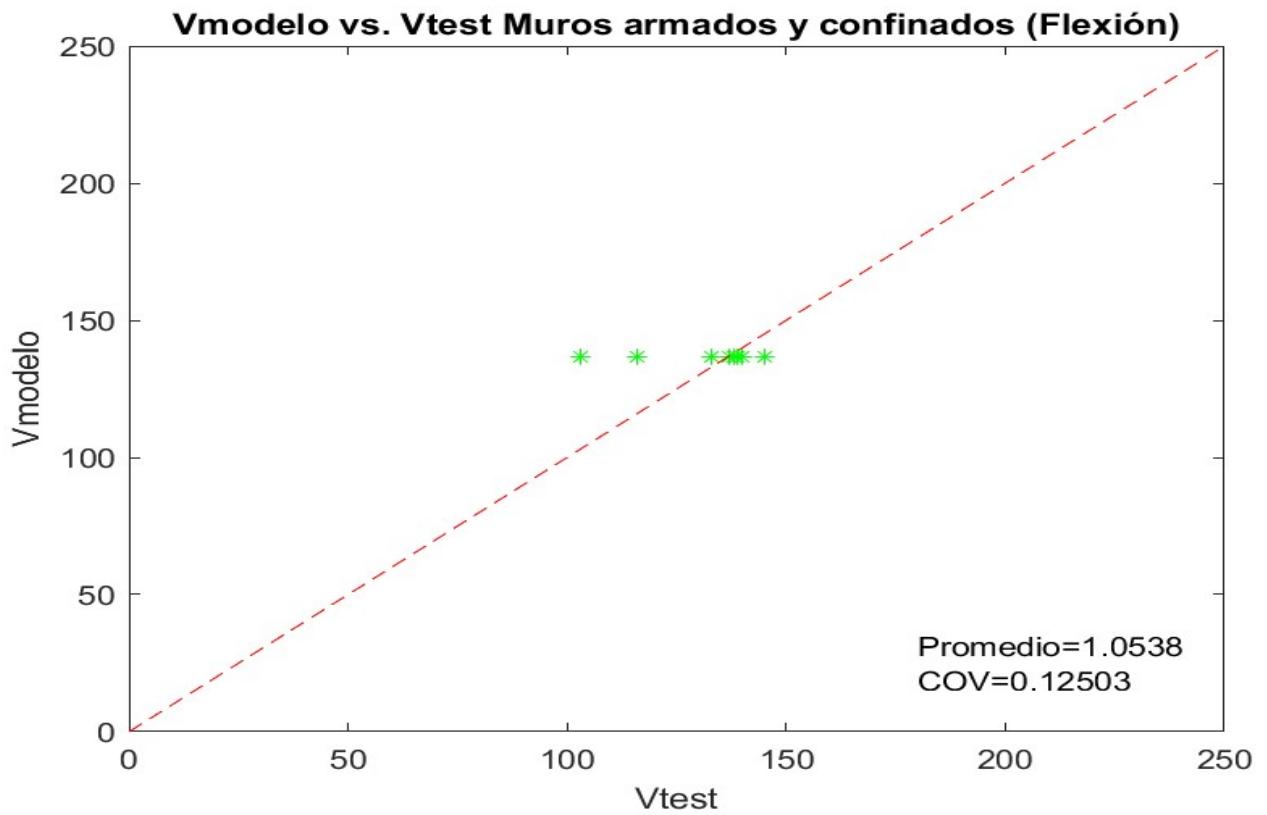


Figura 4.11. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por flexión).

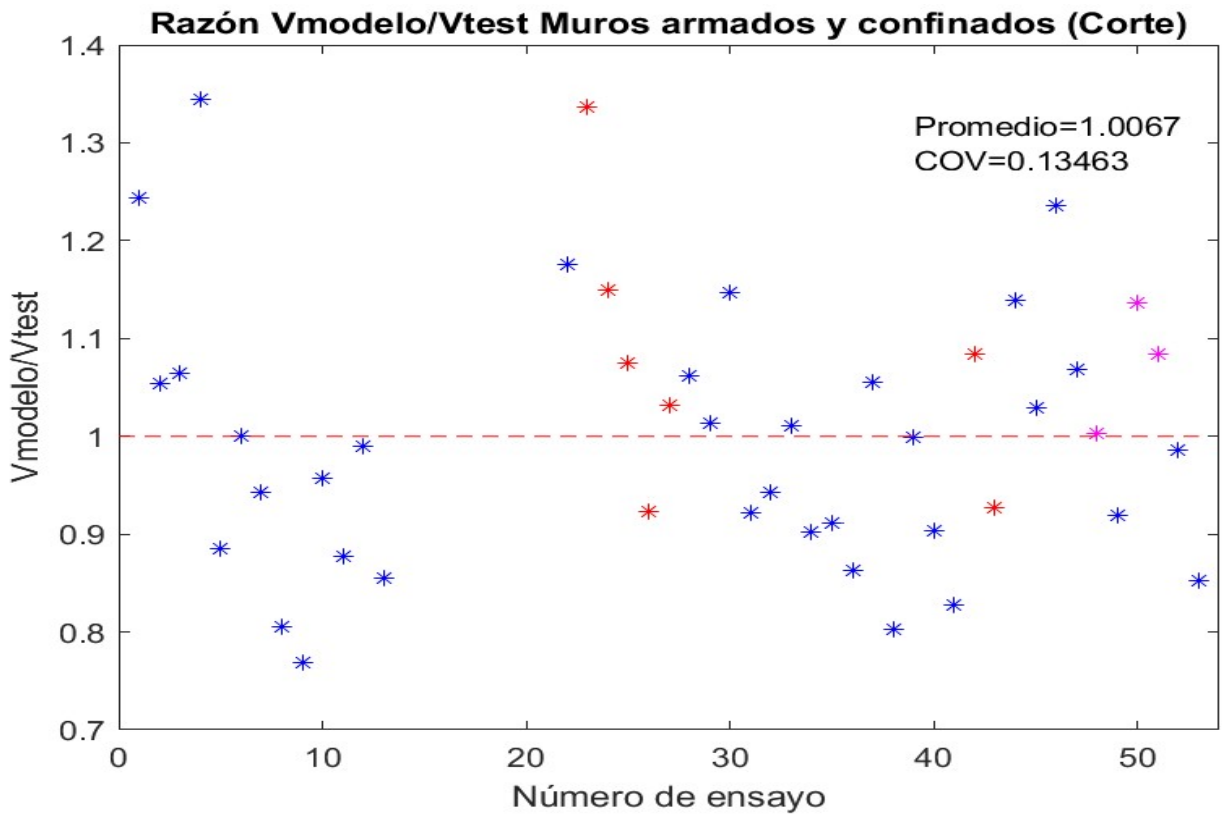


Figura 4.12. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por corte).

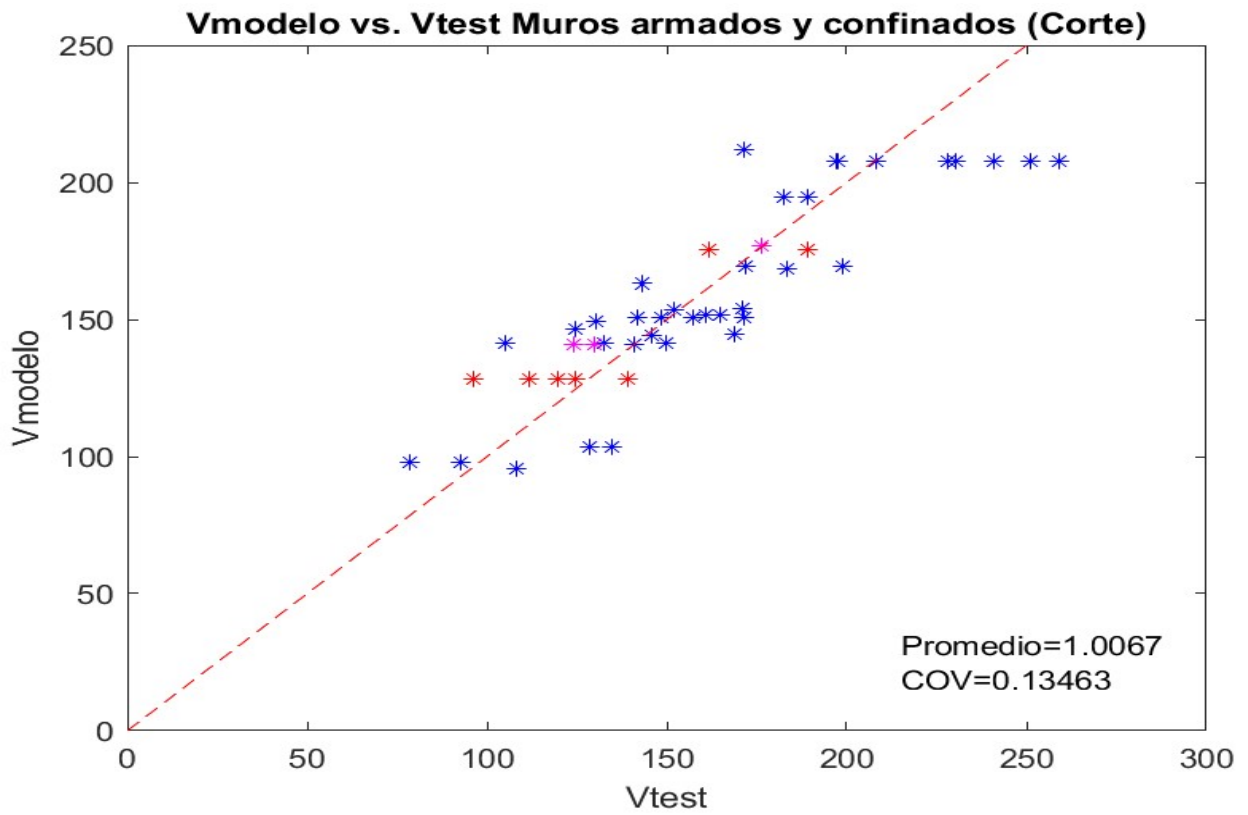


Figura 4.13. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por corte).

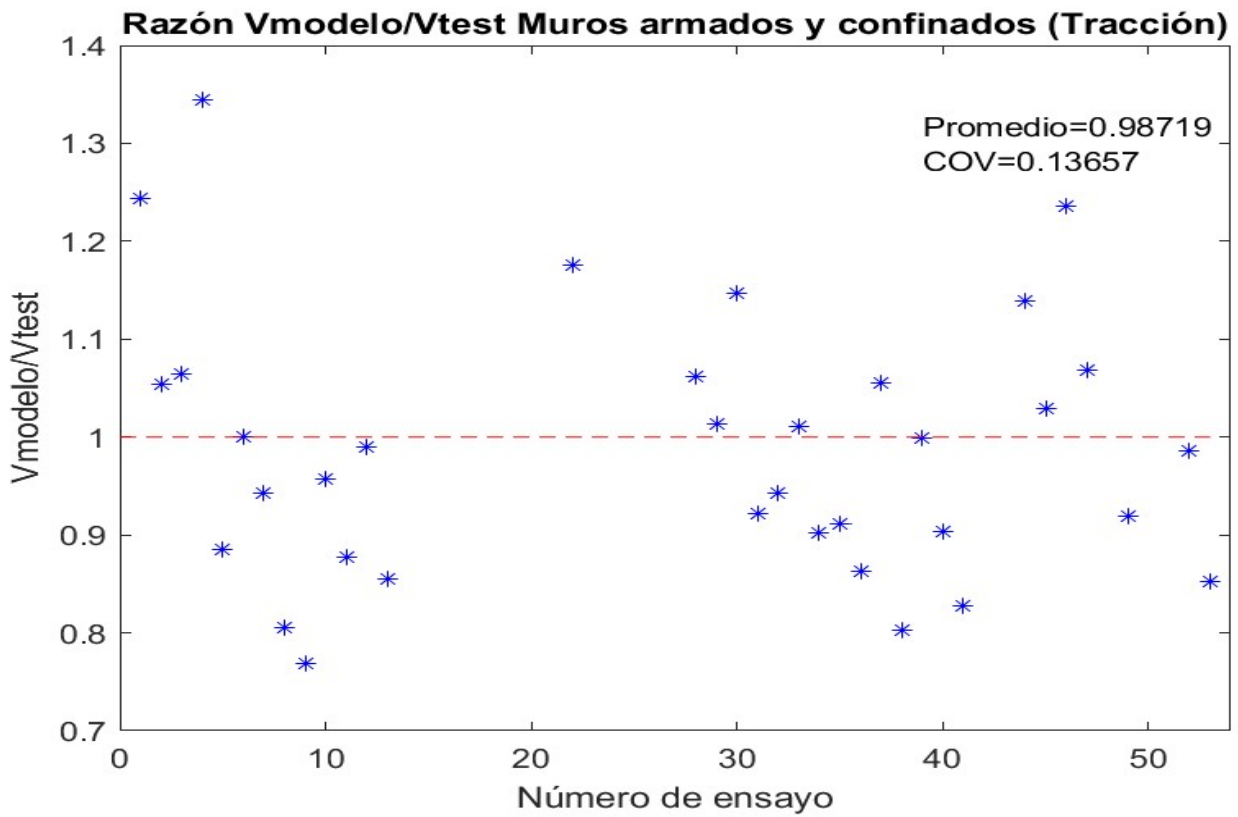


Figura 4.14. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por tracción).

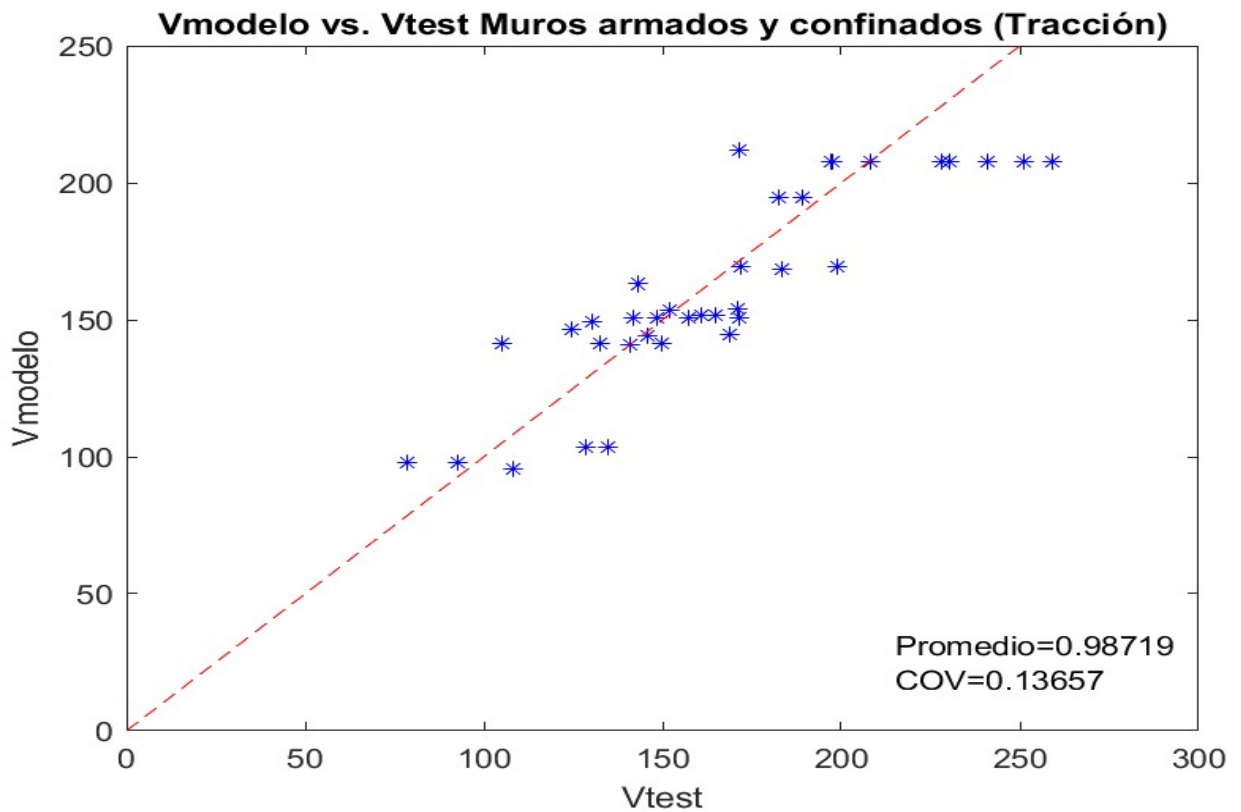


Figura 4.15. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por tracción).

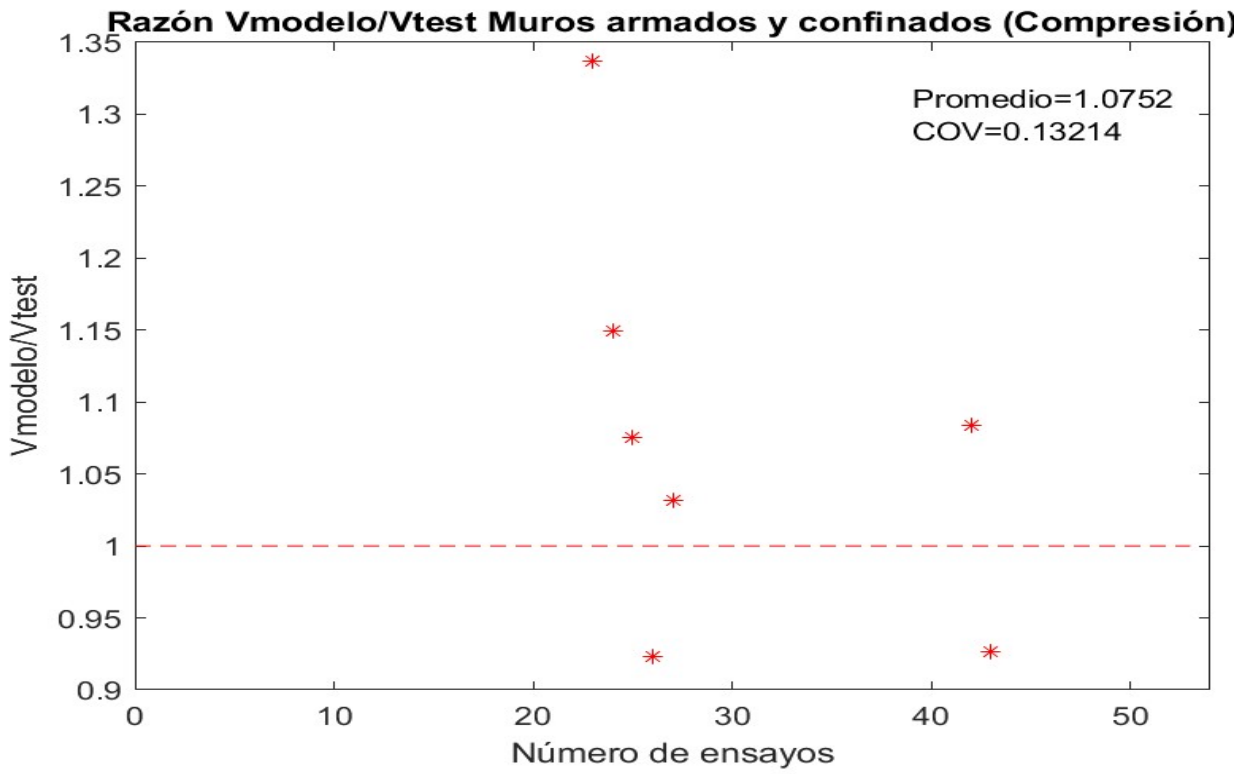


Figura 4.16. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por compresión).

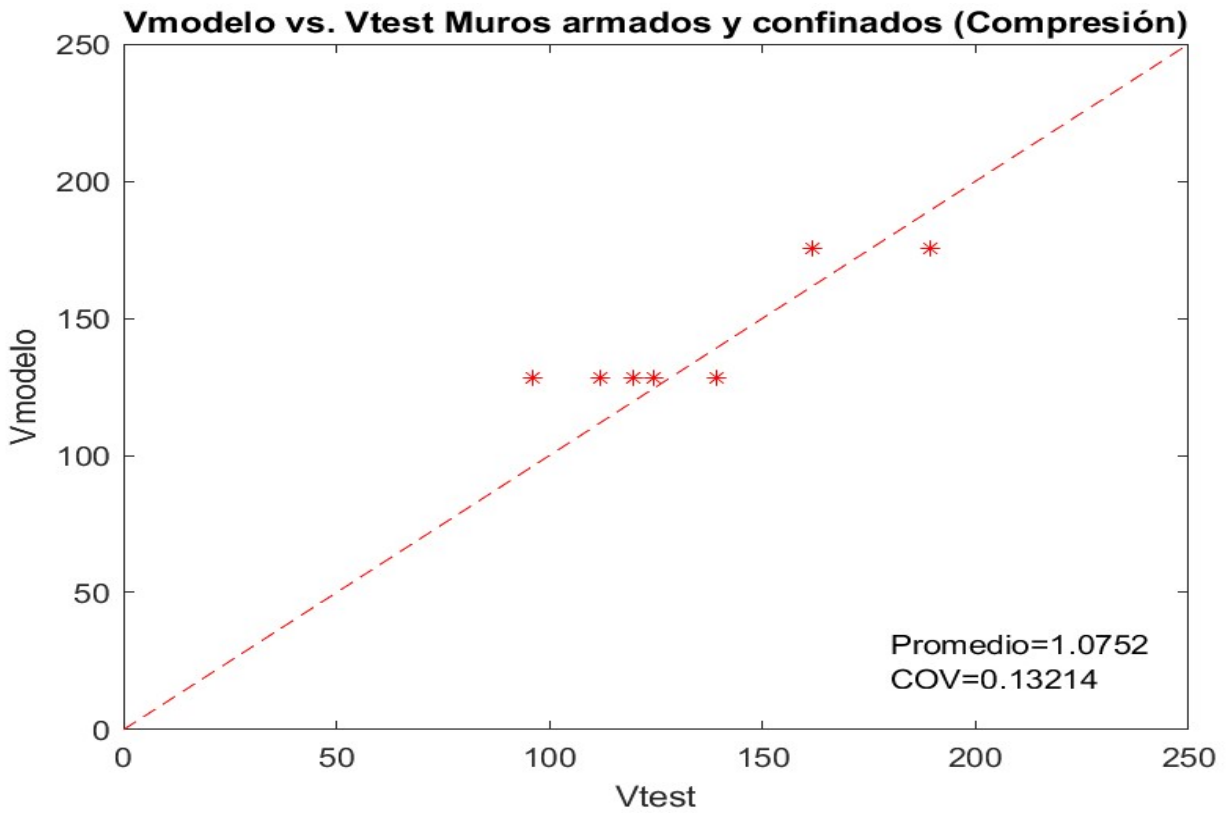


Figura 4.17. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por compresión).

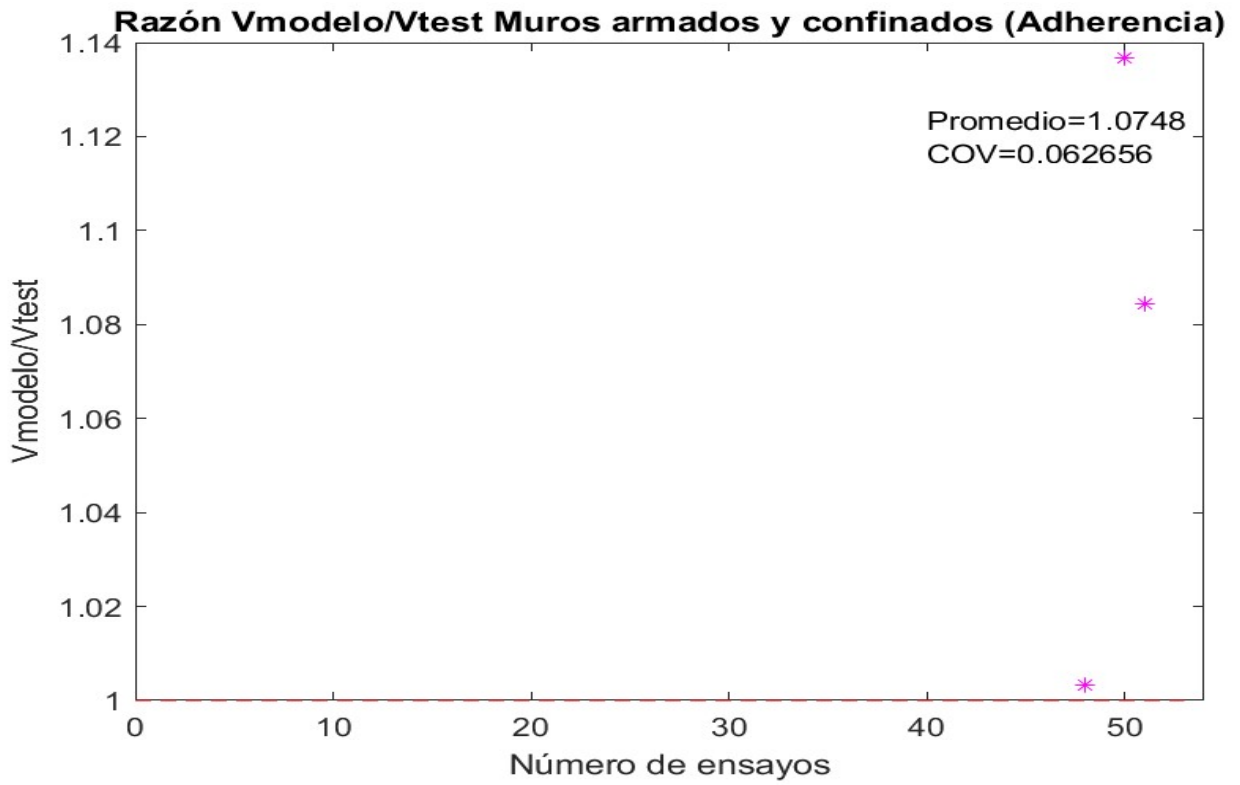


Figura 4.18. Razón entre el corte teórico y experimental para todos los muros (fallas por adherencia).

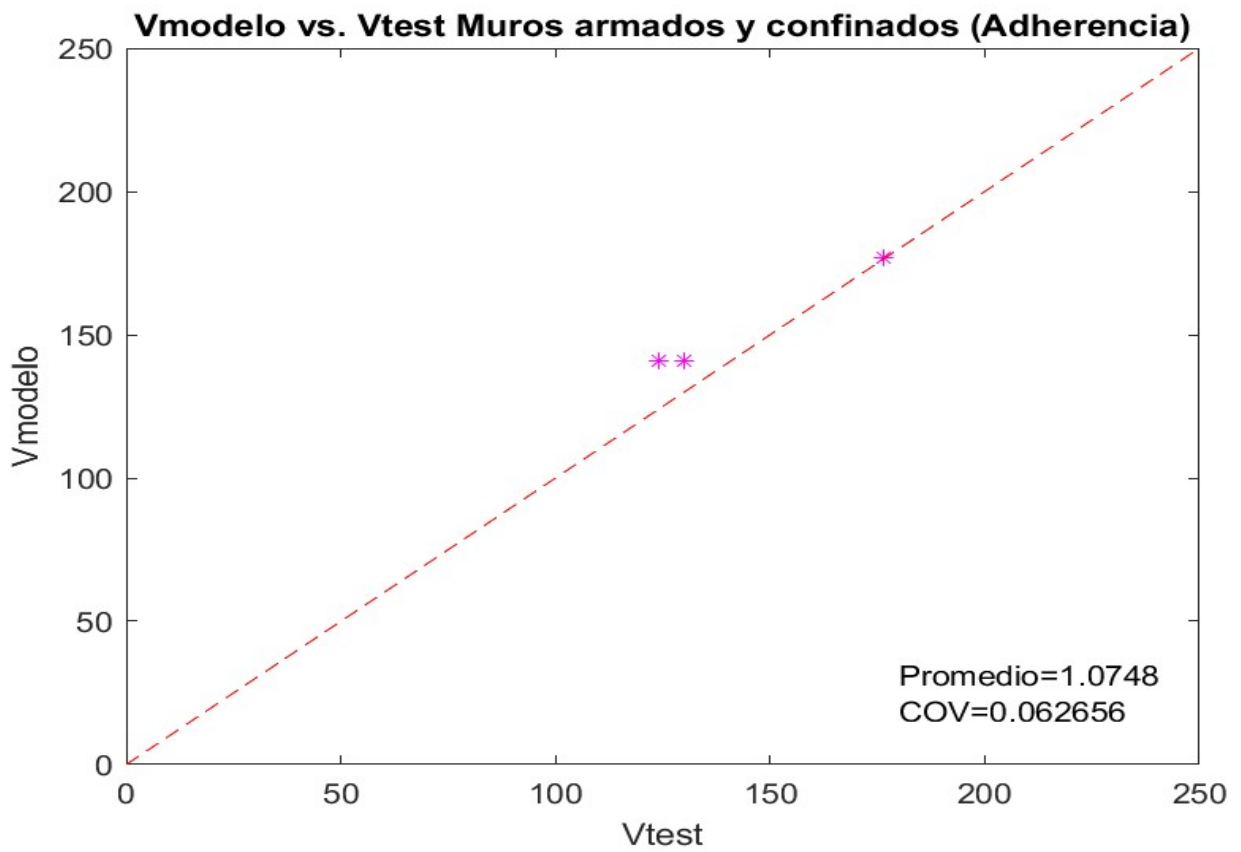


Figura 4.19. V_{modelo} vs. V_{test} para todos los muros (fallas por adherencia).

Un resumen de los promedios y COV de la razón V_{modelo}/V_{test} para todos los muros se muestra en la Tabla 4.1. En la tabla 4.2 se muestran los resultados por tipo de muro.

Tabla 4.1. Resumen resultados razón del modelo cerrado tipo panel.

Modo de falla	Promedio	COV
Todos los modos	1.014	0.133
Flexión	1.054	0.125
Corte (todos)	1.007	0.135
Compresión	1.075	0.132
Tracción	0.987	0.137
Adherencia	1.075	0.063

Tabla 4.2. Resumen resultados razón para el modelo separados por tipo de muro.

Muros Armados			Muros Confinados		
Tipo Falla	Promedio	COV	Tipo Falla	Promedio	COV
Todos	1.007	0.141	Todos	1.039	0.137
Tracción	0.976	0.139	Tracción	1.033	0.126
Compresión	1.103	0.139	Compresión	1.005	0.111
Flexión	1.054	0.125	Adherencia	1.075	0.063

Como se puede observar de los resultados obtenidos por el modelo, se tiene un promedio cercano a 1.01 para todos los ensayos, ya sean muros de albañilería armada y confinada, con una COV cercana a 0.14.

En muros de albañilería armada se presentan fallas de corte por tracción y compresión como también fallas por flexión, lo que no pasa en muros de albañilería confinada, donde se presentan en vez fallas por adherencia.

Las fallas por compresión en la albañilería armada es donde se observa la peor predicción, con una sobrestimación del promedio de un 10% junto a la más alta COV, para muros de albañilería confinada la adherencia presenta una sobrestimación del promedio de un 8%.

4.4. Análisis de sensibilidad de los resultados obtenidos

La estimación indirecta de los valores de parámetros necesarios para el modelo teórico ($\epsilon_0, f'_{mt}, \epsilon_{ut}$, por ejemplo), hace necesario un análisis de la variación de los resultados entregados por el modelo si se alteran entre cierto rango especificado estos parámetros.

Para ello, se muestra el promedio y COV para 3 valores distintos de cada parámetro que se estimó indirectamente, graficando también la razón entre V_{modelo} y V_{test} .

4.4.1. Deformación unitaria en la máxima compresión

Autores como Hidalgo (1989) proponen 0.0025 [-] para ladrillos cerámicos nacionales. Junto a este valor se escoge 0.002 [-] para bloques de hormigón armado, haciendo un símil con el material. Como segundo valor a comparar se escogió 0.003 [-] y 0.0025 [-], las deformaciones equidistantes a las utilizadas para el modelo y para la comparación dada la referencia.

En la Figura 4.20, se muestran las deformaciones escogidas para los ladrillos cerámicos y bloques de hormigón respectivamente, para cada una de los 3 casos analizados.

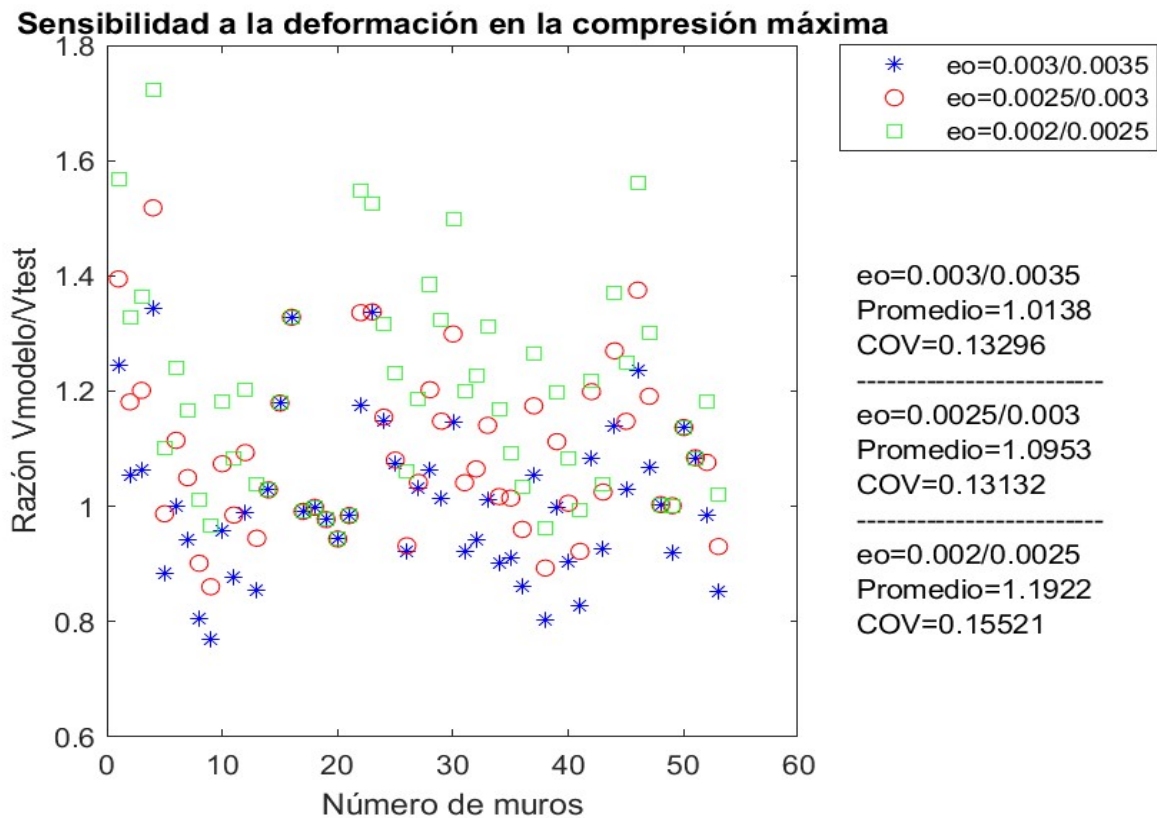


Figura 4.20. Sensibilidad a la deformación en la compresión máxima de la albañilería.

4.4.2. Resistencia a la tracción del paño

Tomazevic (1999) propone que la resistencia a la tracción del paño varía entre un 3% y un 9% de la resistencia prismática, por lo que se evalúa el modelo con el máximo valor de 9% y el promedio, 6%. Esto se muestra en la Figura 4.21.

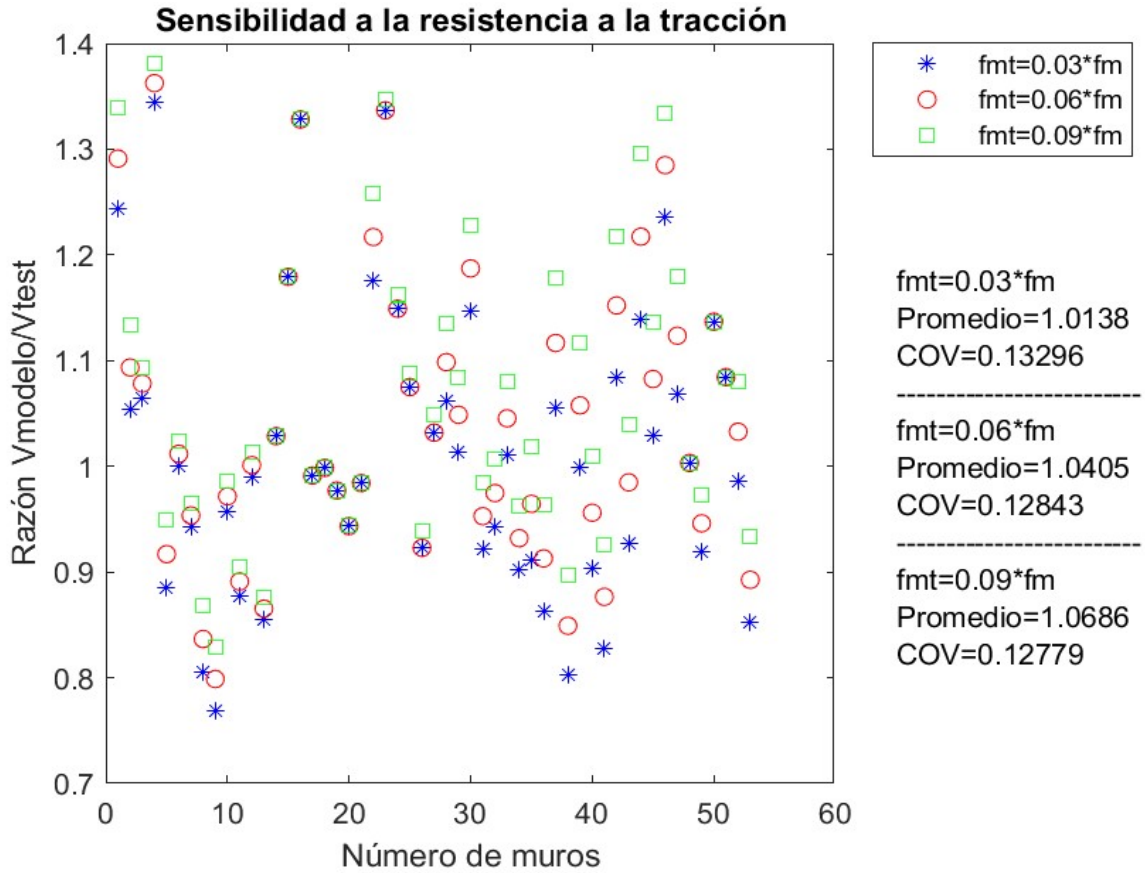


Figura 4.21. Sensibilidad a la resistencia a la tracción del paño de albañilería.

4.4.3. Deformación unitaria última a tracción

Dada la falta de antecedentes teóricos para esta deformación, se escoge un valor igual a 0.0007 [-], igual al doble que la deformación usada en esta memoria, y 0.002 [-] igual que el hormigón armado. Gráficamente, esto se expone en la Figura 4.22.

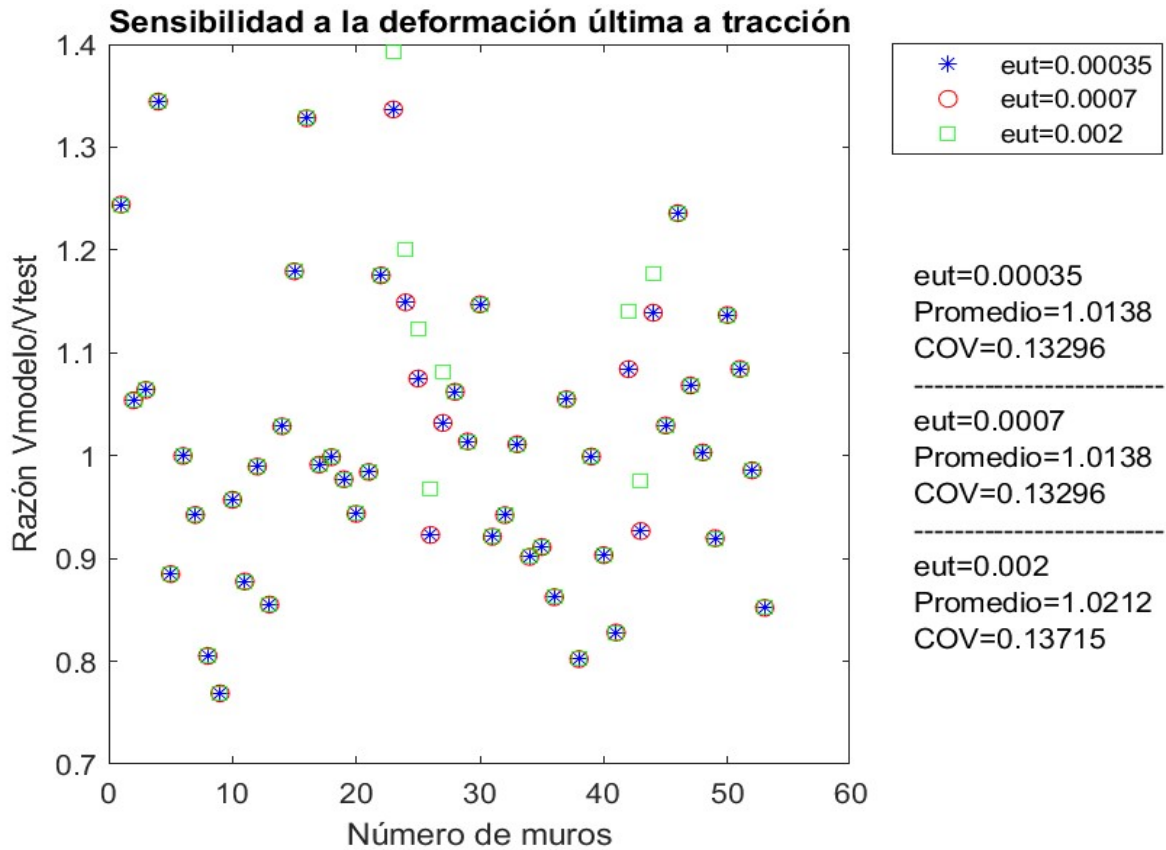


Figura 4.22. Sensibilidad a la deformación última a tracción de la albañilería.

4.4.4. Factor de degradación

Para este parámetro se analiza que tanto varían los resultados para un $\gamma=400$ igual que lo utilizado para hormigón armado y para un $\gamma=1500$, un valor intermedio entre los dos anteriores, con el objetivo de cuantificar correctamente la sensibilidad del modelo a este parámetro y desde que punto empiezan a haber cambios significativos. Esto se muestra en la Figura 4.23.

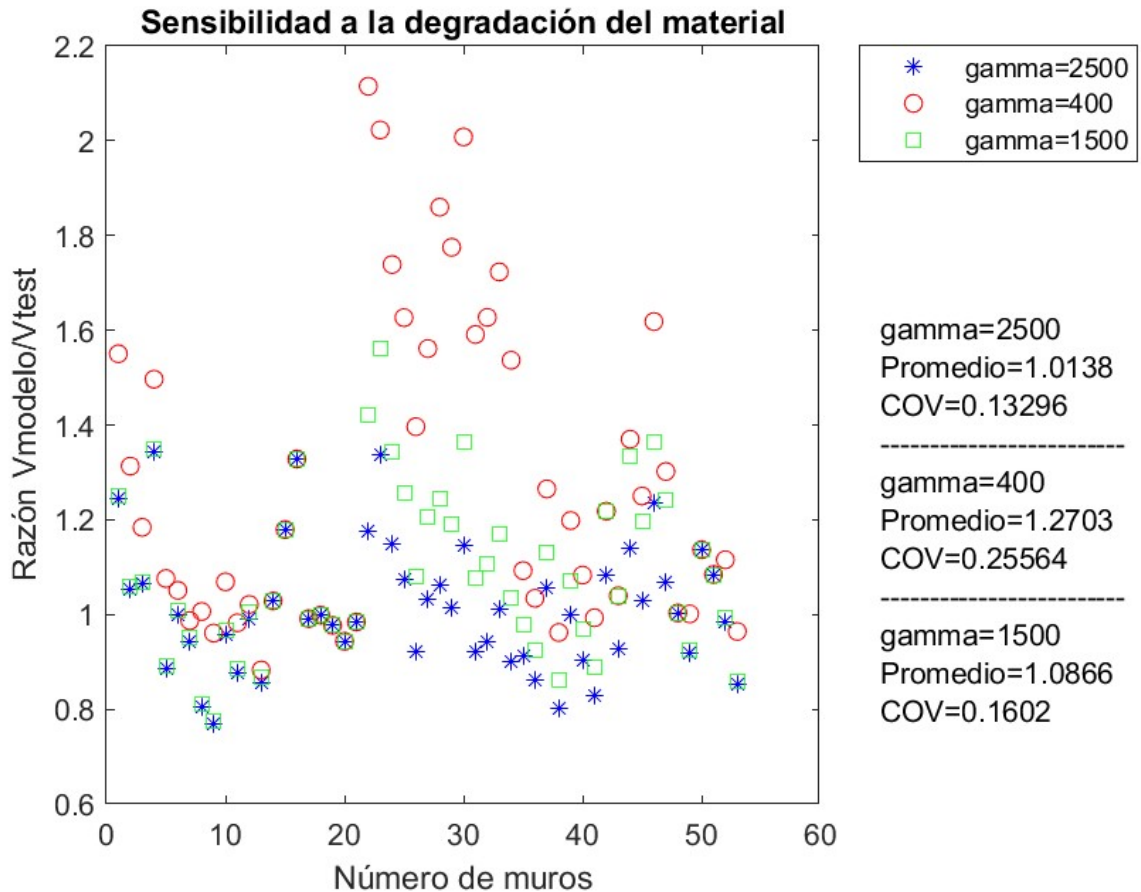


Figura 4.23. Sensibilidad a la degradación de la albañilería debido al estado biaxial de tensiones.

Como se puede observar de los resultados obtenidos, los parámetros que afectan la estimación de capacidad por tracción no generan variaciones altas en el promedio y en la COV (un 5.4% de variación en el promedio máximo).

En cambio, para los parámetros que definen la capacidad a compresión se puede apreciar que hay una sensibilidad significativa en el promedio (una variación del 25.3% en el promedio y un 92.3% para la COV como máximo).

La intención de utilizar las variables con los valores que toman para el hormigón armado es ilustrar las diferencias entre ambos materiales en su incorporación al modelo panel.

4.5. Análisis de tendencias generales del modelo

En esta sección se muestran las tendencias generales del modelo respecto a parámetros relevantes de los muros estudiados.

Se escogen los parámetros de entrada del modelo, que corresponden básicamente a las características que definen el muro, como lo son su relación de aspecto (H_w/L_w), la resistencia prismática del elemento, la compresión axial ($N/(f'_m \cdot A_g)$) y las cuantías transversales, longitudinales y de borde. También se analiza el ángulo del puntal a compresión, el elemento principal que define el modelo tipo panel.

Se evalúa la dependencia del modelo a las variaciones de cada parámetro, considerando que mientras menor sea ésta significa que está mejor incorporada esta variable en el análisis. Esto se muestra gráficamente mediante la razón entre el corte predicho por el modelo y el corte experimental con respecto a la variación del parámetro estudiado.

4.5.1. Sensibilidad a la relación de aspecto

Como se mencionó anteriormente, los muros de la base datos tienen relaciones de aspecto similares a 1 o a 0.5, donde se puede notar que para mayores relaciones de aspecto se tiende a sobreestimar la capacidad del elemento a esfuerzos de corte y a subestimar para bajas relaciones. Esto se muestra en la Figura 4.24.

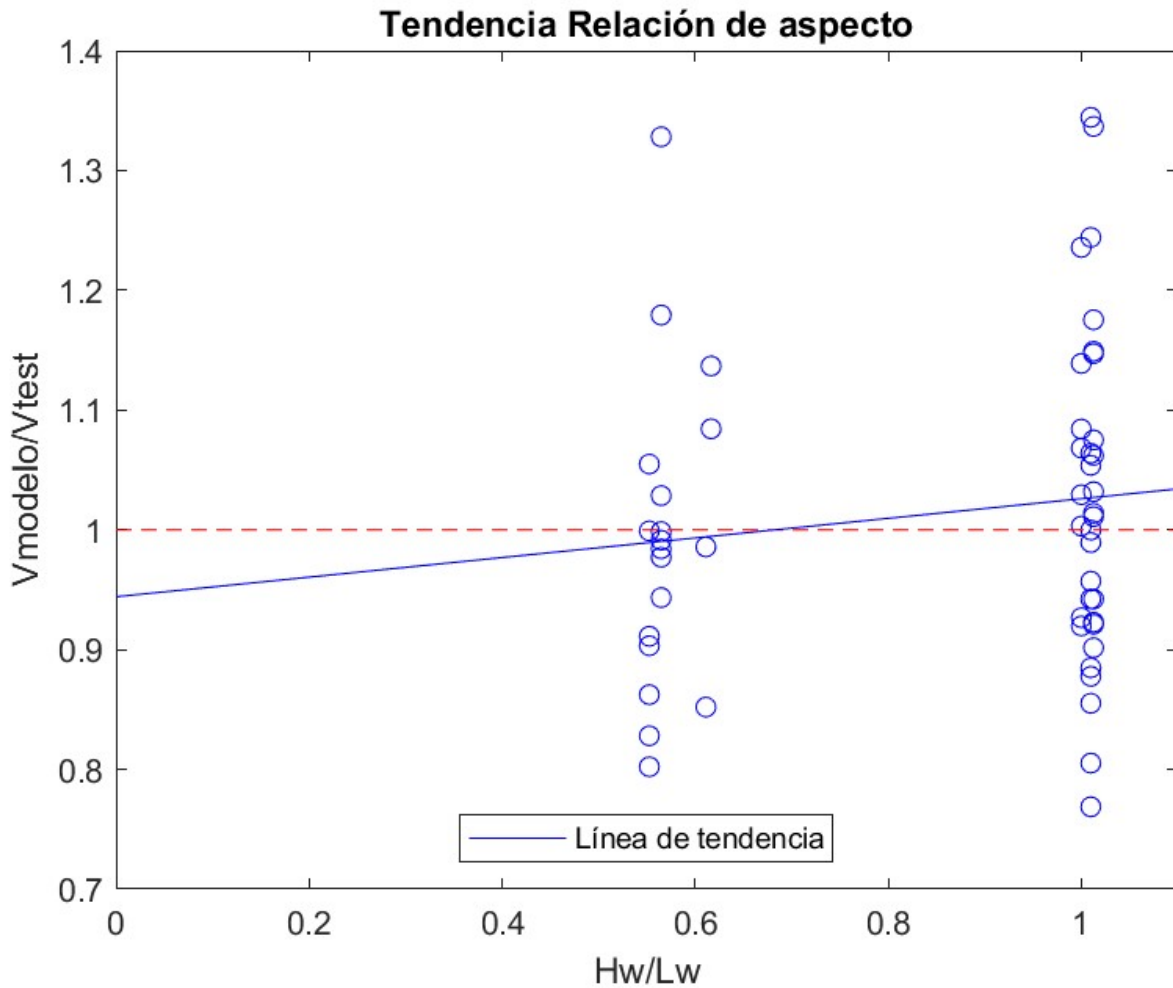


Figura 4.24. Sensibilidad con respecto a la relación de aspecto.

4.5.2. Sensibilidad a la resistencia prismática

Los valores obtenidos para la resistencia prismática dependen principalmente del tipo de ladrillo ocupado en la construcción del muro. Como se puede observar en la Figura 4.25, se tiende a sobreestimar la capacidad del elemento mientras más alto sea el valor de la resistencia.

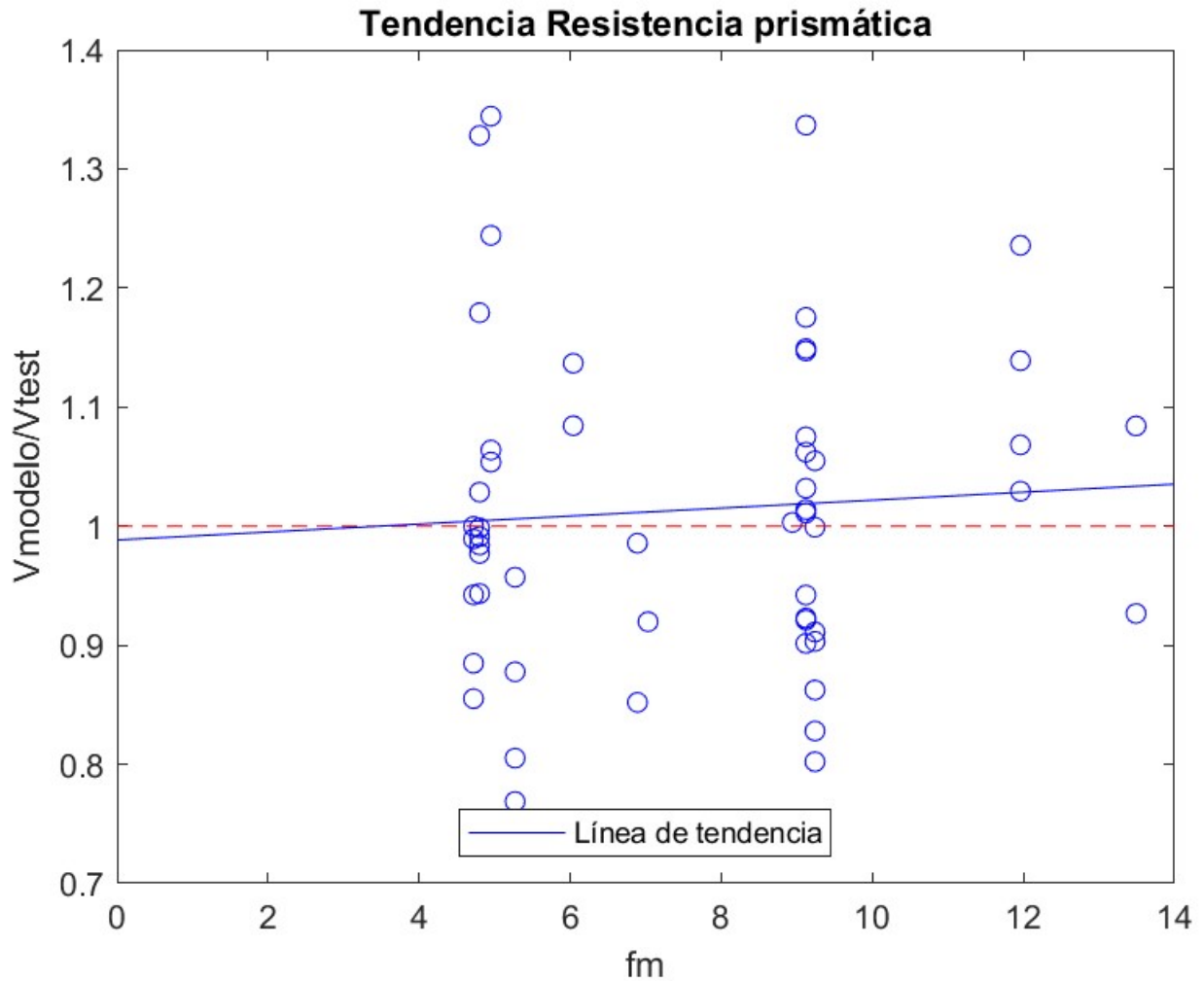


Figura 4.25. Sensibilidad con respecto a la resistencias prismática.

4.5.3. Sensibilidad al ángulo del puntal a compresión

La calibración realizada para calcular el ángulo del puntal a compresión fue pensada para muros u otros elementos de hormigón armado, por lo que es importante conocer la sensibilidad del modelo a este parámetro.

El valor de este ángulo para todos los muros va desde los 25 [°] a los 65 [°] aproximadamente, siempre sobreestimándose levemente la capacidad, mostrado en la Figura 4.26.

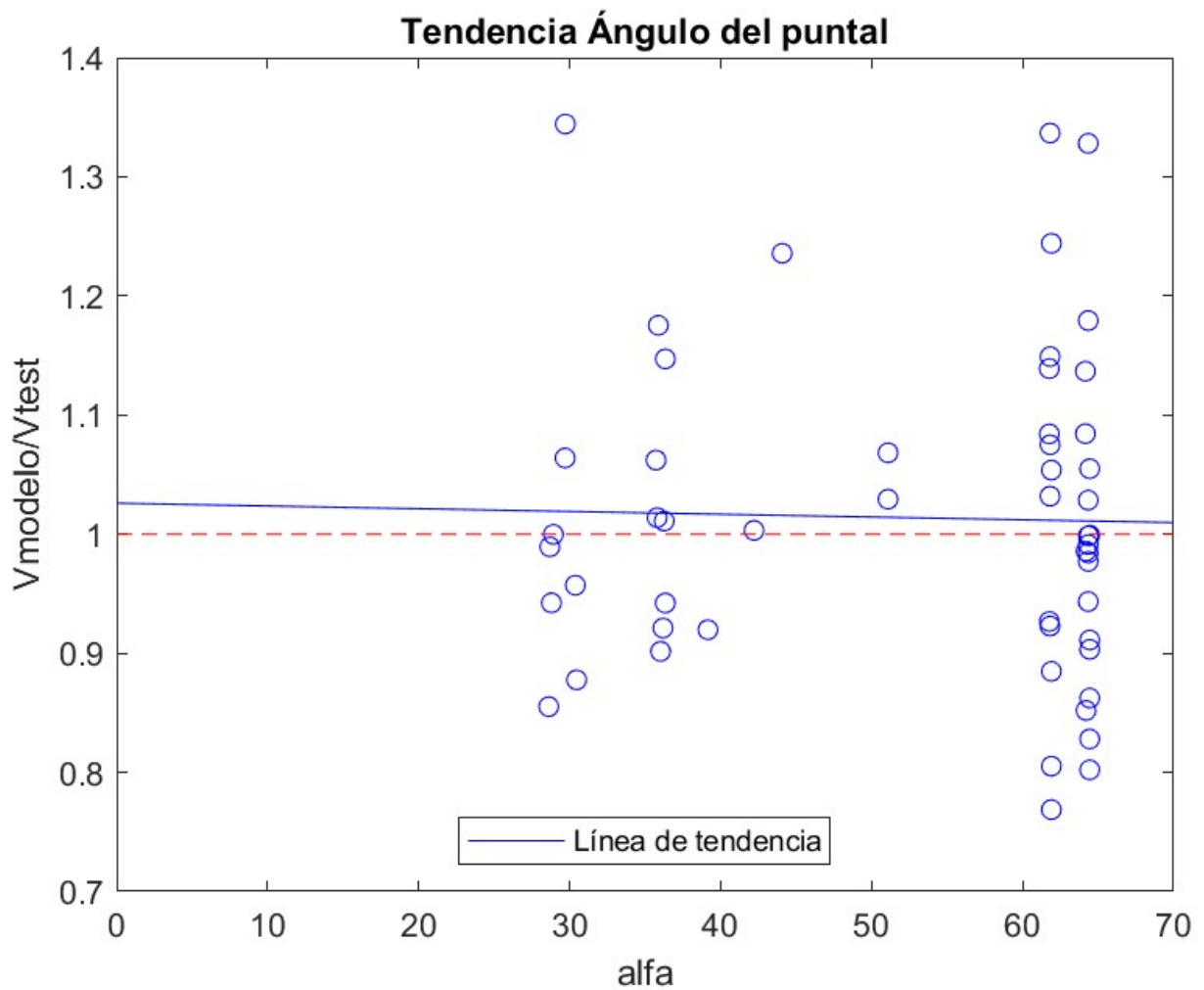


Figura 4.26. Sensibilidad con respecto al ángulo del puntal a compresión.

4.5.4. Sensibilidad a la compresión axial

Realizar un análisis de tendencia para la carga axial se hace complicado debido a que un 60% de los muros no se ensayaron con una carga axial externa aplicada. Aun así, se tiene un rango aceptable de niveles de carga para el resto de la base de datos.

Se tiene una leve sobreestimación de los resultados para todos los muros, como se muestra en la Figura 4.27.

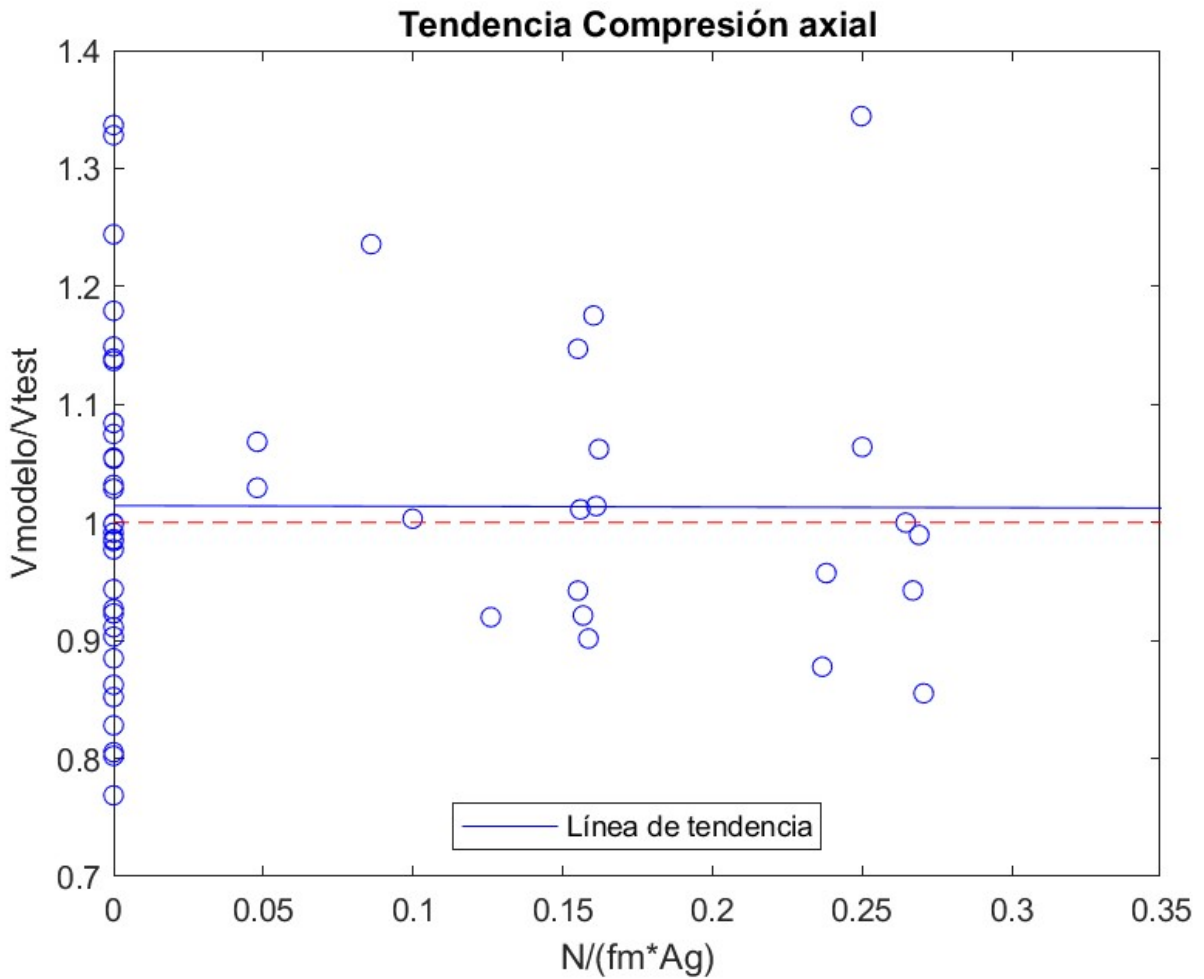


Figura 4.27. Sensibilidad con respecto al nivel de compresión axial.

4.5.5. Sensibilidad a la cuantía transversal

Se tienen en general niveles bajos de cuantía transversal con un 78% de los muros ensayados contando con un $\rho_t \cdot f_{yt}$ menor a 0.5 [MPa]. Se tiene una sobreestimación de la capacidad para muros con mayores cuantías, mostrado en la Figura 4.28.

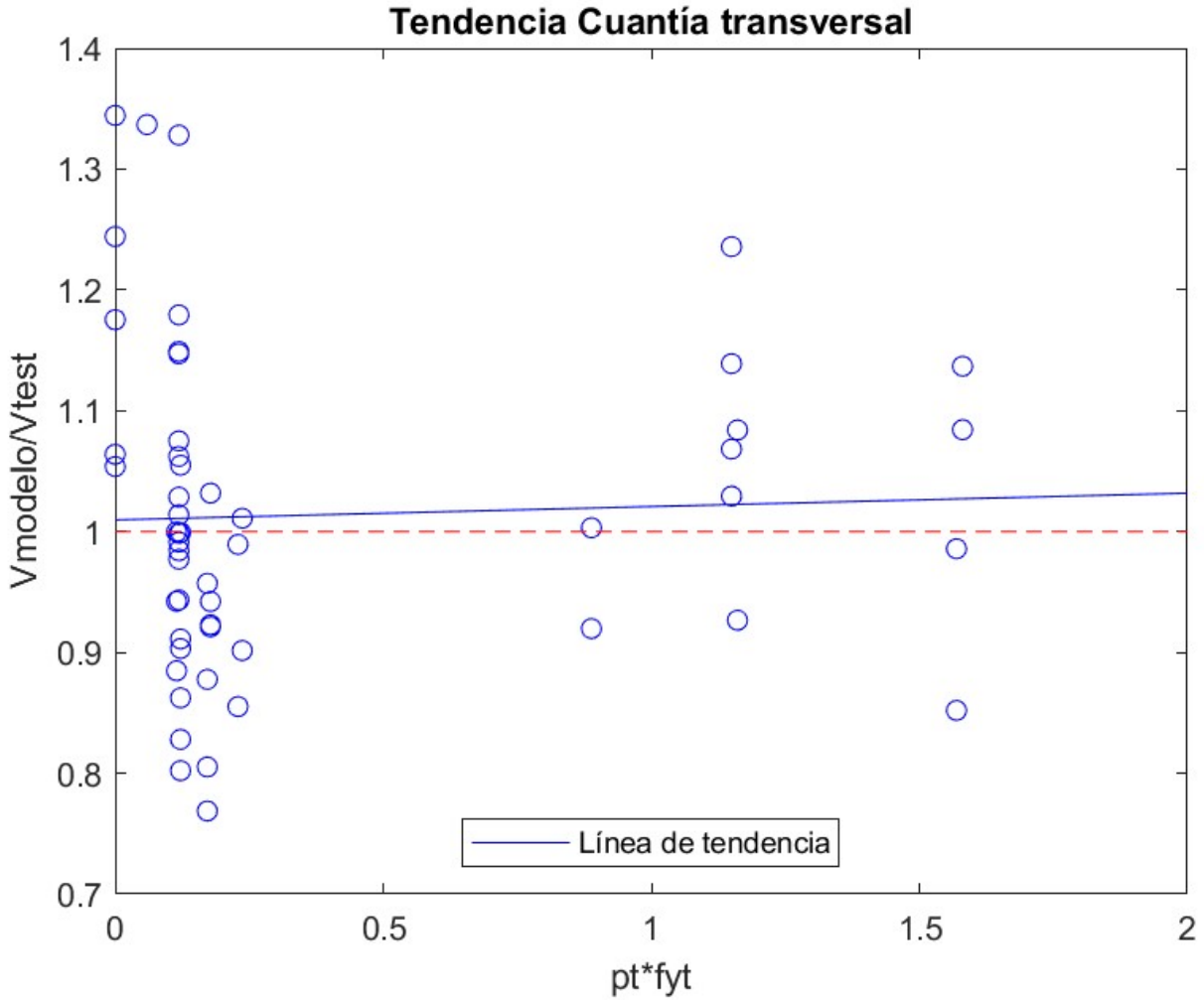


Figura 4.28. Sensibilidad con respecto a la cuantía transversal de refuerzo.

4.5.6. Sensibilidad a la cuantía longitudinal

Un 80% de la base de datos no posee cuantía longitudinal, por lo que hacer un análisis de tendencias se hace complejo. Se tiene una subestimación de la capacidad para cuantías altas, dado lo expuesto anteriormente, mostrado en la Figura 4.29.

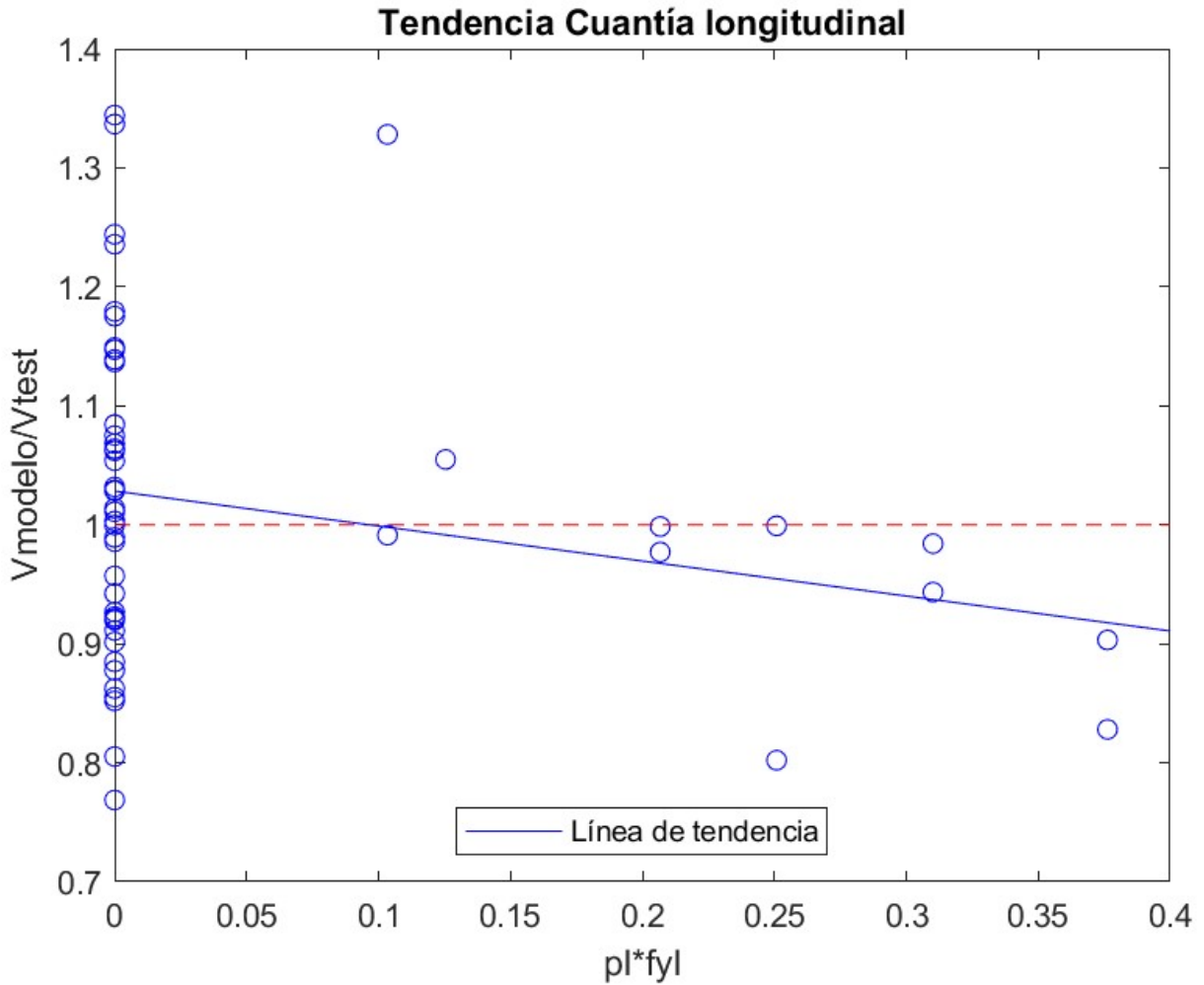


Figura 4.29. Sensibilidad con respecto a la cuantía longitudinal de refuerzo.

4.5.7. Sensibilidad a la cuantía de borde

Se tiende a sobreestimar la capacidad de los elementos levemente para las cuantías de borde usadas en los muros ensayados. Esto se muestra gráficamente en la Figura 4.30.

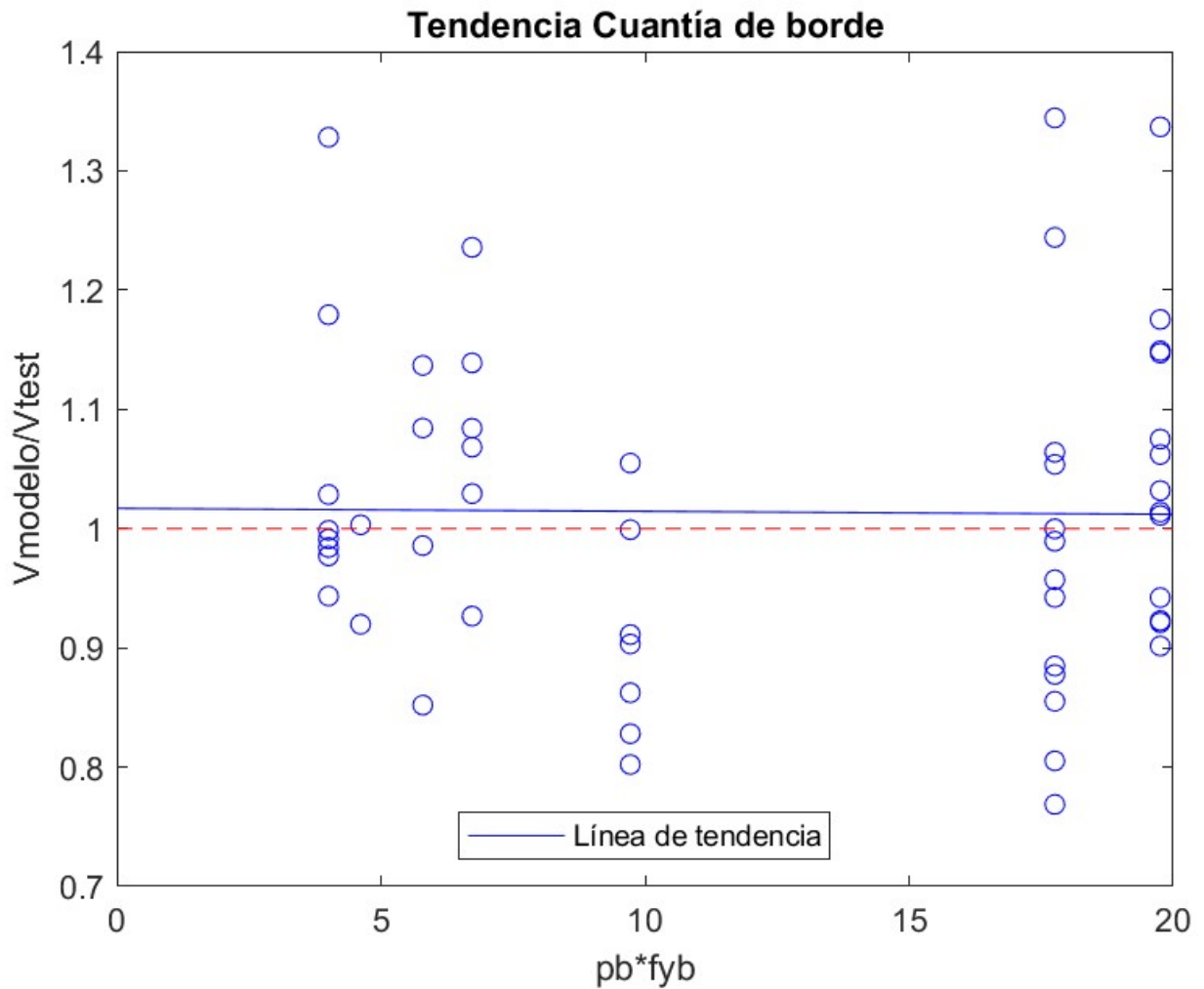


Figura 4.30. Sensibilidad con respecto a la cuantía de borde de refuerzo.

5. Comparación con modelos simples de la literatura

En esta sección se describen modelos simples encontrados en la literatura para poder comparar su desempeño contra el modelo desarrollado en esta memoria, para la misma base de datos.

Estos modelos se realizan para un tipo específico de muro, por lo que hay que separar la base de datos entre muros de albañilería armada y confinada para realizar un análisis correcto.

5.1. Para muros de albañilería armada

5.1.1. Modelo de Silva (2005)

Silva (2005), para muros sin relleno total de huecos y cuantías de refuerzo horizontales bajas ($\leq 0.06\%$), recomienda calcular la resistencia nominal al corte (V_n) como muestran las Ecuaciones 5.1, 5.2 y 5.3:

$$V_n = V_m + V_s \quad (5.1)$$

$$V_m = 0.4 \cdot \tau_m \cdot A_m + 0.25 \cdot N \leq 0.7 \cdot \tau_m \cdot A_m \quad (5.2)$$

$$V_s = 0.5 \cdot \rho_t \cdot f_{yt} \cdot t_w \cdot \min(L_w, H_w) \leq V_m \quad (5.3)$$

Donde V_m y V_s son los aportes del paño y de los refuerzos, respectivamente, τ_m es la tensión básica al corte [MPa], A_m el área bruta del paño de albañilería [mm^2], N es la carga axial aplicada al muro [N], ρ_t es la cuantía de refuerzo transversal [-], f_{yt} la tensión de fluencia del refuerzo transversal [MPa], t_w el ancho del paño de albañilería [mm], L_w el largo del paño de albañilería [mm], H_w el alto del paño de albañilería [mm].

La predictibilidad de este modelo se muestra en la Figura 5.1, mostrando el promedio y COV de la razón entre el corte predicho y el corte experimental. En la Figura 5.2 se muestra gráficamente V_{modelo} vs. V_{test} .

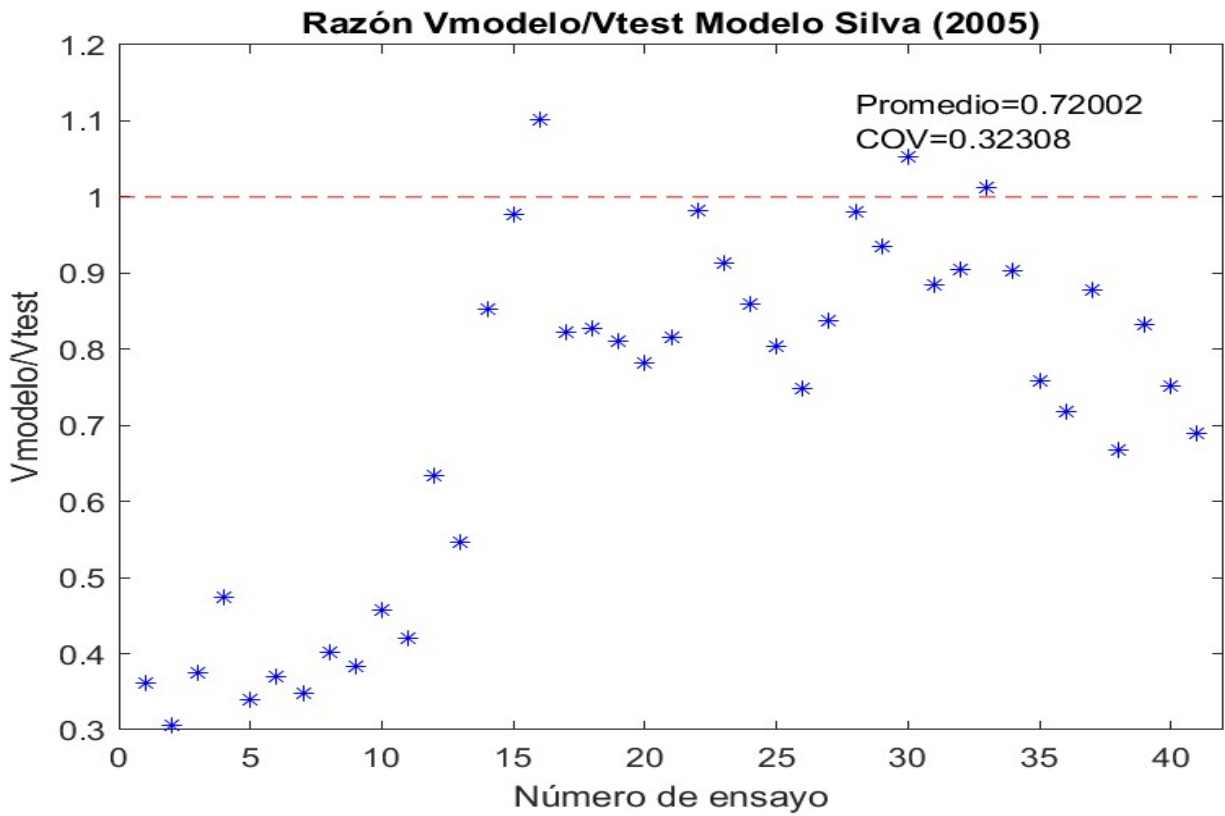


Figura 5.1. Razón entre el corte teórico y experimental para el modelo de Silva (2005).

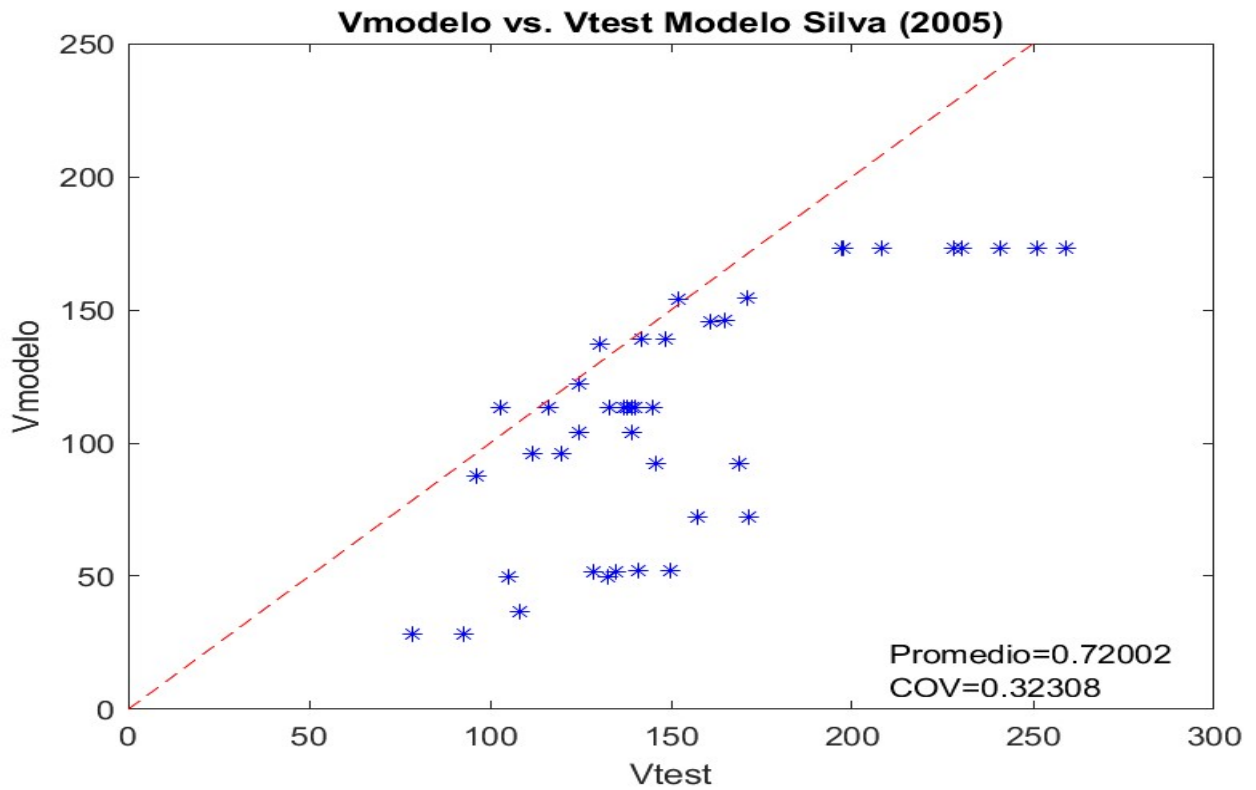


Figura 5.2. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de Silva (2005).

5.1.2. Modelo de Tomazevic (1999)

Tomazevic (1999), plantea que la resistencia al corte del muro corresponde a la suma de las contribuciones del paño de albañilería y de la armadura de refuerzo. Esto se muestra en las Ecuaciones 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7:

$$H_{sd,r} = H_{sd,w} + C_{rh} \cdot H_{sd,rh} + H_{dd,rv} \quad (5.4)$$

$$H_{sd,w} = A_m \cdot \frac{f'_{mt}}{b} \cdot \sqrt{\frac{f_n}{f'_{mt}} + 1} \quad (5.5)$$

$$H_{sd,rh} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{rt} \cdot f_{yt}}{s} \quad (5.6)$$

$$H_{dd,rv} = 0.806 \cdot n \cdot d_{bl}^2 \cdot \sqrt{f'_m \cdot f_{yl}} \leq 0.25 \cdot d_{bl}^2 \cdot f_{yl} \quad (5.7)$$

Dónde C_{rh} es un factor de reducción del refuerzo horizontal, igual a 0.3 según la recomendación de Tomazevic (1999), f'_{tm} corresponde a la resistencia a la tracción del paño [MPa], b es un factor de distribución de corte (igual a 1.1 para muros con esbeltez ≤ 1 y 1.5 para muros con esbeltez 1.5, interpolando para valores intermedios) [-], f_n es la tensión de compresión en el muro ($f_n = N/A_m$) [MPa], d es la profundidad efectiva del muro [mm], A_{rt} el área total de refuerzo transversal [mm^2], f_{yt} la tensión de fluencia del refuerzo transversal [MPa], s el espaciamiento de la armadura de refuerzo transversal [mm], n el número de barras de refuerzo longitudinal, d_{bl} el diámetro de la barra longitudinal [mm], f'_m la resistencia prismática [MPa] y f_{yl} la tensión de fluencia del refuerzo longitudinal [MPa].

La predictibilidad de este modelo se muestra en la Figura 5.3, mostrando el promedio y COV de la razón entre el corte predicho y el corte experimental. En la Figura 5.4 se muestra gráficamente V_{modelo} vs. V_{test} .

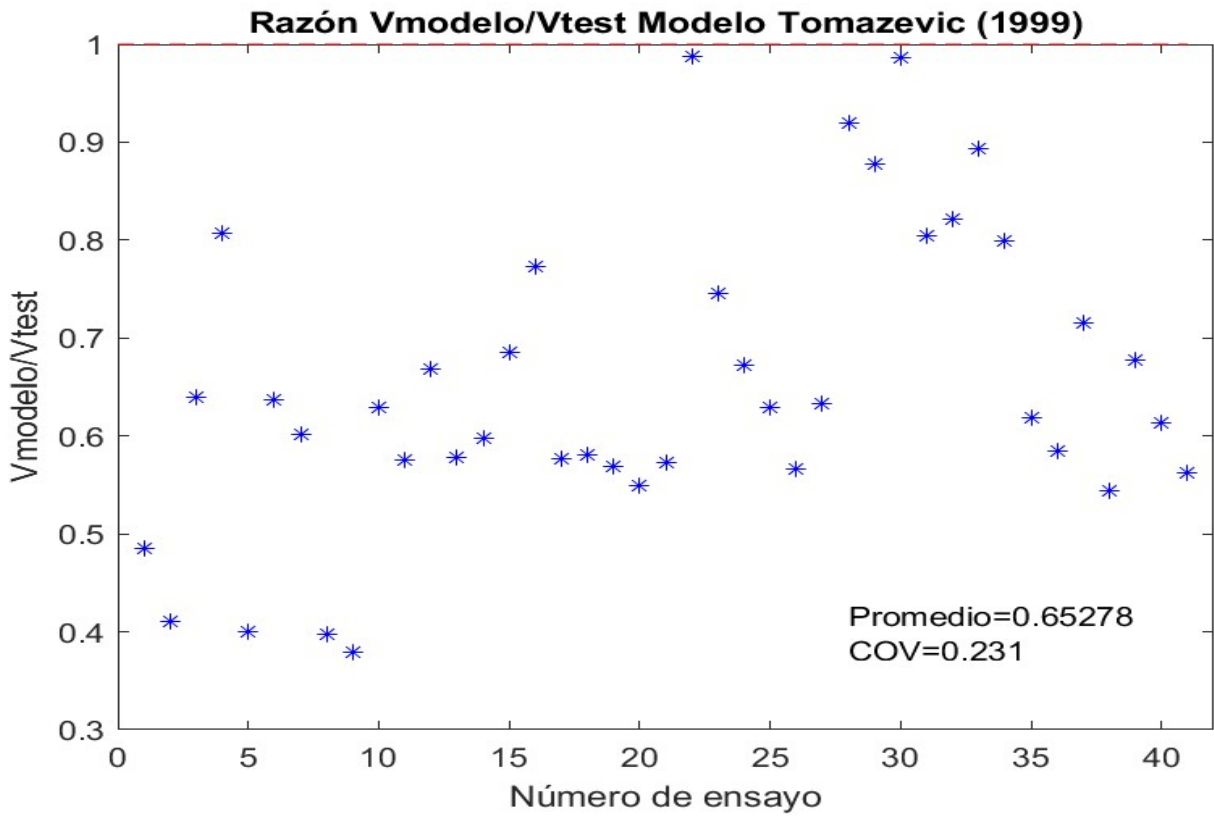


Figura 5.3. Análisis de predictibilidad del modelo de Tomazevic (1999).

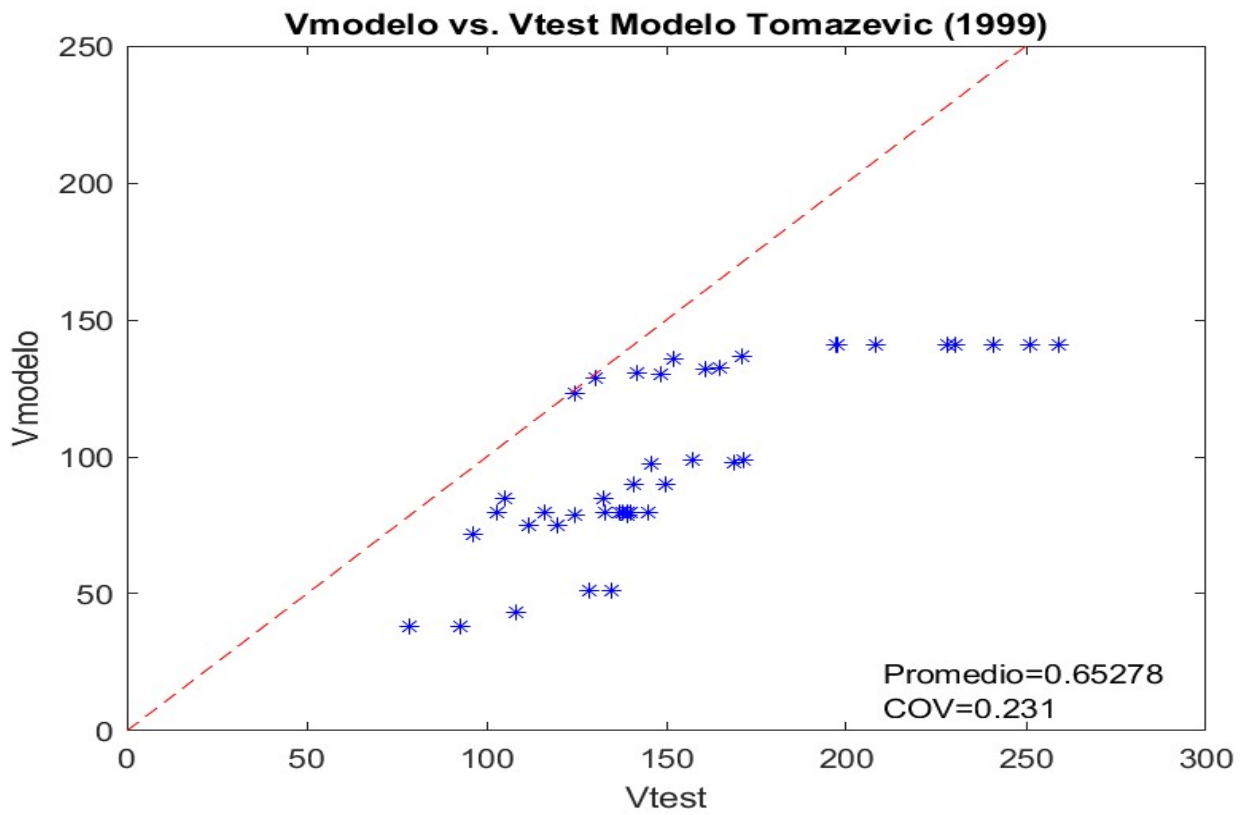


Figura 5.4. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de Tomazevic (1999).

5.2. Para muros de albañilería confinada

5.2.1. Modelo de Stafford Smith y Riddington (1978)

Stafford Smith y Riddington (1978) proponen un conjunto de ecuaciones para estimar la capacidad al corte en un muro de albañilería confinada, tomando en cuenta los distintos modos de falla posible modelando el paño como un puntal. Las expresiones se muestran en la Tabla 5.3:

Tabla 5.1. Ecuaciones propuestas por Stafford Smith y Riddington (1978).

Tipo de falla	Expresión	Número de ecuación
Adherencia	$V_s = \frac{\tau_o \cdot L_m \cdot t_w}{[1.43 - \mu \cdot (0.8 \cdot \frac{h_m}{L_m} - 0.2)]}$	(5.8)
Tracción	$V_t = 1.72 \cdot A_m \cdot f'_{tm}$	(5.9)
Compresión	$V_c = 4 \cdot f'_m \cdot \cos^2(\theta) \cdot \sqrt[4]{I_c \cdot h_m \cdot t_w^3}$	(5.10)

Donde τ_o es la adherencia unitaria [MPa], L_m el largo del paño de albañilería [mm], μ el coeficiente de fricción entre el mortero y la unidad [-], h_m la altura del paño [mm], A_m el área bruta del paño [mm^2], f'_{tm} la resistencia a la tracción del paño [MPa], f'_m la resistencia prismática [MPa] e I_c la inercia del pilar de confinamiento [mm^4].

La predictibilidad de este modelo se muestra en la Figura 5.5, mostrando el promedio y COV de la razón entre el corte predicho y el corte experimental. En la Figura 5.6 se muestra gráficamente V_{modelo} vs. V_{test} .

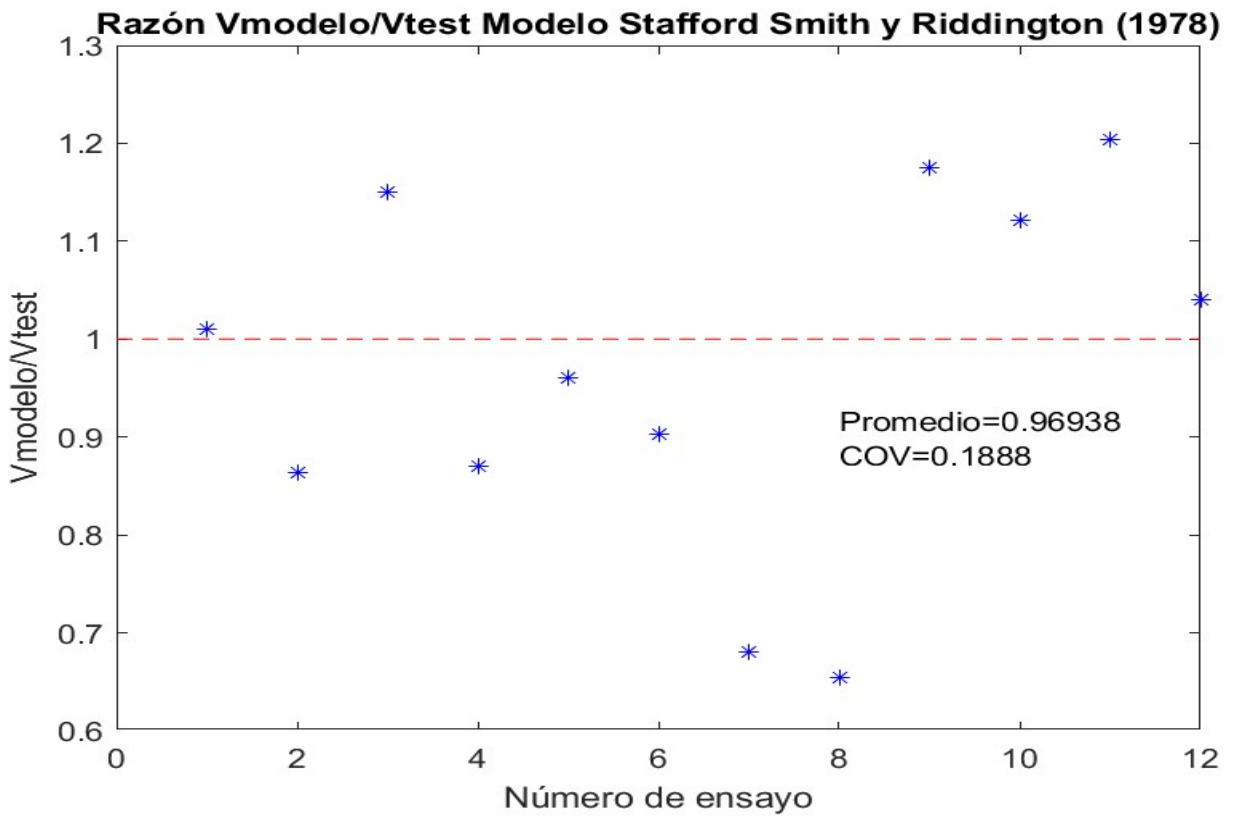


Figura 5.5. Análisis de predictibilidad del modelo de Stafford Smith y Riddington (1978).

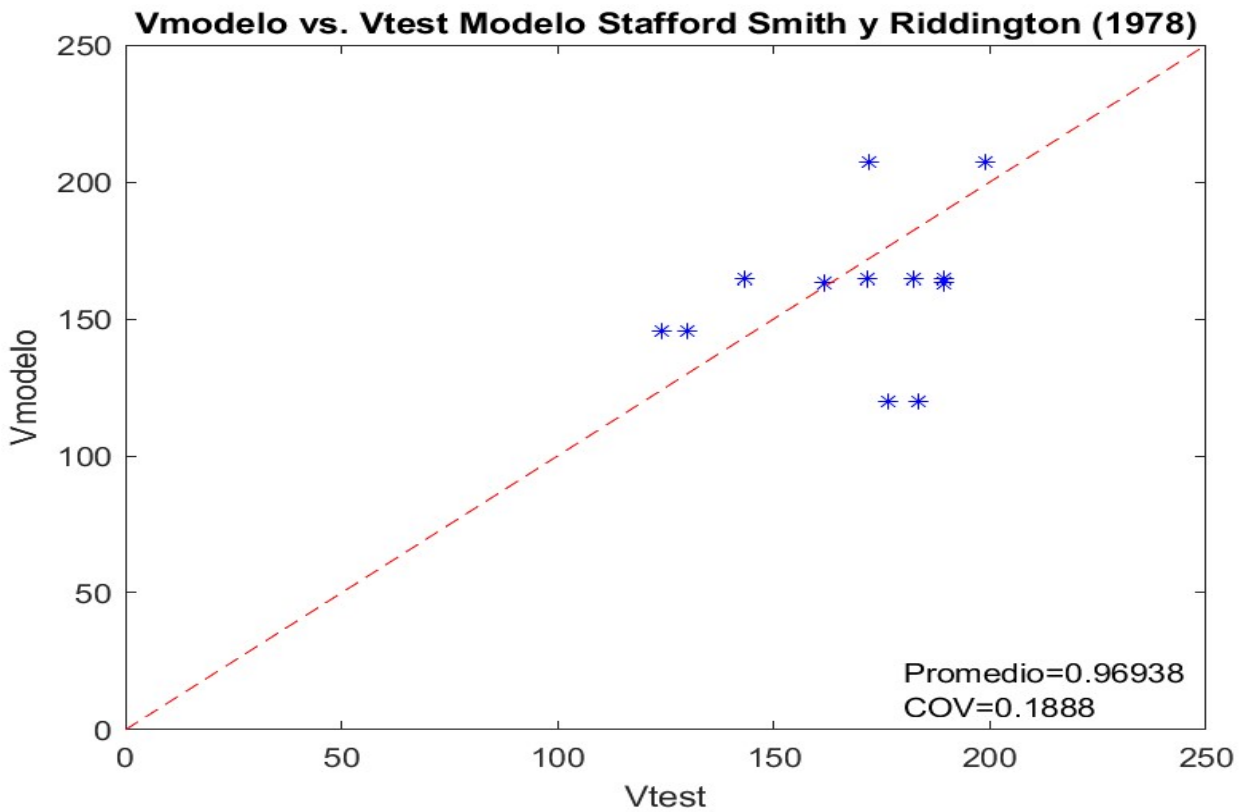


Figura 5.6. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de Stafford Smith y Riddington (1978).

5.2.2. NCh 2123 Of.97 Mod 2003

La NCh 2123 Of.97 Mod 2003 ocupa un valor del corte admisible que corresponde aproximadamente al 50% de la resistencia al corte nominal del elemento, dada las expresiones obtenidas por Raymond (1990). Esto se muestra en la Ecuación 5.11:

$$V_n = (0.45 \cdot \tau_m + 0.24 \cdot f_n) \cdot A_m \quad (5.11)$$

Donde τ_m es la tensión básica al corte del paño [MPa] y f_n es la tensión de compresión en el muro ($f_n = N/A_m$) [MPa].

La predictibilidad de este modelo se muestra en la Figura 5.7, mostrando el promedio y COV de la razón entre el corte predicho y el corte experimental. En la Figura 5.8 se muestra gráficamente V_{modelo} vs. V_{test} .

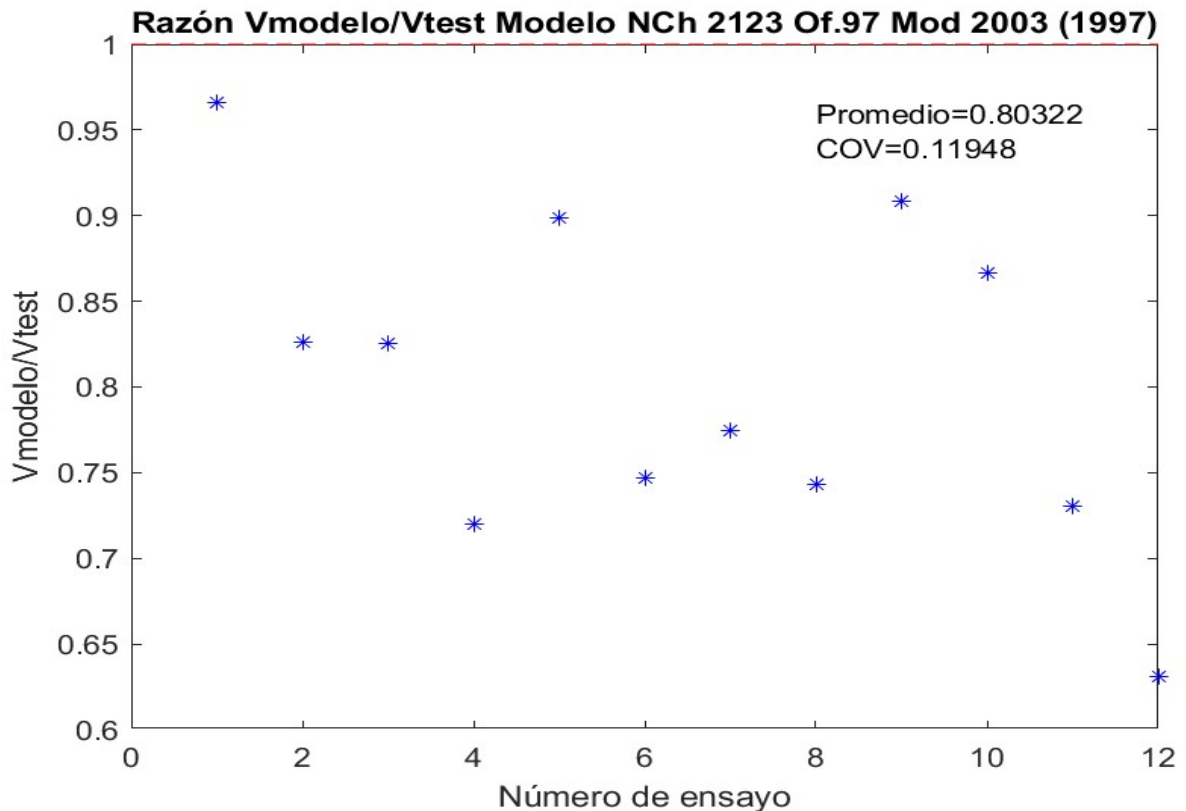


Figura 5.7. Análisis de predictibilidad del modelo de la NCh 2123 Of.97 Mod 2003.

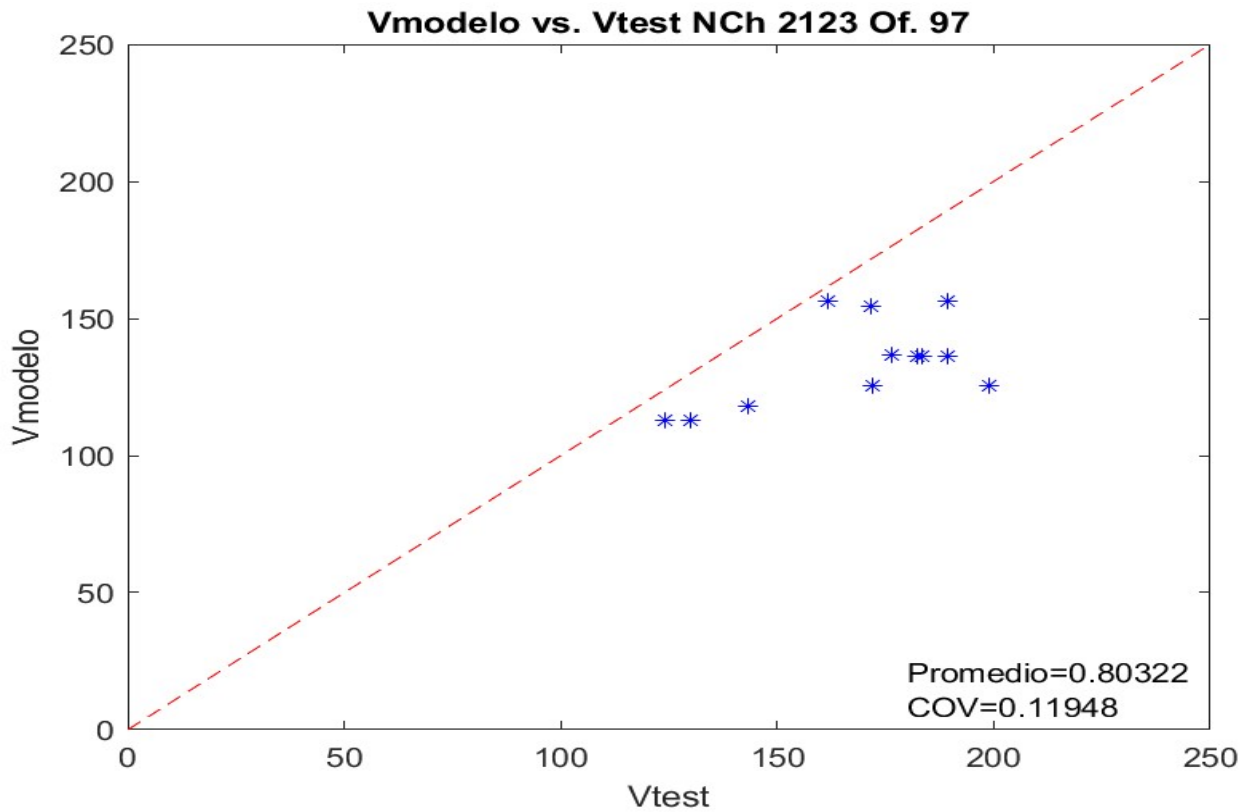


Figura 5.8. V_{modelo} vs. V_{test} para el modelo de la NCh 2123 Of. 97 Mod. 2003.

Un resumen de los resultados obtenidos por tipo de muro y una comparación del modelo tipo panel desarrollado, se muestra en las Tablas 5.2 y 5.3.

Tabla 5.2. Comparación de modelos de la literatura para muros armados.

Muros armados		
Modelo	Promedio	COV
Silva (2005)	0.72	0.32
Tomazevic (1999)	0.65	0.23
Tipo Panel	1.01	0.14

Tabla 5.3. Comparación de modelos de la literatura para muros confinados.

Muros confinados		
Modelo	Promedio	COV
Stafford Smith y Ridington (1978)	0.97	0.19
NCh 2123 of. 97 Mod 2003	0.8	0.12
Tipo Panel	1.04	0.14

Los modelos de Silva (2005) y de Tomazevic (1999) subestiman la capacidad de los muros y presentan una alta COV, debido a que son muy sensibles al área del paño y al aporte de la armadura transversal.

Para el modelo de Stafford Smith y Riddington (1978) se puede notar que en ninguna parte se incorpora el efecto que produce la carga axial ni el aporte de ningún refuerzo, sólo se toman en cuenta propiedades geométricas del paño y los pilares, subestimando la capacidad de los muros.

Las ecuaciones de la NCh 2123 Of.97 Mod 2003 tampoco toman en cuenta el efecto de la armadura, ya que asumen que el paño es el que toma el esfuerzo. Se tiene una subestimación del 20% con una COV razonable.

6. Conclusiones

En este trabajo de título se estudia la posibilidad de aplicar el modelo tipo panel originalmente desarrollado para calcular la resistencia al corte en muros cortos y otros elementos de hormigón armado, a muros de albañilería, ya sea en su modalidad armada o confinada.

El modelo original propuesto por Kaseem y Elsheikh (2010) permite obtener la capacidad a este esfuerzo mediante una formulación simple, visualizando el elemento en su totalidad como un conjunto de pequeños elementos de hormigón armado y fijando el ángulo del puntal a compresión. Sin embargo, éste modelo es iterativo, ya que se requiere fijar una deformación para cada nivel de carga y tener como condición de equilibrio $\sigma_L = N/A$.

Melo (2017) cierra el ciclo iterativo, simplificando la obtención de la capacidad del elemento estructural captando cada máximo posible individualmente (evitando el análisis incremental). Realizando una calibración para las deformaciones unitarias mediante regresión múltiple y agregando una condición que elimina los máximos que no ocurren dependiendo de la desangulación de corte de cada tipo de falla, cierra el modelo completamente.

Las modificaciones realizadas en este trabajo de título para adaptar el modelo a la albañilería tienen que ver con su anisotropía y no homogeneidad y los modos de falla no presentes en el hormigón.

Se modifica la compresión y la tracción, fijando un nuevo valor para la deformación unitaria axial asociada al máximo de compresión y a la tracción última. También se analiza el efecto de la degradación de la resistencia a la compresión y tracción debido a la inclinación que existe entre la carga axial aplicada y la junta horizontal de mortero.

Se agrega también un modelo que permite calcular fallas por adherencia de los muros, basado en la teoría de Dialer (1991) y el trabajo de Maldonado (2011) y se utilizan las consideraciones de Silva (2005) en las fallas por flexión.

Observando el desempeño del modelo cerrado tipo panel, observando la razón entre el corte predicho y el corte experimental se tiene un promedio de 1.014, es decir, se tiene una pequeña sobreestimación de la capacidad de los muros de la base de datos. Además, se tiene una desviación estándar del 13.5% lo que da una COV de 0.133, por lo que considera que el modelo predice satisfactoriamente la capacidad al corte en muros de albañilería.

Como se puede observar del modelo, el modo de falla que predomina es el corte por tracción (en un 66% de los muros estudiados) con una leve subestimación de la capacidad en promedio. Es esperable que controle este tipo de falla dada la baja resistencia a la tracción del paño asumida.

Sólo un 6% de los casos corresponden a falla por adherencia, lo que podría explicarse debido a que se encuentra parcialmente combinada con la tracción de acuerdo a la inspección visual de las fallas presentadas por los muros ensayados. Más aun, para algunos muros, el valor de la falla por adherencia es casi igual al corte experimental (dentro de un rango de un 5%), pero predomina la

falla por tracción o compresión debido a como se escoge el corte que controla en el modelo desarrollado.

Las fallas por flexión ocurren sólo en muros con cuantías de refuerzo longitudinal y de borde reducidas, con cuantías menores al 1% (comparados con el resto de la base datos, que tiene mayor al 2%). Dado el bajo aporte de refuerzo, se espera que controle este tipo de falla. Se tiende a sobreestimar la capacidad, lo que puede deberse a las suposiciones tomadas en el modelo a flexión, como la consideración de la armadura a compresión o la representación del bloque de compresión dependiendo de si el hormigón de los pilares o los ladrillos son los que están en la zona comprimida a flexión.

Debido a lo expuesto en el párrafo anterior, no se presentan casos de falla por fluencia longitudinal o de borde, debido a que en la mayoría de los muros no se alcanzan deformaciones tales en el acero de refuerzo como para que se produzca, considerando a su vez que las resistencias por tracción, compresión e incluso adherencia son mucho menores.

Los muros que presentan fallas por compresión corresponden al 13% de los estudiados, siendo además los que presentan mayor variación en los resultados, llegando a sobreestimarse la capacidad en un 30%. Esto puede deberse a la incorporación de la compresión en el modelo, con una fuerte dependencia de la resistencia a la tracción, o de la deformación escogida para la compresión máxima.

Realizando una inspección visual de los muros de la base datos, se puede notar que la mayoría de los muros presenta grietas marcadas de tracción o adherencia (en escalón). Se tiene aproximadamente un 75% de aciertos en el tipo de falla predicho por el modelo.

Del análisis de sensibilidad de los parámetros estimados, se puede apreciar que los que más afectan el desempeño del modelo son la degradación de la albañilería y la deformación en la compresión máxima. Esta variación (en el promedio) llega al 20% para la deformación de compresión y a un 27% para la degradación cuando se utilizan los valores para el hormigón armado, por lo que denota la sensibilidad del modelo a como se incorpora la compresión en él. Los análisis realizados para la tracción (deformación y resistencia) revelan que hay una baja sensibilidad a estos parámetros, con una variación que va de un 1% a un 5%.

Al comparar el modelo desarrollado en esta memoria con los modelos simples de la literatura, se puede ver el buen desempeño de éste, tanto en promedio como en el coeficiente de variación entregado. Para muros armados, los modelos estudiados subestiman fuertemente la capacidad de los muros, mientras que el tipo panel entrega un promedio prácticamente igual a 1, manteniendo una dispersión aceptable de los datos. Para muros confinados, también se tiene una subestimación de la capacidad pero en menor medida, incluso las ecuaciones de la NCh 2123 presentan una dispersión menor y el modelo propuesto por Stafford Smith y Riddington (1978) entrega una muy buena estimación del promedio, para la baja cantidad de parámetros que utiliza en su formulación.

De acuerdo al estudio de las tendencias generales, se tiene que es baja para los 7 parámetros estudiados, siendo la mayor variación la cuantía de refuerzo longitudinal y la relación de aspecto,

debido a que se tiene una mayoría de muros sin armadura (cercano al 80% de la base de datos) y que se tienen prácticamente dos relaciones de aspecto (cercana a 0.5 o cercana a 1), que genera solamente dos puntos en la línea de tendencia. Se tienen variaciones cercanas al 30% para todas las variables analizadas, que se encuentra dentro de un rango aceptable para este modelo.

Bibliografía

ACI Committee 318 (2008). “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-89) and Commentary (318R-89)”. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.

Álvarez, J. (2015). “Validación de un modelo panel modificado para la estimación analítica de la capacidad al corte de ménsulas de hormigón armado”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Cabezas, F. (2011). “Estimación analítica de la resistencia al corte de muros de albañilería confinada mediante el modelo Crisafulli”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Charry, J. (2010). “Estudio experimental del comportamiento de paredes de obra de fábrica de ladrillo ante la acción de cargas laterales”. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya.

Crisafulli, F. (1997). “Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills”. Tesis para optar al título de Ph.D. en Ingeniería Civil. Universidad de Canterbury.

Cruz, J. (2002). “Étude des murs de contreventement en maçonnerie d'elements de terre cuite”. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería Civil mención Estructuras. Université de Marne la Vallée.

Delfín, F. & Bullemore, M. (1968). “Estudio experimental de la adherencia entre morteros y bloques de hormigón”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Dhanasekar, M. & Haider, W. (2007). “Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls”. *Computer and Structures*, 86 (2008), 15-26.

Dialer, C. (1991). “Some remarks on the strength and deformation behavior of shear stressed masonry panels under static monotonic loading”. *Proceedings of the 9th international Brick/Block masonry conference*, Vol. 1, 276-283.

Diez, J. (1987). “Estudio experimental de muros de albañilería sometidos a carga lateral”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Drysdale, R. & Hamid, A. (1982). “Anisotropic Tensile Strength Characteristics of Brick Masonry”. *Proceedings, Sixth International Brick Masonry*, 143-153.

Fernández, G., Astroza, S. & Delfín, F. (1986). “Estudio experimental de la resistencia al corte de la albañilería de unidades cerámicas”. Universidad de Chile.

Fuentes, J. (2009). “Modelo puntal-tensor para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada construidos con bloques de hormigón”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Gupta, A. (1996). “Behaviour of high strength concrete structural walls”. Ph.D. thesis. Curtin University of Technology, Perth, Australia.

- Gupta, A. & Rangan, B. (1998). "High-Strength Concrete Structural Walls". ACI Journal, 95(2), 194-205.
- Hamid, A. & Drysdale, R. (1980). "Concrete Masonry Under Combined Shear and Compression Along the Mortar Joints". ACI Journal, 77(5), 314-320.
- Herrera, E. (1992). "Efecto de la carga vertical en el comportamiento de muros de albañilería reforzada sometidos a carga lateral alternada". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- Hidalgo, P. (1989). "Desarrollo de las disposiciones de diseño para los edificios de albañilería armada en Chile". Anales de la Universidad de Chile, Quinta serie, N° 21.
- Hwang, S., Fang, W., Lee, H. & Yu, H. (2001). "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls". Journal of Structural Engineering, 127(1), 43-50.
- Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón. (2002). "Ensayos de corte cíclico de muros de albañilería armada de bloques". DICTUC S.A.
- Kaseem, W. & Elsheikh, A. (2011). "Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls". Journal of Structural Engineering, 136(10), 1215-1224.
- Maldonado, C. (2013). "Estimación analítica de la resistencia al corte de muros de albañilería confinada mediante modelo de puntal-tensor. Modelo Crisafulli modificado". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- Mansour, M. Dicleli, M. & Lee, J. (2004). "Nonlinear analysis of R/C low-rise shear walls". Advances in Structural Engineering, 7(4), 345-361.
- Marín, R. (2009). "Modelo puntal-tensor para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada construidos con ladrillos cerámicos". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- Mau, S. & Hsu, T. (1987). "Shear Behaviour of Reinforced Concrete Framed Wall Panels with Vertical Loads". ACI Journal, 84(2), 228-234.
- Melo, F. (2017). "Validación de un modelo no lineal cerrado para la estimación analítica de la capacidad al corte de muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna de hormigón armado". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- Muñoz, W. (1992). "Estudio experimental del comportamiento de muros de albañilería de bloques de hormigón sometidos a carga lateral alternada". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- Naraine, K. & Sinha, S. (1992). "Stress-Strain Curves for Brick Masonry in Biaxial Compression". Journal of Structural Engineering, 118(6), 1451-1461.
- NCh 2123. Of 97. Mod 2003. (1997). "Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo". Instituto Nacional de Normalización – INN Chile, 11-14.

Ogaz, O. (2004). “Estudio experimental de muros de albañilería con aberturas y cuantía reducida de refuerzo sujetos a carga lateral alternada”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Orrego, G. (2016). “Modelo analítico para estimar capacidad al corte en uniones viga-columna de hormigón armado”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Page, A. & Marshall, R. (1986). “The influence of brick and brickwork prism aspect ratio on the evaluation of compressive strength”. Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, 653-664.

Sepúlveda M. (2003). “Influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de muros de albañilería”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Sierra, G. (2002). “Estudio experimental de la influencia de refuerzo vertical en muros de albañilería armada sometidos a carga lateral alternada”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Silva, D. (2005). “Recomendaciones para el diseño de muros de albañilería armada por el método de resistencia última”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Stafford Smith, B. y Riddington, J. (1978). “The design of masonry infilled steel frames for bracing structures”. The Structural Engineer, Vol. 56B, N°1, 1-7.

Tomazevic, M. (1999). “Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings”. Imperial College Press, 109-162.

Tomazevic, M., Bosiljkov, V. y Lutman, M. (2006). “Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls”. Construction and Building Materials N°20, 1028-1039.

Ulloa, M. (2013). “Estimación analítica de la capacidad al corte de muros cortos de hormigón armado mediante un modelo panel”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

Vecchio, F. & Collins, M. (1986). “The modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”. ACI Structural Journal, 83(2), 219-231.

Wang, G., Dai, J. & Teng J, (2012). “Shear strength model for RC beam-column joints under seismic loading”. Engineering Structures, 40, 350-360.

Yu, H. & Hwang, S. (2005). “Evaluation of Softened Truss Model for Strength Prediction of Reinforced Concrete Squat Walls”. Journal of Engineering Mechanics, 131(8), 839-846.

Zhang, L. & Hsu, T. (1998). “Behavior and analysis of 100 MPa concrete membrane elements”. Journal of Structural Engineering, 124(1), 24-34

Anexo

En esta sección se presenta la base de datos de muros de albañilería utilizados para validar el modelo tipo panel.

N° Ensayo	Ensayo de	Albañilería tipo	Código muro	H _w [mm]	L _w [mm]	t _w [mm]	%huecos [-]	f' _m [MPa]	E _m [MPa]	ρ _L [%]	f _{yL} [MPa]	ρ _t [%]	f _{yt} [MPa]	ρ _b [%]	f _{yb} [MPa]	N [kN]	V _{test} [kN]
1	DICTUC	Armada/BH	MBH-00-SA01	2050	2030	140	40.4	4.95	2024	0	0	0	0	3.75	474	0	79
2	DICTUC	Armada/BH	MBH-00-SA02	2050	2030	140	40.4	4.95	2024	0	0	0	0	3.75	474	0	93
3	DICTUC	Armada/BH	MBH-00-CA01	2050	2030	140	40.4	4.95	2024	0	0	0	0	3.75	474	167	133
4	DICTUC	Armada/BH	MBH-00-CA02	2050	2030	140	40.4	4.95	2024	0	0	0	0	3.75	474	167	105
5	DICTUC	Armada/BH	MBH-02-SA01	2050	2030	140	40.4	4.72	1930	0	0	0.02	593	3.75	474	0	108
6	DICTUC	Armada/BH	MBH-02-CA01	2050	2030	140	40.4	4.72	1930	0	0	0.02	593	3.75	474	169	141
7	DICTUC	Armada/BH	MBH-02-CA02	2050	2030	140	40.4	4.72	1930	0	0	0.02	593	3.75	474	171	150
8	DICTUC	Armada/BH	MBH-03-SA01	2050	2030	140	40.4	5.27	2155	0	0	0.03	593	3.75	474	0	129
9	DICTUC	Armada/BH	MBH-03-SA02	2050	2030	140	40.4	5.27	2155	0	0	0.03	593	3.75	474	0	135
10	DICTUC	Armada/BH	MBH-03-CA01	2050	2030	140	40.4	5.27	2155	0	0	0.03	593	3.75	474	169	158
11	DICTUC	Armada/BH	MBH-03-CA02	2050	2030	140	40.4	5.27	2155	0	0	0.03	593	3.75	474	168	172
12	DICTUC	Armada/BH	MBH-04-CA01	2050	2030	140	40.4	4.72	1930	0	0	0.04	593	3.75	474	172	146
13	DICTUC	Armada/BH	MBH-04-CA02	2050	2030	140	40.4	4.72	1930	0	0	0.04	593	3.75	474	173	169
14	Sierra	Armada/BH	MBH-00vd-SA01	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0	0	0.02	615	0.84	477	0	133
15	Sierra	Armada/BH	MBH-00vd-SA02	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0	0	0.02	615	0.84	477	0	116
16	Sierra	Armada/BH	MBH-01vd-SA01	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0.02	498	0.02	615	0.84	477	0	103
17	Sierra	Armada/BH	MBH-01vd-SA02	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0.02	498	0.02	615	0.84	477	0	138
18	Sierra	Armada/BH	MBH-02vd-SA01	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0.04	498	0.02	615	0.84	477	0	137
19	Sierra	Armada/BH	MBH-02vd-SA02	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0.04	498	0.02	615	0.84	477	0	140
20	Sierra	Armada/BH	MBH-03vd-SA01	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0.06	498	0.02	615	0.84	477	0	145

Nº Ensayo	Ensayo de	Albañilería tipo	Código muro	H _w [mm]	L _w [mm]	t _w [mm]	%huecos [-]	f _m [MPa]	E _m [MPa]	ρ _L [%]	f _{yL} [MPa]	ρ _t [%]	f _{yt} [MPa]	ρ _b [%]	f _{yb} [MPa]	N [kN]	V _{test} [kN]
21	Sierra	Armada/BH	MBH-03vd-SA02	2050	3630	140	40.4	4.80	1963	0.06	498	0.02	615	0.84	477	0	139
22	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-00-CA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0	0	4.25	465	171	125
23	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-01-SA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.01	599	4.25	465	0	96
24	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-02-SA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.02	599	4.25	465	0	112
25	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-02-SA02	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.02	599	4.25	465	0	120
26	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-03-SA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.03	599	4.25	465	0	139
27	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-03-SA02	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.03	599	4.25	465	0	125
28	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-02-CA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.02	599	4.25	465	173	142
29	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-02-CA02	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.02	599	4.25	465	172	149
30	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-02-CA03	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.02	599	4.25	465	165	130
31	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-03-CA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.03	599	4.25	465	167	165
32	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-03-CA02	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.03	599	4.25	465	165	161
33	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-04-CA01	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.04	599	4.25	465	166	152
34	Sepúlveda	Armada/LC	MLC-04-CA02	2000	1975	140	46.0	9.12	4729	0	0	0.04	599	4.25	465	169	171
35	Sierra	Armada/LC	MLC-00vd-SA-01	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0	0	0.02	616	2.04	477	0	228
36	Sierra	Armada/LC	MLC-00vd-SA-02	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0	0	0.02	616	2.04	477	0	241
37	Sierra	Armada/LC	MLC-01vd-SA-01	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0.03	498	0.02	616	2.04	477	0	197
38	Sierra	Armada/LC	MLC-02vd-SA-01	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0.05	498	0.02	616	2.04	477	0	259
39	Sierra	Armada/LC	MLC-02vd-SA-02	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0.05	498	0.02	616	2.04	477	0	208
40	Sierra	Armada/LC	MLC-03vd-SA-01	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0.08	498	0.02	616	2.04	477	0	230

Nº Ensayo	Ensayo de	Albañilería tipo	Código muro	H _w [mm]	L _w [mm]	t _w [mm]	%huecos [-]	f _m [MPa]	E _m [MPa]	ρ _L [%]	f _{yL} [MPa]	ρ _t [%]	f _{yt} [MPa]	ρ _b [%]	f _{yb} [MPa]	N [kN]	V _{test} [kN]
41	Sierra	Armada/LC	MLC-03vd-SA-02	2000	3620	140	50.7	9.24	5368	0.08	498	0.02	616	2.04	477	0	251
42	Diez	Confinada/LC	MRG1	2400	2400	139.2	40.5	13.49	7876	0	0	0.42	276	1.51	446	0	162
43	Diez	Confinada/LC	MRG2	2400	2400	139.2	40.5	13.49	7876	0	0	0.42	276	1.51	446	0	189
44	Herrera	Confinada/LC	A11	2400	2400	140.3	40.5	11.96	5580	0	0	0.42	276	1.51	446	0	143
45	Herrera	Confinada/LC	A12	2400	2400	140.3	40.5	11.96	5580	0	0	0.42	276	1.51	446	79	189
46	Herrera	Confinada/LC	A14	2400	2400	140.3	40.5	11.96	5580	0	0	0.42	276	1.51	446	157	172
47	Herrera	Confinada/LC	A2	2400	2400	140.3	40.5	11.96	5580	0	0	0.42	276	1.51	446	79	182
48	Muñoz	Confinada/BH	C11	2400	2400	139.9	40.2	8.94	6018	0	0	0.31	284	1.05	441	137	177
49	Muñoz	Confinada/BH	C12	2400	2400	139.9	40.3	7.03	7344	0	0	0.31	284	1.05	441	137	183
50	Ogaz	Confinada/BH	MBH-T1-01	2250	3650	140	40.4	6.04	7114	0	0	0.27	587	1.05	553	0	124
51	Ogaz	Confinada/BH	MBH-T1-02	2250	3650	140	40.4	6.04	7114	0	0	0.27	587	1.05	553	0	130
52	Ogaz	Confinada/LC	MLC-T1-01	2200	3600	141	50.7	6.89	4849	0	0	0.27	587	1.05	553	0	172
53	Ogaz	Confinada/LC	MLC-T1-02	2200	3600	141	50.7	6.89	4849	0	0	0.27	587	1.05	553	0	199

En esta sección se adjuntan fotos de las fallas de los muros que sirven de apoyo en esta memoria de título. Sólo se incluye aproximadamente la mitad de los muros de la base de datos.

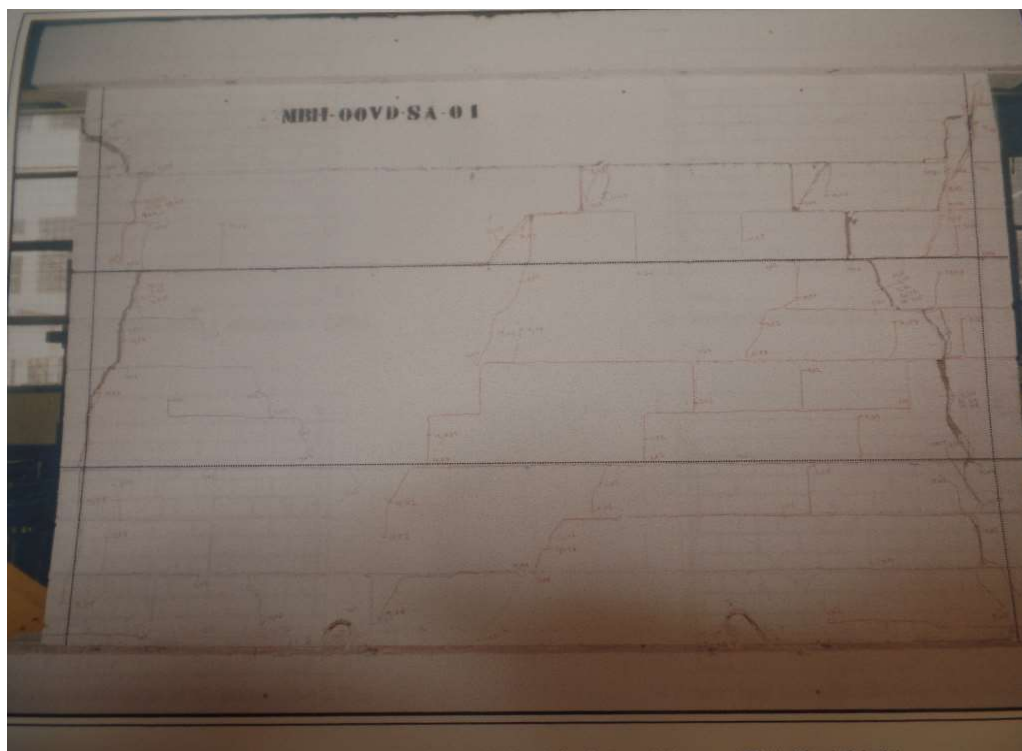


Figura 0.1. Muro 14, MBH-00VD-SA01 (Sierra, 2002).

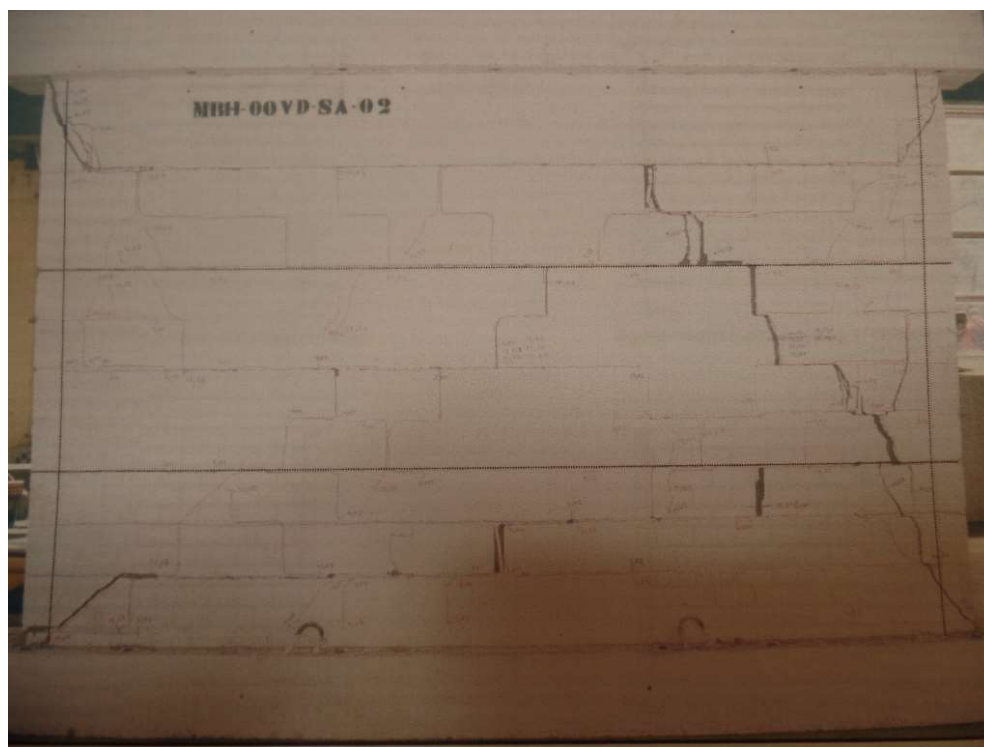


Figura 0.2. Muro 15, MBH-00VD-SA02 (Sierra, 2002).

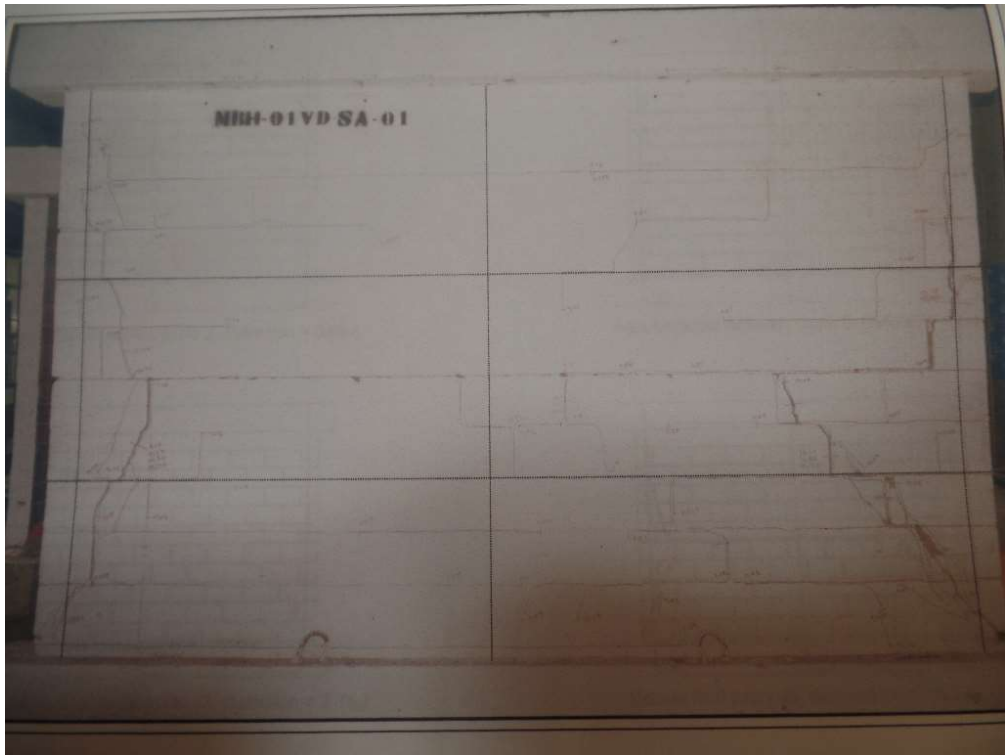


Figura 0.3. Muro 16, MBH-01VD-SA01 (Sierra, 2002).

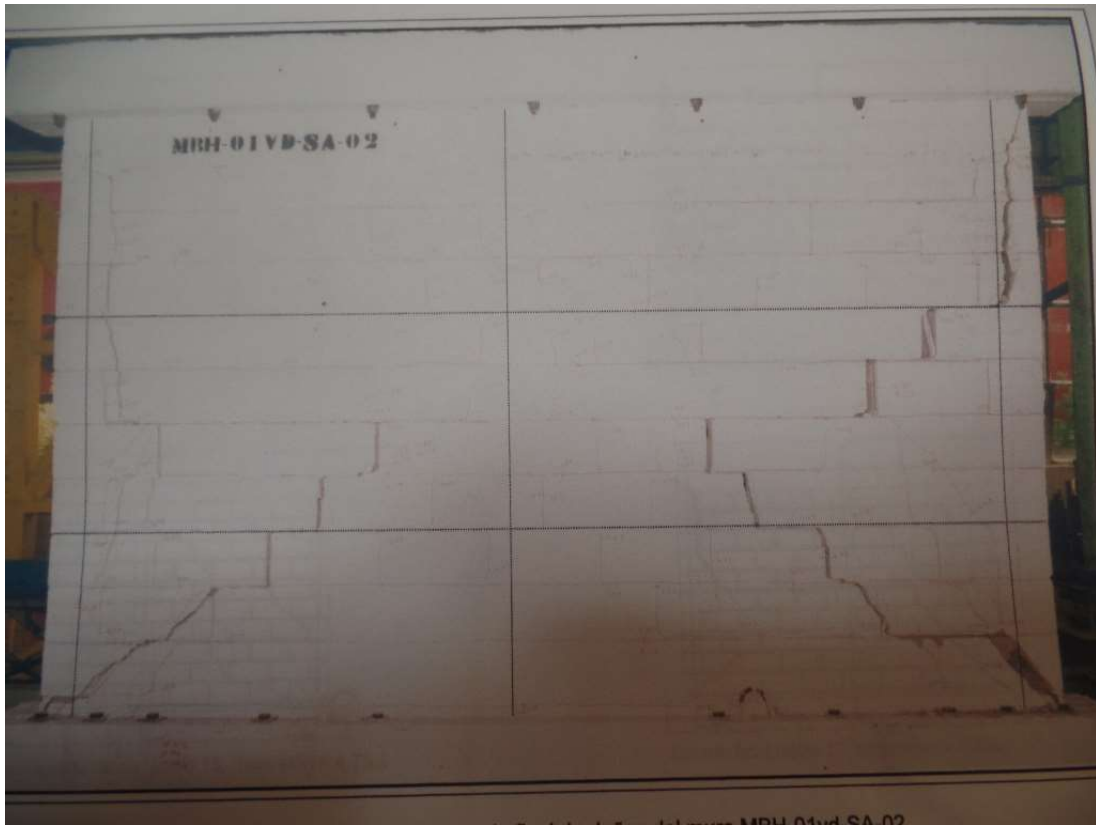


Figura 0.4. Muro 17, MBH-01VD-SA02 (Sierra, 2002).

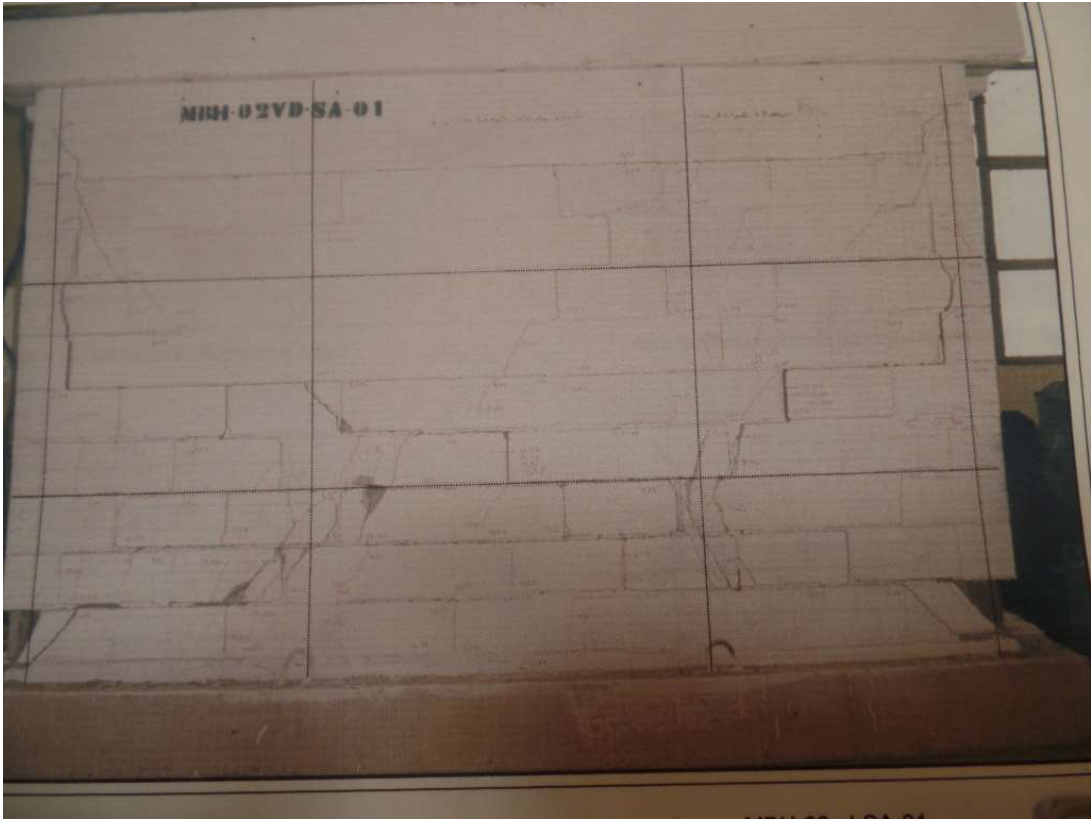


Figura 0.5. Muro 18, MBH-02VD-SA01 (Sierra, 2002).

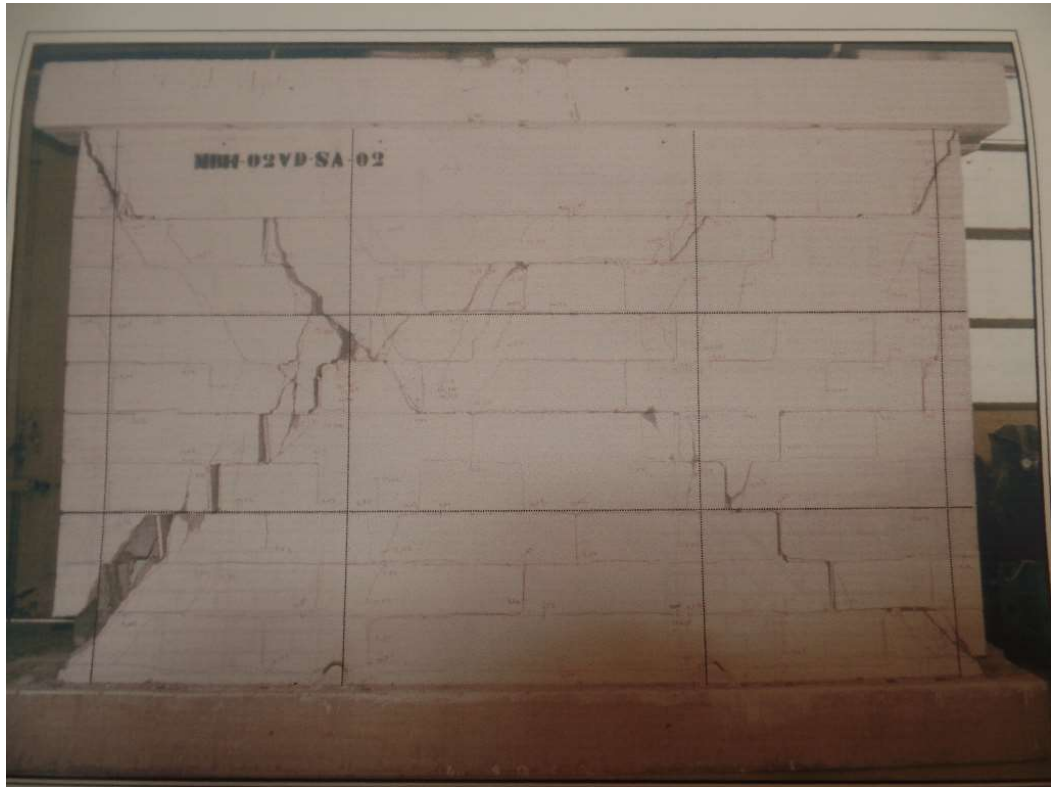


Figura 0.6. Muro 19, MBH-02VD-SA02 (Sierra, 2002).



Figura 0.7. Muro 20, MBH-03VD-SA01 (Sierra, 2002).



Figura 0.8. Muro 21, MBH-03VD-SA02 (Sierra, 2002).

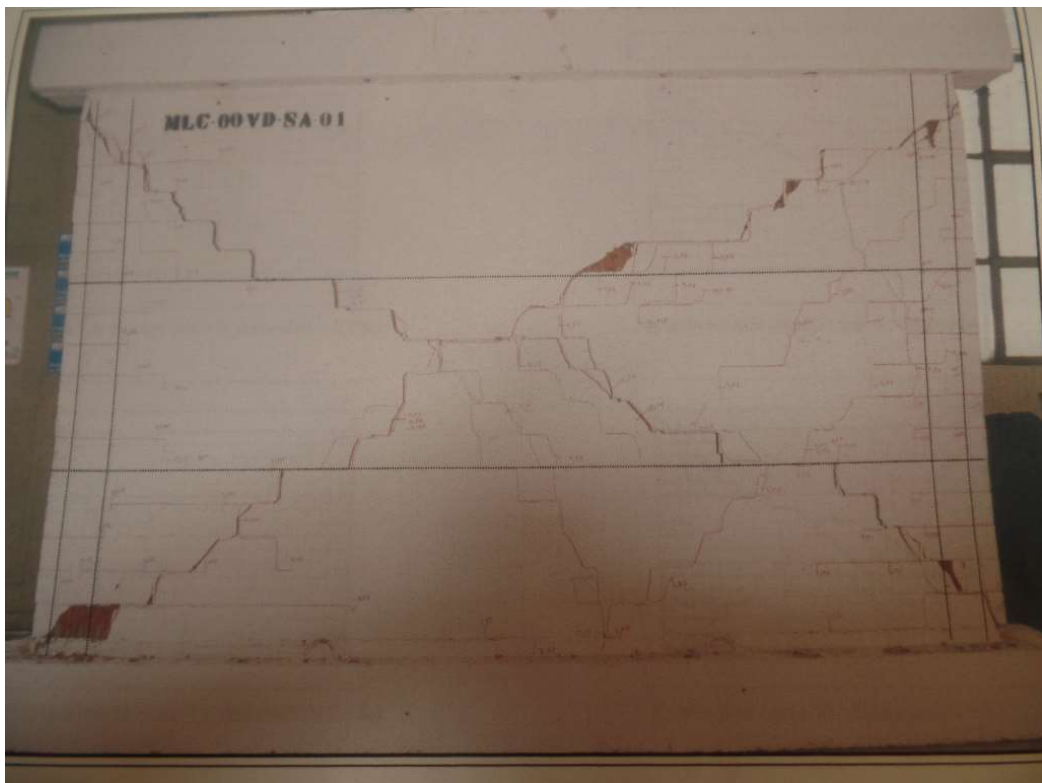


Figura 0.9. Muro 35, MLC-00VD-SA01 (Sierra, 2002).

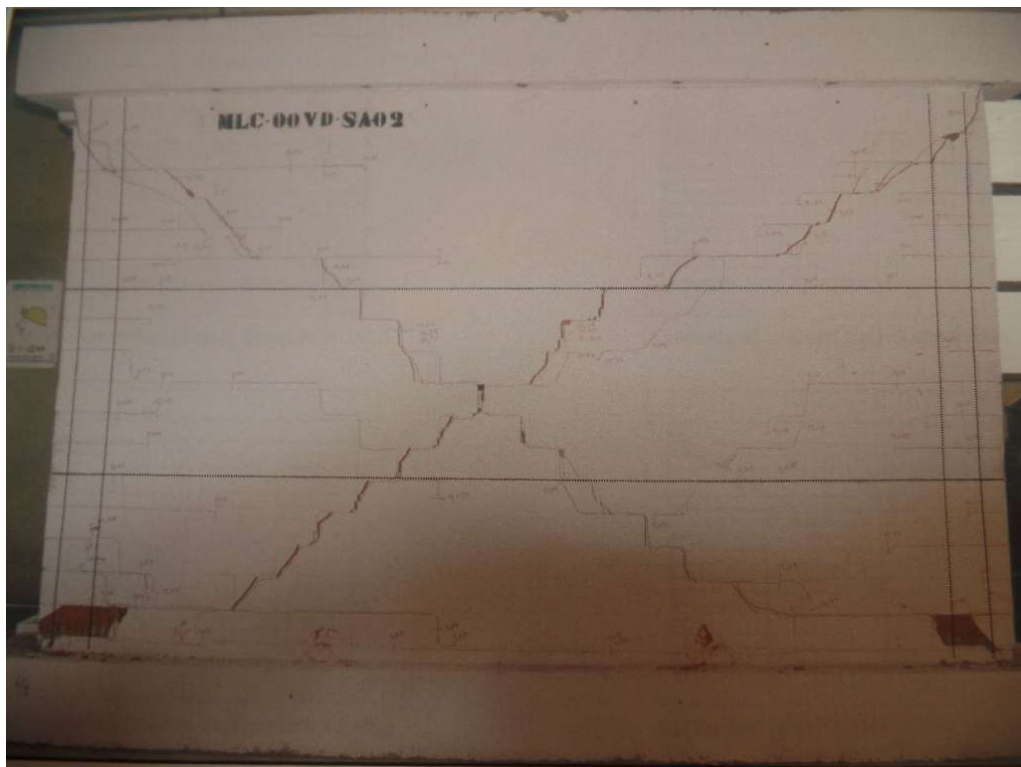


Figura 0.10. Muro 36, MLC-00VD-SA02 (Sierra, 2002).

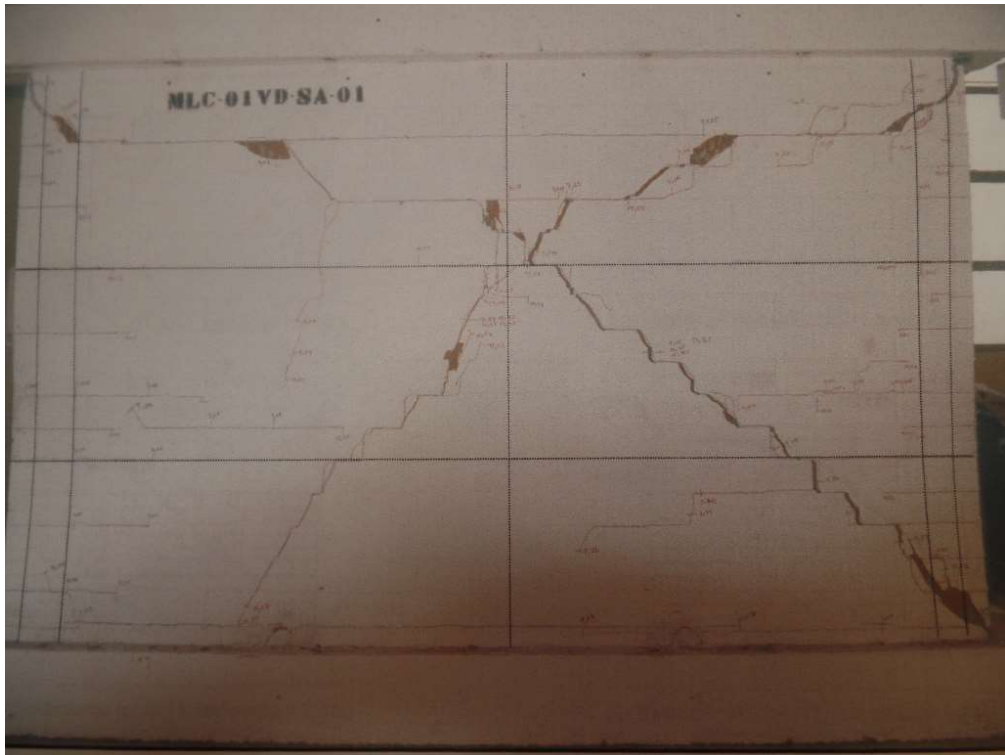


Figura 0.11. Muro 37, MLC-01VD-SA01 (Sierra, 2002).

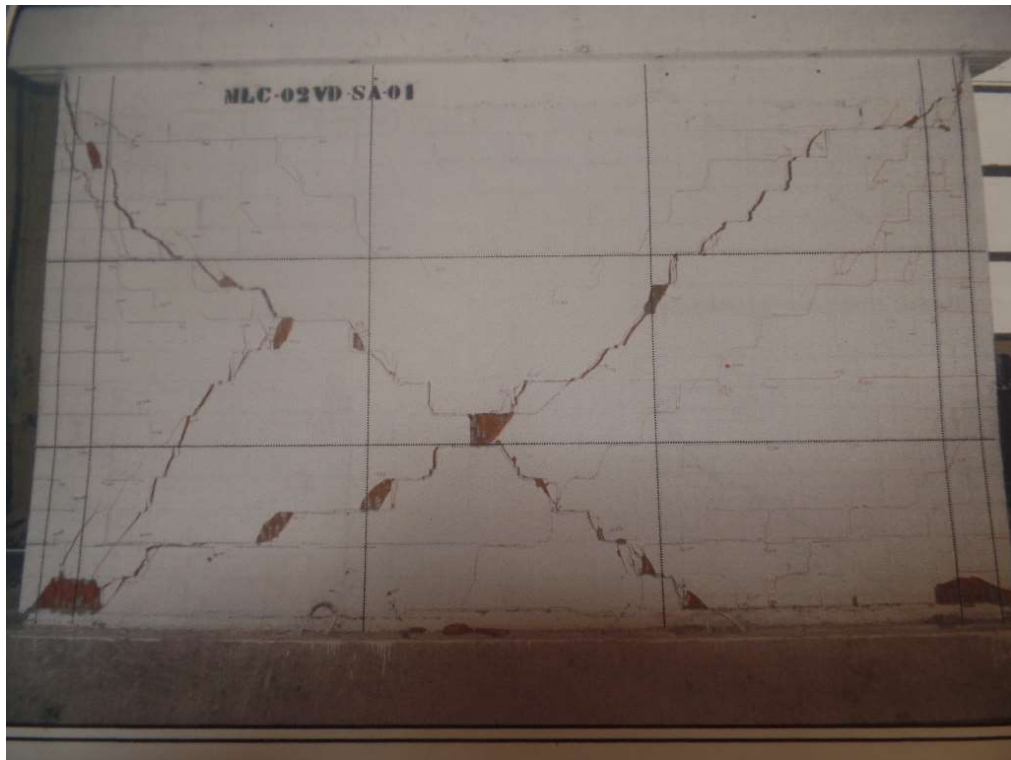


Figura 0.12. Muro 38, MLC-02VD-SA01 (Sierra, 2002).

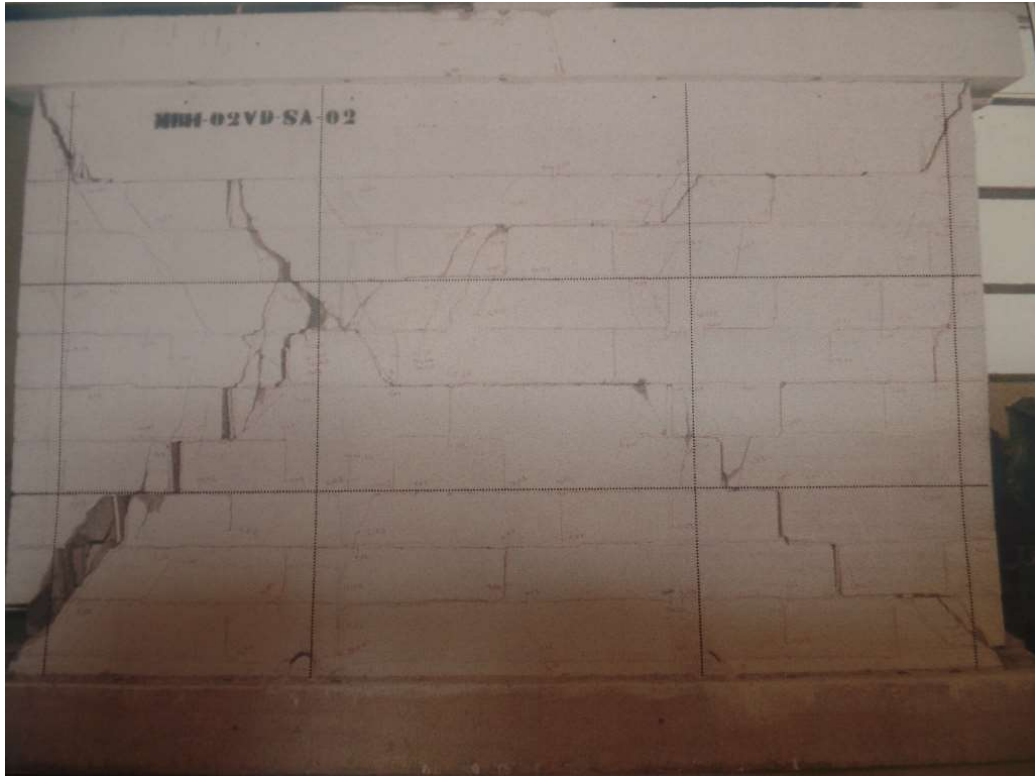


Figura 0.13. Muro 39, MLC-02VD-SA02 (Sierra, 2002).

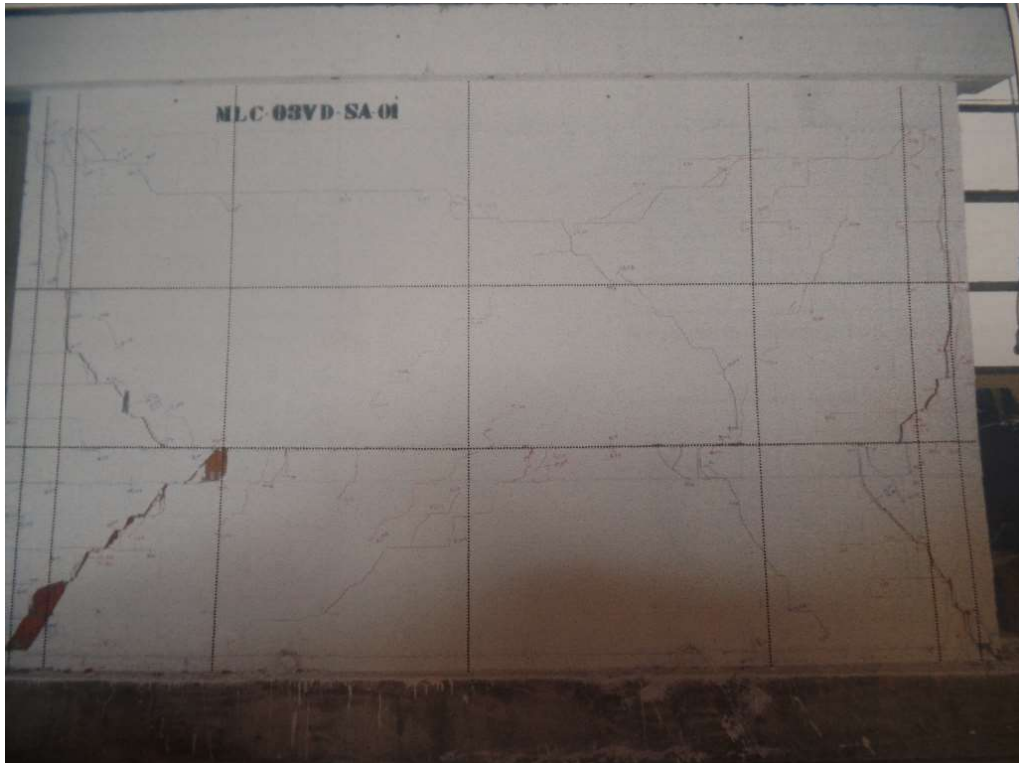


Figura 0.14. Muro 40, MLC-03VD-SA01 (Sierra, 2002).



Figura 0.15. Muro 41, MLC-03VD-SA02 (Sierra, 2002).

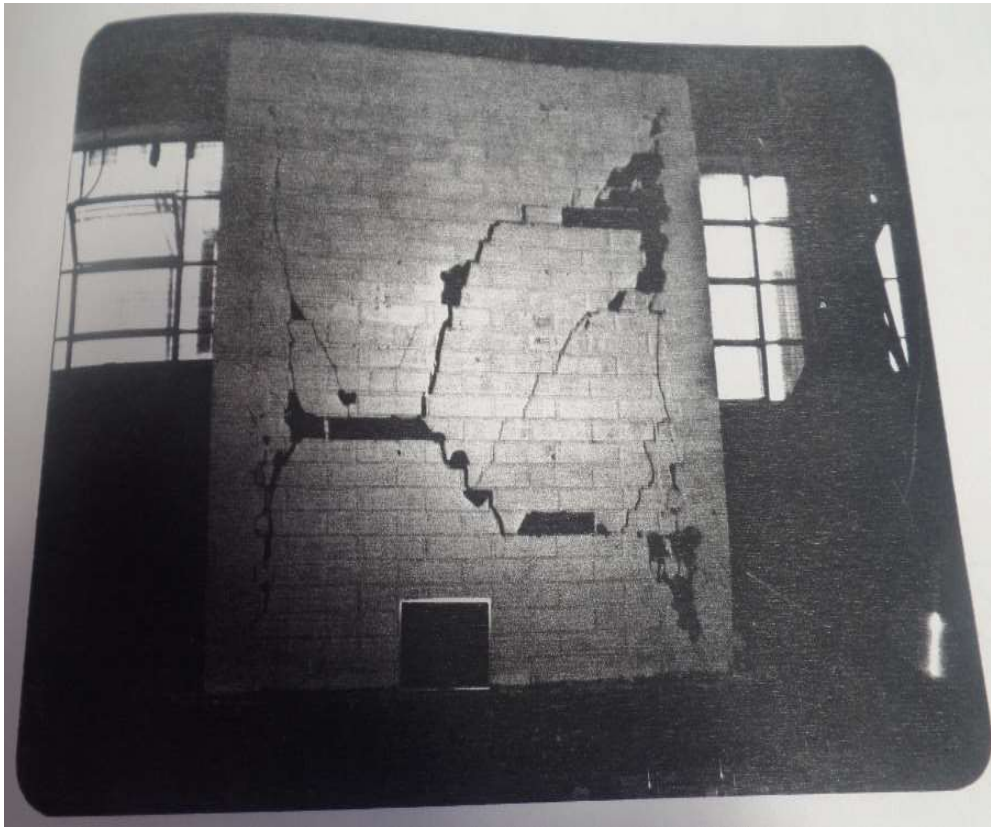


Figura 0.16. Muro 42, MRG1 (Diez, 1987).

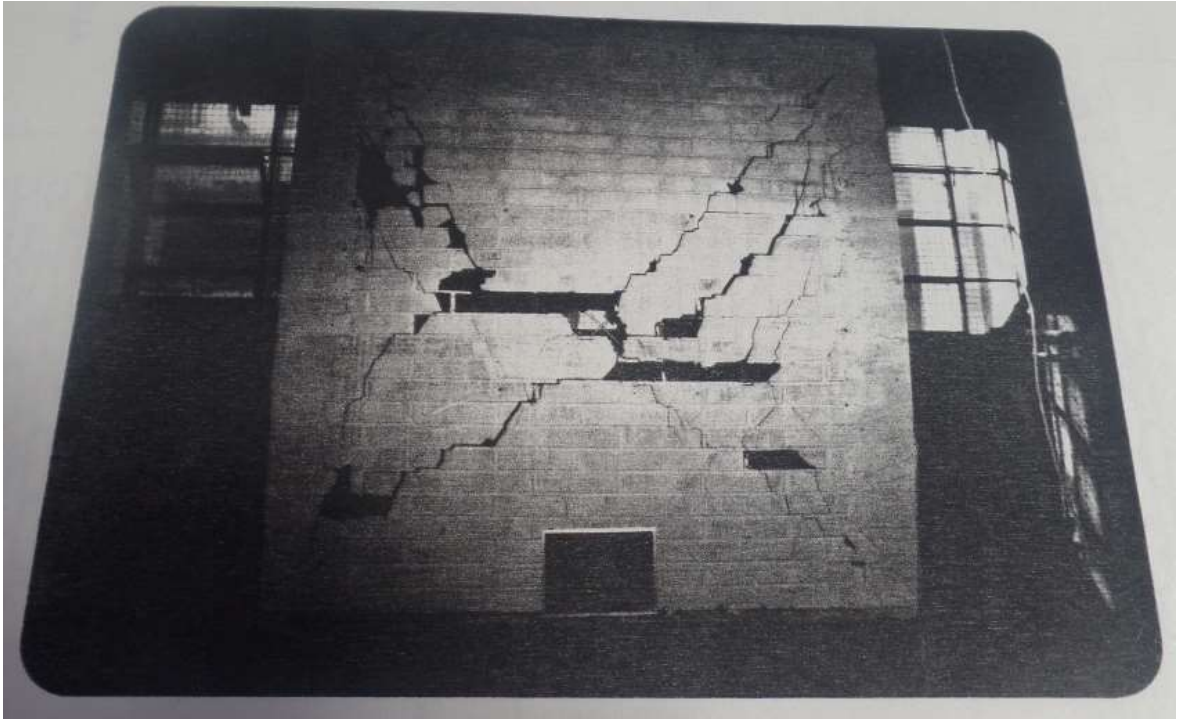


Figura 0.17. Muro 43, MRG2 (Diez, 1987).

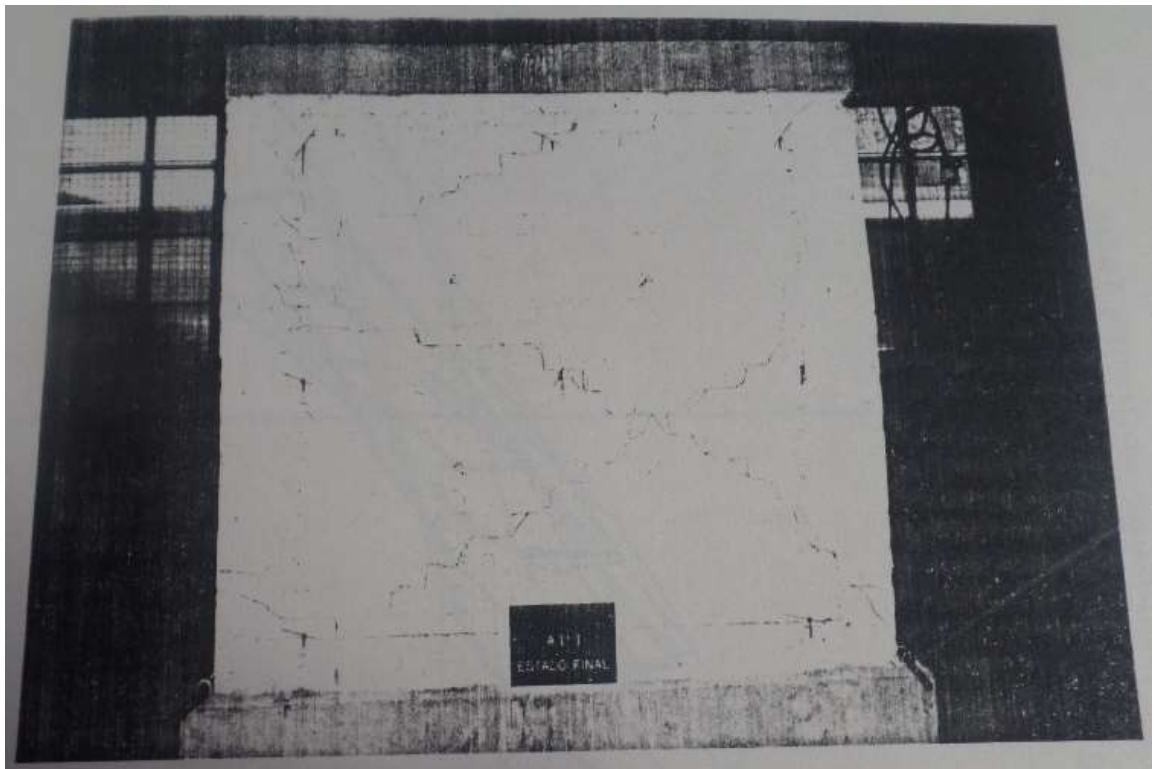


Figura 0.18. Muro 44, A11 (Herrera, 1992).

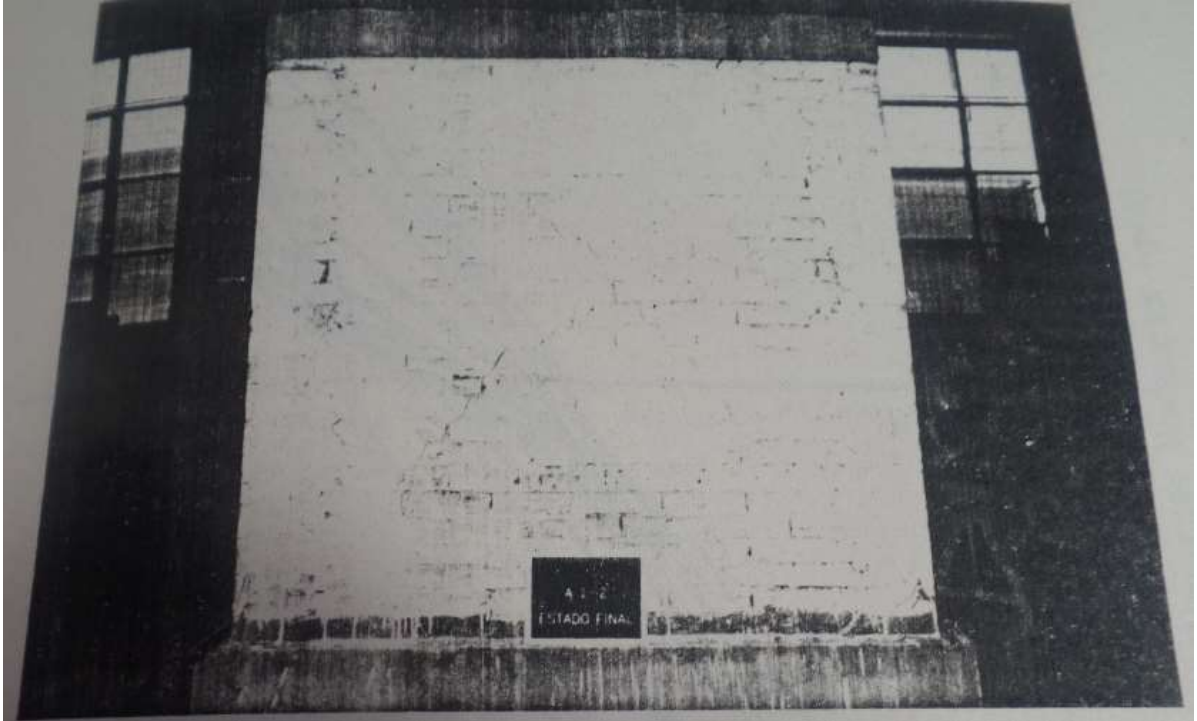


Figura 0.19. Muro 45, A12 (Herrera, 1992).

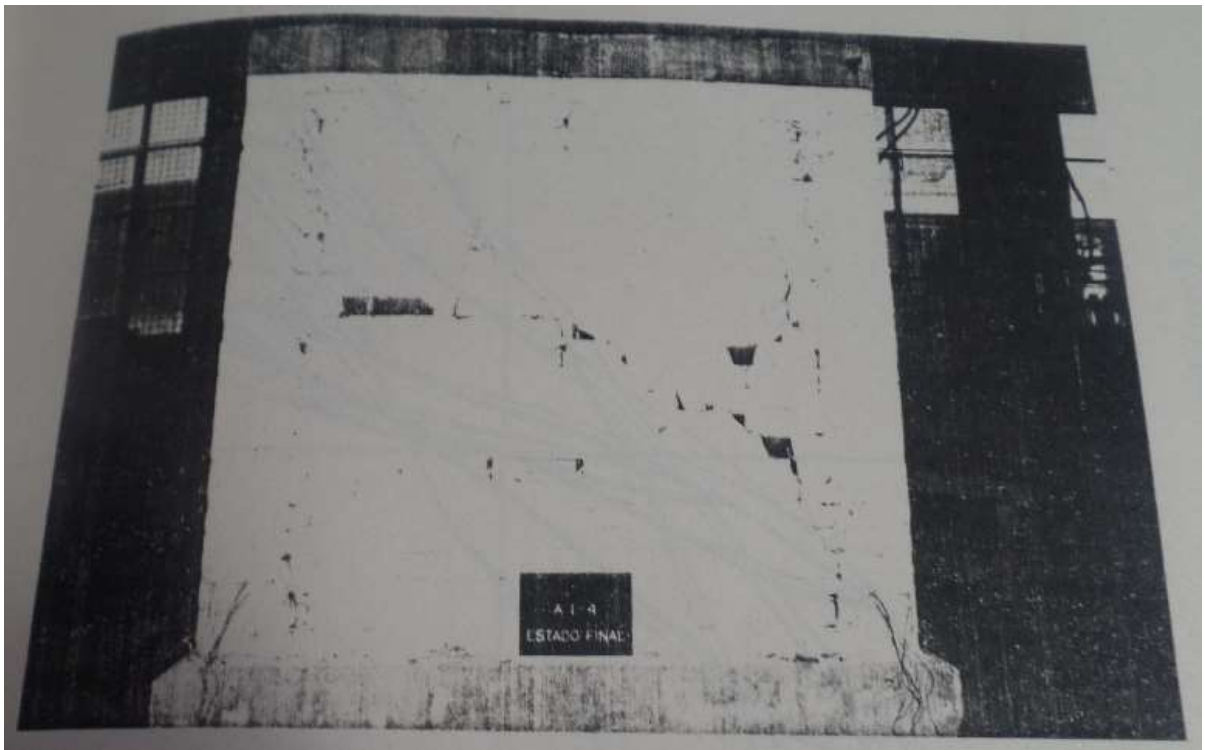


Figura 0.20. Muro 46, A14 (Herrera, 1992).

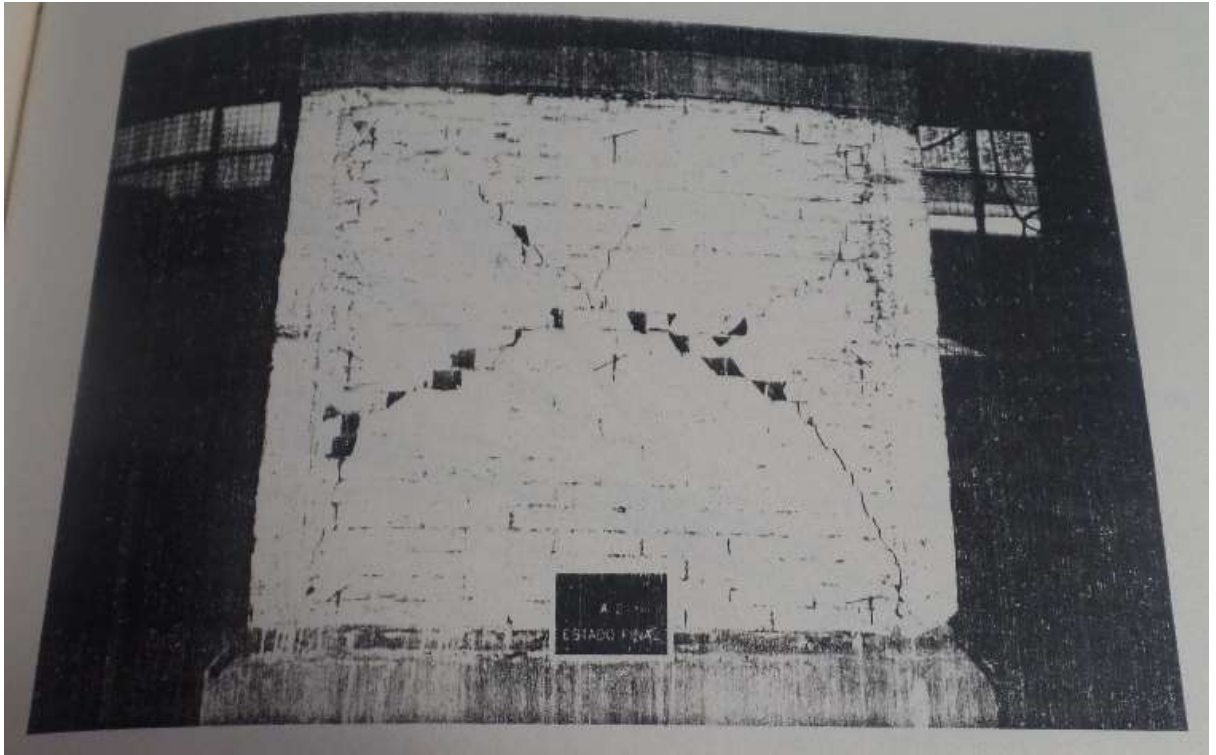


Figura 0.21. Muro 47, A2 (Herrera, 1992).



Figura 0.22. Muro 48, C11 (Muñoz, 1992).



Figura 0.23. Muro 49, C12 (Muñoz, 1992).

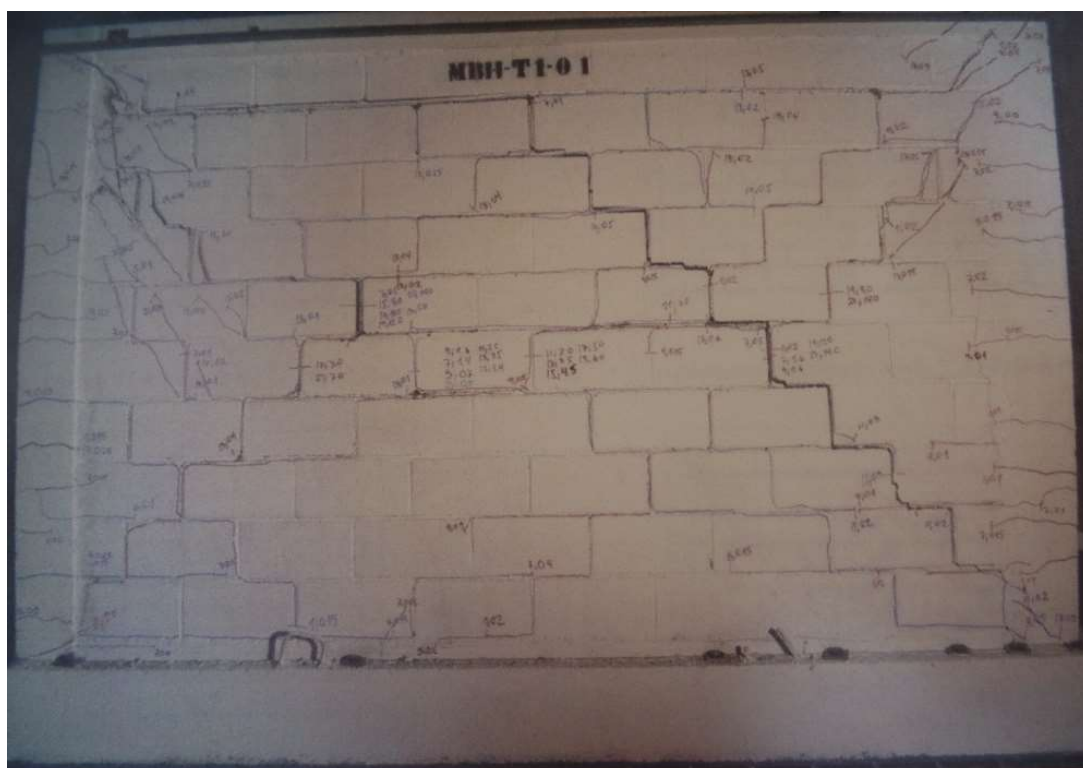


Figura 0.24. Muro 50, MBH-T1-01 (Ogaz, 2004).

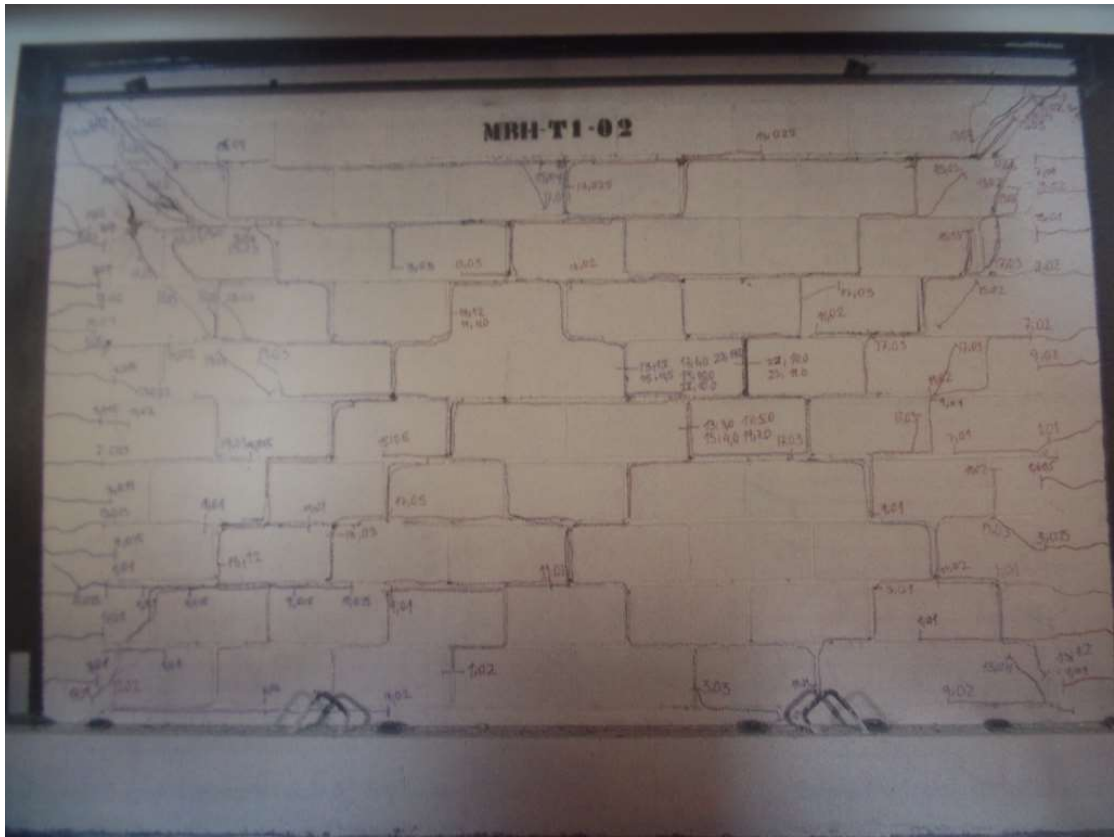


Figura 0.25. Muro 51, MBH-T1-02 (Ogaz, 2004).

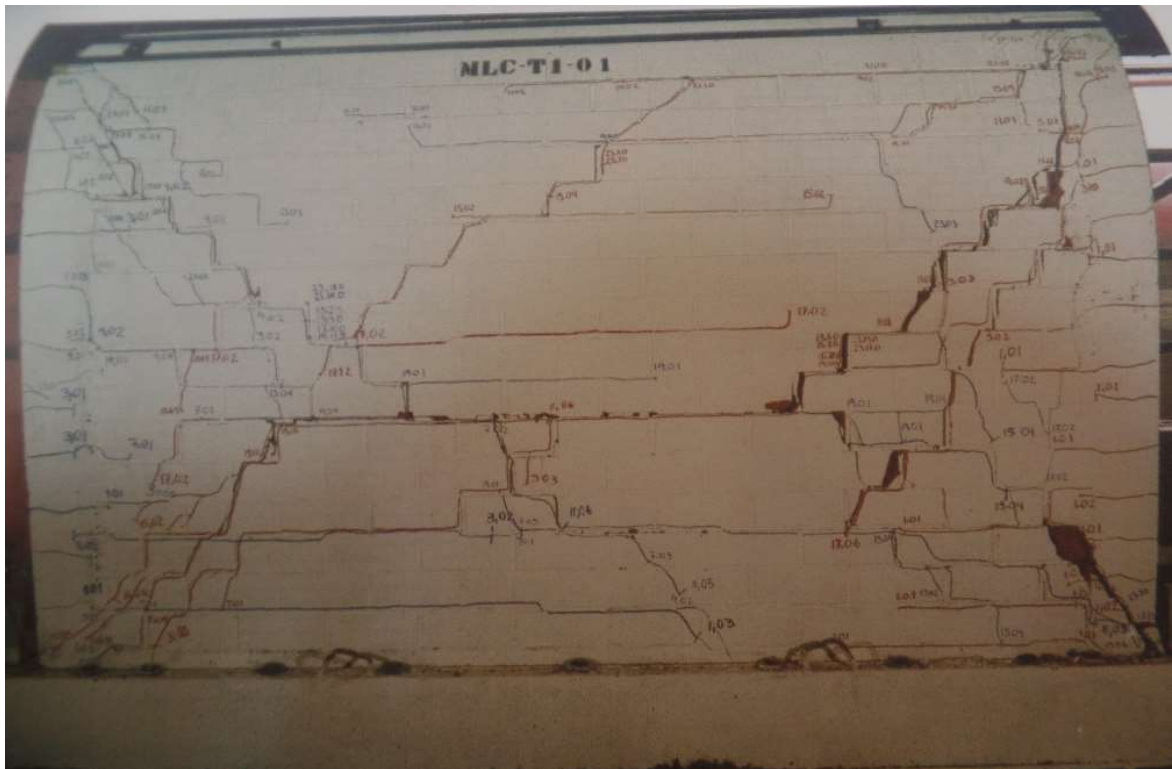


Figura 0.26. Muro 52, MLC-T1-01 (Ogaz, 2004).

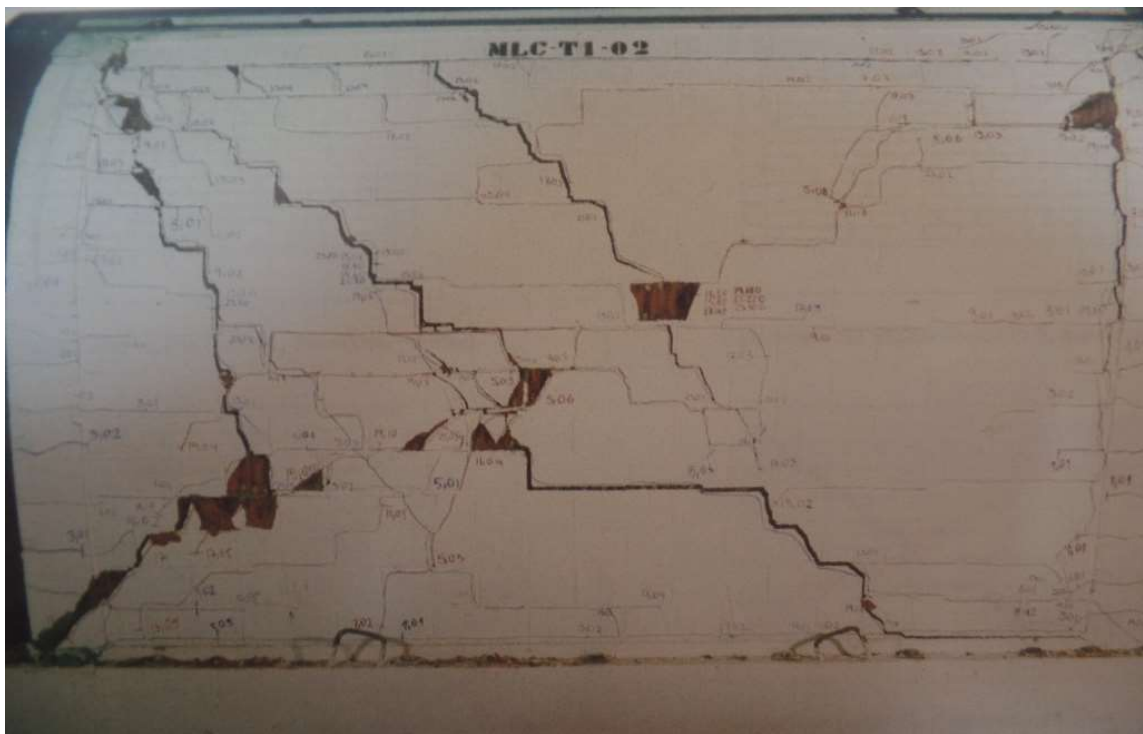


Figura 0.27.Muro 53, MLC-T1-02 (Ogaz, 2004).