

UNIVERSIDAD DE CUENCA



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“PROPUESTA DE MODELO PARA ANÁLISIS PUSHOVER DE PAREDES
CONFINADAS.”**

Trabajo de titulación
previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil.

AUTORES:

FRANKLIN ANDRÉS GUAMÁN PINTADO.

CI: 0106723448

ERIKA GABRIELA ORTEGA GUAMÁN.

CI: 0301689162

DIRECTOR:

ING. JUAN CARLOS JIMÉNEZ PACHECO, PhD.

CI: 0102260965

CUENCA – ECUADOR

MAYO DEL 2018



RESUMEN

Cuenca es una ciudad que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, con una gran cantidad de casas patrimoniales construidas con la tipología de mampostería confinada (MC). Las paredes de MC comúnmente están construidas de unidades de ladrillo unidas por mortero de cemento, confinados con columnas y vigas de hormigón armado (HA) realizadas *in situ*.

Existe una amplia variedad de técnicas de modelización desarrolladas para el análisis de este tipo de estructuras, con diferentes grados de refinamiento y precisión. En base a las investigaciones realizadas referentes a las técnicas de modelización, se optó por los macromodelos, los cuales son de fácil de aplicación y no requieren un costo computacional muy elevado si los comparamos con los micromodelos. Este trabajo se centró en la implementación de un macromodelo propuesto por Torrisi (2012), para el caso de paredes de MC llenas, el cual fue diseñado bajo las consideraciones del modelo de diagonal equivalente constituido por tres diagonales a compresión, y así representar el comportamiento de la pared de mampostería y el comportamiento de los elementos confinantes, cuando es sometida a cargas laterales.

El programa Ruaumoko fue la herramienta utilizada para la modelización y análisis pushover, obteniéndose resultados satisfactorios en cuanto a rigidez inicial y capacidad máxima de las paredes ensayadas.

Palabras claves: mampostería confinada, Ruaumoko, diagonal equivalente, pushover, histéresis.



ABSTRACT

Cuenca is a city located in an area of high seismic risk, with a large number of heritage houses built with the type of confined masonry (CM). CM walls are commonly constructed of brick units joined by cement mortar, confined with columns and reinforced concrete beams (RC) made in situ.

There is a wide variety of modeling techniques developed for the analysis of this type of structures, with different degrees of refinement and precision. Based on the research carried out regarding the modeling techniques, macromodels were chosen, which are easy to apply and do not require a very high computational cost when compared with micromodels. This work is focused on the implementation of a macromodel proposed by Torrisi (2012), for the case of full CM walls, which was designed under the considerations of the equivalent diagonal model constituted by three compression diagonals, and thus represent the behavior of the masonry wall and the behavior of the confining elements, when subjected to lateral loads. The Ruaumoko program was the tool used for modeling and pushover analysis, obtaining satisfactory results in terms of initial rigidity and maximum capacity of the walls tested.

Keywords: confined masonry, Ruaumoko, equivalent diagonal, pushover, hysteresis.



ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	24
1.1. Generalidades.....	24
1.2. Objetivos generales y específicos	25
1.3. Importancia del tema	25
1.4. Alcance.....	26
2. MAMPOSTERÍA: RASGOS TIPOLOGICOS Y MODOS DE FALLA	27
2.1. Tipos de construcciones de mampostería.....	27
2.1.1. Mampostería no Reforzada (MNR).....	27
2.1.2. Mampostería Confinada (MC).....	28
2.1.3. Mampostería Reforzada (MR)	29
2.1.4. Marcos de HA rellenos con muros de mampostería (MRM)	30
2.2. Materiales usados en construcciones de mampostería.....	31
2.3. Modos de falla en paredes de MC.....	31
2.3.1. Fallas en el panel de mampostería	33
2.3.2. Fallas en el marco de HA.....	38
3. MODELIZACIÓN DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA	40
3.1. Métodos de modelización para paredes de MC	40
3.1.1. Modelos simples.	41
3.1.2. Macromodelos	44
3.1.3. Micromodelos	46
3.2. Modelo implementado: definición de elementos.....	48
3.2.1. Elemento viga-columna para análisis de elementos confinantes	49
3.2.2. Elemento para el panel de mampostería	58
3.3. Definición de los parámetros	62
3.3.1. Fallas consideradas en el análisis para MC.....	62
3.3.2. Envolvente de corte para elementos de hormigón armado	67



3.3.3.	Macromodelo panel: ancho efectivo de diagonales y distribución de áreas	71
3.3.4.	Reglas de histéresis.....	75
3.4.	Paredes de MC con aberturas.....	81
3.4.1.	Ensayo experimental para la obtención del factor de reducción.....	81
3.4.2.	Comportamiento paredes con aberturas	83
3.4.3.	Reducción de resistencia lateral: factor de reducción.....	84
3.4.4.	Implementación en paredes de MC	85
4.	VALIDACIÓN DE MODELOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	87
4.1.	Ruaumoko - 2D: Programa de modelización y análisis.....	87
4.2.	Ejemplos de aplicación.....	88
4.2.1.	Paredes de MC llenas.....	88
4.2.2.	Paredes de MC con aberturas	94
4.3.	Resultados	97
4.3.1.	Paredes de MC llenas.....	97
4.3.2.	Paredes de MC con aberturas	100
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	103
5.1.	Conclusiones.....	103
5.2.	Recomendaciones.....	106
6.	BIBLIOGRAFÍA	107



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Edificación de MNR en construcción (tomado de Çitiloğlu, 2016).....	27
Figura 2. Construcción de paredes de MC (tomado de Brzev, 2007)	28
Figura 3. Elementos de una edificación de MC (tomado de Brzev, 2007).....	29
Figura 4. Colocación del refuerzo en mampostería a) verticalmente dentro de las unidades huecas, b) horizontalmente en las juntas de mortero (tomado de Çitiloğlu, 2016).....	30
Figura 5. Construcción de marco de HA (tomado de Brzev, 2007).....	30
Figura 6. Modos de falla observados en el panel de mampostería (adaptado de Crisafulli, 1997).....	32
Figura 7. Modalidades de agrietamiento diagonal: a) directo; b) escalonado (tomado de guassi et al 2012).....	33
Figura 8. Tracción por corte (tomado de Crisafulli, 1997)	34
Figura 9. Falla por agrietamiento escalonado (tomado de Crisafulli, 1997)	35
Figura 10. Aplastamiento en las esquinas y compresión diagonal en el panel de mampostería	36
Figura 11. Falla a flexión en un muro de mampostería confinada (tomado de Zabala, 2004)	37
Figura 12. Falla a flexión con aplastamiento de la mampostería (tomado de Crisafulli, 1997)	37
Figura 13. Fallo del pórtico debido a alargamiento en los miembros (tomado de Crisafulli 1997)	39
Figura 14. Falla en la unión viga-columna (tomado de Crisafulli, 1997).....	39
Figura 15. Fallo de corte en columna (tomado de Crisafulli, 1997).....	40
Figura 16. Sección transversal del muro, (a) Sección rectangular (b) Sección trasformada (tomado de Lang., et al., 2014).....	42
Figura 17. Definición de elementos modelo muro Columna Ancha (tomado de Wilson, 1998).....	43
Figura 18. Modelo muro mampostería confinada con el método de columna ancha (tomada de Taveras, 2008).....	44
Figura 19. Modelo puntal-tensor para muros de mampostería (tomado de Lang., et al., 2014).....	45
Figura 20. Modelo de tres puntales en compresión equivalentes para muros de MC (tomado de Chrysostomou, 1991).....	46
Figura 21. Modelo de muro en elementos finitos tipo área (tomado de Wilson, 1998)	47
Figura 22. Modelo muro MC con EF tipo área y tipo barra.	48
Figura 23. Elemento viga-columna propuesto por Torrasi (2012): Esquema general.	50
Figura 24. Elemento viga-columna a) Ejes locales y globales, b) Grados de libertad (tomado de Torrasi, 2012)	51
Figura 25. Componentes del Subelemento SE1 (adaptado de Torrasi, 2012)	52
Figura 26. Grados de libertad internos y externos del subelemento SE1 (tomado de Torrasi, 2012)	52
Figura 27: Matriz de Rigidez K_C del subelemento SE1, sin condensar (tomado de Torrasi, 2012)	55
Figura 28: Grados de libertad obtenidos de la condensación.	57
Figura 29: matriz de rigidez global del macroelemento columna (tomado de Torrasi, 2012).....	58
Figura 30: Modelación de paredes de mampostería a) una diagonal a compresión b) dos diagonales a compresión (tomado de Crisafulli & Athol, 2009)	59
Figura 31. Macropanel propuesto por Torrasi (2012).....	60
Figura 32. Detalle de diagonal típica (tomado de Torrasi, 2012).....	61



Figura 33. Panel de mampostería sometido a corte puro (tomado de Torrisi, 2012)	64
Figura 34. Panel de mampostería y estado tensional a) panel y juntas de mortero, b) espacio de tensiones normales, c) estado de tensiones principales (tomado de Torrisi, 2012).....	64
Figura 35. Malla de elementos finitos para nueva teoría realizada por Torrisi, (2012).....	65
Figura 36. Deformada del panel modelado; izquierda: para el caso de la consideración de las juntas verticales; Derecha: para el caso de la no consideración de las juntas verticales (tomado de Torrisi, 2012).....	65
Figura 37. Esfuerzos involucrados en la resistencia a corte (tomado de Jiménez Pérez, 1978)	68
Figura 38. Envoltente de corte Modificada por Torrisi, 2012.	69
Figura 39. Modelo histerético de Takeda: Envoltente de Flexión (tomado de Torrisi, 2012).....	76
Figura 40. Modelo histerético con pinching: Envoltente de corte (tomado de Torrisi, 2012)	77
Figura 41. Modelo histerético bilineal: Envoltente Axial (tomado de Torrisi, 2012)	78
Figura 42. Esquema general implementado en Ruaumoko de los elementos confinantes, reglas de histéresis empleadas disponibles en el catálogo de Ruaumoko	79
Figura 43. Modelo histerético propuesto por Crisafulli (1997) para las diagonales de mampostería.	80
Figura 44. Puntos de contacto de pared de mampostería (tomado de Asteris, 2011)	82
Figura 45. Puntos de contacto superpuestos en pared de mampostería (tomado de Asteris, 2011).....	83
Figura 46. Factor de reducción de la rigidez en relación con el porcentaje de abertura (tomado de Asteris 2011)....	85
Figura 47. Modelo de tres diagonales; a) ancho de la diagonal en una biela de compresión; b) modelo de tres diagonales de compresión.	86
Figura 48. Miembros tipo resorte (adaptado de Carr, 2007)	88
Figura 49. Pared confinada ensayada por Torrisi (2012).	89
Figura 50. Curva esfuerzo-deformación obtenida del ensayo experimental (adaptada de Mehrabi, et al., 1994)	91
Figura 51. Patrón de fallas obtenido del ensayo experimental (tomado de Mehrabi, et al., 1994).....	91
Figura 52. Pared confinada ensayada (tomado de Okail, et al., 2014)	92
Figura 53. Curva esfuerzo-deformacion obtenida del ensayo experimental (adaptada de Okail, et al.,2012)	93
Figura 54. Patrón de fallas para pared llena obtenido del ensayo experimental (tomado de Okail, et al.,2012).....	94
Figura 55. Propiedades geométricas, caso pared con abertura ventana (tomado de Okail et al., 2014).	95
Figura 56. Propiedades geométricas, caso pared con abertura puerta (tomado de Okail et al., 2014).	96
Figura 57. Contrastación de las curva pushover obtenida: caso pared llena	98
Figura 58. Contrastación de la cuerva pushover obtenida: caso pared llena.....	99
Figura 59. Contrastación de la cuerva pushover obtenida: caso abertura ventana	101
Figura 60. Contrastación de la cuerva pushover obtenida: caso abertura puerta.....	102



ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Distribución de las áreas del caso 1	90
Tabla 2. Reducción por abertura de ventana.....	96
Tabla 3. Reducción por abertura de puerta	97



ANEXOS

Anexo 1. Esquema de la estructura presentada en Ruaumoko. Caso: Torrasi (2012).....	110
Anexo 2. Esquema de la estructura presentada en Ruaumoko. Caso: Okal et al., (2014).....	111
Anexo 3. Fichero de ingreso de datos para análisis de pushover. Caso: Torrasi (2012).....	111
Anexo 4. Fichero de ingreso de datos para análisis de pushover. Caso: Okal et al., (2012).....	114



ACRÓNIMOS

HA: Hormigón armado

MC: Mampostería confinada

MCA: Método de columna ancha

MEF: Método de elementos finitos

MNR: Mampostería no reforzada

MR: Mampostería reforzada

MRM: Marco relleno con muros de mampostería

NOTACIÓN

- a_w : Porcentaje de abertura.
- b : Altura del mampuesto. Ancho de la sección de elementos confinantes.
- c : Coseno del ángulo.
- c_G : Recubrimiento de hormigón.
- d : Largo del mampuesto. Altura efectiva de la sección de elementos confinantes.
- f'_c : Resistencia característica del hormigón a compresión.
- f_1 : Tensión principales mínima de compresión.
- f_{ci} : Flexibilidad de corte.
- $f_{m\theta}$: Falla de desplazamiento de las juntas verticales de mortero.
- f_{si} : Flexibilidad de flexión.
- f_{tE} : Resistencia característica del mampuesto a tracción.
- f_y : Tensión de fluencia del acero.
- h : Altura de un panel de mampostería. Altura de la sección transversal de elementos confinantes.
- j : Espesor de la junta de mortero en un panel de mampostería.
- k : Coeficiente usado en la teoría de falla para mampostería.
- k_{sp} : Rigidez de corte post agrietamiento.
- l_v : Luz libre de la viga.
- r_f : Factor bilineal para flexión.



- p_i : Factor bilineal para corte.
- s : Seno de un Angulo. Ancho de la junta vertical de mortero.
- t : Espesor de un panel de mampostería.
- u : Vector de desplazamientos nodales en un elemento.
- y : Coeficiente de la teoría de falla para mampostería.
- w_0 : Ancho de la diagonal equivalente de mampostería.
- z_c, z_v : Longitudes de la zona de contacto entre el panel de mampostería-columnas y entre el panel-vigas, respectivamente.
- A : Área total de corte vertical en un panel de mampostería. Área de la sección transversal de un elemento.
- A_c : Área transversal de corte de un elemento columna.
- A_{di} : Área de cada diagonal de compresión.
- A_m : Área transversal del panel de mampostería.
- A_v : Área transversal del refuerzo transversal
- C_s : Coeficiente de variaciones de las tenciones de corte.
- C_n : Coeficiente de variación de las tensiones normales.
- E : Módulo de elasticidad de un elemento.
- E_b : Módulo de elasticidad del mampuesto.
- E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.
- E_j : Módulo de elasticidad del mortero en la junta.
- E_m : Módulo de elasticidad del mampuesto.
- E_{mt} : Módulo de elasticidad tangente instantáneo



- E_s : Módulo de elasticidad del acero.
- G : Módulo de corte de un elemento.
- G_m : Módulo de corte de mampostería.
- H : Altura del muro de mampostería.
- I_c : Momento de inercia de la columna.
- I_v : Momento de inercia de la viga.
- I : Momento de inercia de una sección.
- K_d : Matriz con grados de libertad ordenados para condensar.
- $K1, K2$: Matriz de rigidez de cada diagonal en coordenadas locales.
- K_v : Matriz de rigidez de un resorte.
- K_{ax} : Rigidez axial del resorte.
- K_y : Rigidez a corte del resorte.
- K_θ : Rigidez rotacional del resorte.
- L : Longitud de un muro de mampostería. Longitud de un elemento.
- L_1, L_2 : Longitud de tramos de un elemento.
- L_{cr} : Longitud sometida a corte.
- L_d : Longitud de la diagonal comprimida de mampostería.
- L_{di} : Longitud de cada diagonal comprimida de mampostería.
- L_r : Longitud de rotula plástica.
- L_f : Longitud de tramos de un elemento.
- M : Momento flector de una sección.



- N : Esfuerzo normal en una sección o elemento.
- S : Coeficiente de la teoría de falla para mampuesto.
- T : Matriz de rotación para una barra.
- V_g : Esfuerzo de corte provisto por los estribos.
- V_{cr} : Esfuerzo de corte de agrietamiento.
- V_d : Tensión de corte por efecto de dovela.
- V_F : Esfuerzo de corte provisto por la carga axial.
- V_s : Esfuerzo de corte provisto por los estribos.
- V_u : Esfuerzo de corte último en una sección.
- α : Coeficiente de participación de las juntas verticales. Coeficiente para calcular la tensión limite en una grieta. Factor de ancho de biela.
- β : Coeficiente para calcular la tensión limite en una grieta. Factor de distribución de áreas de biela.
- ϵ : Deformación principal de tracción.
- χ : Coeficiente de la teoría de falla para mampostería.
- δ : Relación entre la tensión principal para mampostería.
- ϕ_L : Diámetro de la armadura longitudinal.
- γ_{cr} : Distorsión de corte para la fluencia.
- γ_u : Distorsión máxima por corte.
- γ_y : Distorsión de corte para la fluencia.
- η : Coeficiente bilineal para fuerza axial.
- φ : Coeficiente de la teoría de falla para mampostería.

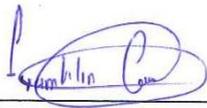


- λ^d : Factor de reducción de ancho para diagonal de compresión.
- λ : Coeficiente de la teoría de falla para mampostería. Coeficiente de la rigidez relativa entre encadenados y panel. Coeficiente de rigidez relativa para barras de acero embebidas en hormigón.
- λ_c, λ_v : Coeficiente de rigidez relativa entre encadenado y panel para vigas y columnas, respectivamente.
- θ : Angulo de inclinación de una fisura. Angulo de inclinación de la diagonal de mampostería. Angulo de las tensiones.
- ρ_v : Cuantía de acero de refuerzo transversal.
- ρ_L : Cuantía de acero de barras longitudinales.
- τ_0 : Tensión de adherencia en la mampostería.
- ω : Coeficiente de la teoría de falla para mampostería. Apertura de una grieta.
- ψ : Coeficiente de la teoría de falla para mampostería. Coeficiente para calcular la envolvente de corte.
- ζ : Coeficiente de apoyo para calcular el ángulo de la grieta de corte.

Cláusula de Propiedad Intelectual

Franklin Andrés Guamán Pintado, autor del trabajo de titulación **“PROPUESTA DE MODELO PARA ANÁLISIS PUSHOVER DE PAREDES CONFINADAS.”**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, mayo de 2018



Franklin Andrés Guamán Pintado

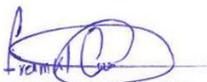
C.I: 0106723448

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Franklin Andrés Guamán Pintado en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "**PROPUESTA DE MODELO PARA ANÁLISIS PUSHOVER DE PAREDES CONFINADAS.**", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, mayo de 2018



Franklin Andrés Guamán Pintado

C.I: 0106723448

Cláusula de Propiedad Intelectual

Erika Gabriela Ortega Guamán, autora del trabajo de titulación **“PROPUESTA DE MODELO PARA ANÁLISIS PUSHOVER DE PAREDES CONFINADAS.”**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, mayo de 2018



Erika Gabriela Ortega Guamán

C.I: 0301689162

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Erika Gabriela Ortega Guamán en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "**PROPUESTA DE MODELO PARA ANÁLISIS PUSHOVER DE PAREDES CONFINADAS.**", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, mayo de 2018



Erika Gabriela Ortega Guamán

C.I: 0301689162



DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va dedicado a toda mi familia, quienes llevo en mi corazón con mucho amor y cariño, ellos han sido la guía y el camino para poder llegar a este punto de mi carrera, quienes, con su ejemplo, dedicación y sus palabras de aliento nunca dejaron que me rindiera. A mi padre, quien me enseñó el valor del trabajo duro.

Franklin Guamán P.



DEDICATORIA

Por su inmenso amor, apoyo y paciencia este trabajado está dedicado a toda mi familia, especialmente a mi abuelita Alejandrina (†), a mis tías Rosi e Isabel, que han sido un ejemplo de lucha y perseverancia para alcanzar las metas que me he propuesto. De igual manera dedico a mis hermanos Oscar y John, por ser guías y pilares de mi vida.

Erika Ortega.



AGRADECIMIENTO

A mis padres, los cuales se han preocupado por mí en todo momento y me han impulsado a seguir adelante.

Un agradecimiento especial a mi madre Rosario, a mi Tía Carmen, a mis hermanas Marcia y Tania, quienes me ha apoyado desde niño, a pesar de tantas equivocaciones jamás dejaron de creer en mí.

A mi abuelita Ana (†), por siempre estar a mi lado, por brindarme su cariño y comprensión.

Al Ingeniero Juan Jiménez PhD director de la Red Sísmica del Austro, por la confianza y el apoyo brindado durante el desarrollo de este trabajo.

A todos mis amigos y compañeros que han sido participes activos en mi vida.

Franklin Guamán P.



AGRADECIMIENTO

Agradezco de manera especial a nuestro tutor Ing. Juan Jiménez por su entrega, orientación y motivación brindada.

De igual manera agradezco a la Universidad de Cuenca y a sus docentes por los conocimientos impartidos durante mis años de estudio.

Erika Ortega.



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Las edificaciones de mampostería confinada (MC) consisten en muros de mampostería no reforzada (MNR) que soportan cargas gravitacionales y laterales, comúnmente están construidos de unidades de arcilla y mortero de cemento, confinados con columnas verticales de hormigón armado (HA) realizadas *in situ*. Estas columnas de confinamiento se ubican a intervalos regulares y se conectan con vigas horizontales de hormigón armado. Las columnas tienen una sección rectangular cuyas dimensiones normalmente corresponden al espesor de la pared y una profundidad usualmente de 200 mm. De manera similar, el ancho de las vigas es igual al espesor de la pared (Astroza, et al., 2000)

Terremotos pasados han demostrado que, si estas edificaciones se construyen adecuadamente, exhiben una respuesta sísmica adecuada para la prevención de colapsos, representando una buena alternativa en regiones sísmicas donde la mampostería es ampliamente usada. El uso cada vez mayor de estructuras de MC requiere métodos fiables para analizar su respuesta estructural, no solamente para el diseño de una nueva construcción, sino también para la evaluación de edificaciones existentes, con el fin de reducir pérdidas de vidas y pérdidas materiales, asociado con graves daños o fallos estructurales de los terremotos (Lang, et al., 2014)

La tecnología de construcción de la MC es algo similar a la construcción de mampostería reforzada (MR) y los marcos rellenos de mampostería (MRM), sin embargo, las diferencias entre estas tipologías de construcción son significativas en términos de secuencia de construcción, complejidad y rendimiento sísmico (Meli, et al., 2011).

Si bien los criterios de diseño y técnicas de construcción de paredes de MC y MRM son diferentes, autores como Lang, *et al.*, (2014), destacan que la respuesta general de estos sistemas



estructurales sometidos a cargas sísmicas en su plano es un tanto similar, por lo menos en las etapas de carga tempranas, señalando que en ambos casos, el comportamiento es controlado principalmente por la compleja respuesta lineal de los paneles de mampostería y los elementos de HA circundantes.

En el pasado se han realizado trabajos en los que se propone para fines de análisis el uso de tres diagonales equivalentes al muro de relleno pero aplicable solo a MRM (Orduña, 1999), conocida en la literatura como modelo de diagonal equivalente. En este trabajo en particular se hizo la propuesta aplicando tal modelo dirigida a paredes de MC, mediante la implementación en el software Ruaumoko, de un sistema compuesto por macromodelos desarrollados por (Torrise, 2012)

1.2. Objetivos generales y específicos

Objetivo General.

- Probar y validar un esquema de modelización de paredes confinadas simples de ladrillo.

Objetivos específicos.

- Seleccionar críticamente un esquema de modelización para paredes confinadas llenas que es, además, implementable en el programa Ruaumoko.
- Implementar y validar con un ejemplo de la literatura una propuesta del modelo diagonal equivalente para el caso de pared llena, haciendo uso del software Ruaumoko.
- Proponer una solución indirecta de modelización para paredes confinadas con aberturas basados en el modelo de pared confinada llena.

1.3. Importancia del tema

Se ha observado que las estructuras de mampostería pueden colapsar de una manera catastrófica, sin embargo, últimos y recientes terremotos en América Latina mostraron buenos resultados del desempeño de estructuras de mampostería; fueron pocos los casos que tuvieron un pobre



rendimiento de las estructuras confinadas de mampostería, esto se debe a los errores en la construcción, defectos de diseño o deficiencias en los materiales introducidos en el diseño y/o proceso de construcción (Marques, et al., 2013).

Es por eso que la evaluación y desempeño del comportamiento estructural de este tipo de edificaciones toma gran importancia, pues se busca principalmente garantizar la integridad de la vida humana ante la presencia de un movimiento sísmico.

1.4. Alcance

El presente trabajo se centra en implementar y validar un modelo para paredes de MC, basándonos en un documento base realizado por Torrisi (2012), se propone también una solución indirecta para modelar paredes de MC con aberturas basándonos en el modelo de pared llena confinada cuando estas estructuras son sometidas a cargas gravitacionales y a cargas laterales.

Parte del proceso de implementación y validación del modelo propuesto por Torrisi (2012), se basa en definir adecuadamente las propiedades mecánicas y geométricas de las diferentes paredes probadas. Los procesos de obtención de dichos valores, así como las consideraciones asumidas son expuestos a mayor detalle en el Capítulo 3.

Como parte del estudio de paredes de MC, en el presente trabajo se analiza también las paredes cuando poseen aberturas de puertas y ventanas, para lo cual se propone una solución indirecta de modelización basada en el modelo de diagonal equivalente aplicado a paredes de MC llenas.

Para la validación del modelo propuesto, los resultados globales de la curva esfuerzo-deformación, obtenidos en el presente trabajo se contrastan con la curva esfuerzo-deformación obtenidas por diferentes autores, esperando un resultado con buena aproximación para que el modelo tenga validez.

2. MAMPOSTERÍA: RASGOS TIPOLÓGICOS Y MODOS DE FALLA

2.1. Tipos de construcciones de mampostería

Existen diversas maneras de construir con paredes de mampostería, las cuales se describen a continuación.

2.1.1. Mampostería no Reforzada (MNR)

En esta tipología, no hay miembros estructurales verticales (columnas) alrededor de las paredes. Las paredes no están reforzadas, pero algunos códigos de construcción pueden exigir el uso de ataduras de acero o refuerzo en las conexiones de pared. Los pisos pueden ser de madera o de HA. Se deben usar vigas de amarre alrededor de la losa de HA (Çitiloğlu, 2016).

Este tipo de construcción es preferible en regiones de baja sismicidad y para construcciones de 2 a 3 pisos. Las paredes de MNR se construyen mediante uniones de mampostería con mortero en general. La resistencia de la pared depende de las propiedades mecánicas de las unidades de mampostería y del mortero utilizado. Pueden transportar cargas verticales de acuerdo con el material y la calidad de la construcción, pero son más vulnerables a las cargas laterales debido a su naturaleza heterogénea, códigos sísmicos como de Argelia, Perú y Chile no permiten la construcción de MNR. Un edificio típico de MNR se muestra en la **Figura 1**. (Çitiloğlu, 2016).



Figura 1. Edificación de MNR en construcción (tomado de Çitiloğlu, 2016)

2.1.2. Mampostería Confinada (MC)

La construcción de MC consiste en paredes, ya sea unidades de ladrillo de arcilla o unidades de bloque de hormigón, y elementos de confinamiento de HA horizontales (vigas) y verticales (columnas) construidas en los cuatro lados de un panel de pared mampostería (Brzev, 2007), como se puede observar en la *Figura 2*.



Figura 2. Construcción de paredes de MC (tomado de Brzev, 2007)

Los componentes estructurales de una edificación de MC son (*Figura 3*):

- **Paredes de mampostería:** transmiten la carga de gravedad de la losa de arriba hacia abajo hasta la base. Las paredes actúan como paneles de refuerzo que resisten las fuerzas del terremoto horizontal. Las paredes deben estar confinadas por vigas de concreto y columnas de unión para asegurar un funcionamiento satisfactorio del terremoto.
- **Elementos de confinamiento (columnas y vigas de amarre):** proporcionan la sujeción a las paredes de mampostería y protegerlos de la desintegración completa incluso en terremotos de gran magnitud. Estos elementos resisten las cargas gravitacionales y tienen un papel importante en asegurar la estabilidad vertical de un edificio terremoto.
- **Losas:** transmiten las cargas laterales y de gravedad a las paredes. En un terremoto las losas se comportan como vigas horizontales y se llaman diafragmas.

- **Banda plinto:** transmite la carga desde las paredes hasta la cimentación. También protege las paredes de la planta baja de los asentamientos excesivos en suelos blandos.
- **Cimentación:** transmite las cargas de la estructura al suelo.

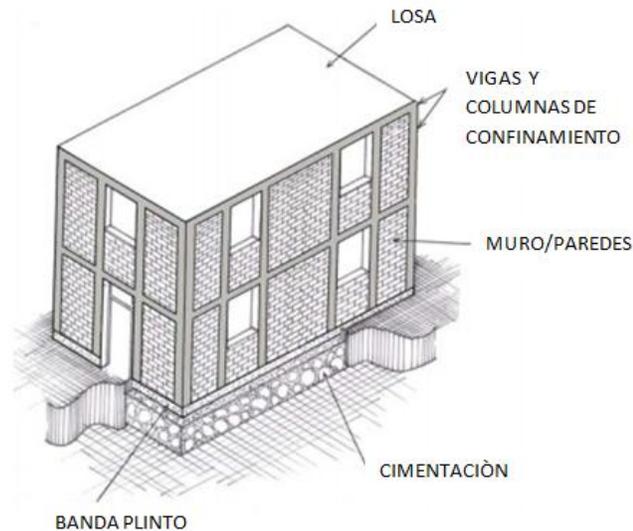


Figura 3. Elementos de una edificación de MC (tomado de Brzev, 2007)

2.1.3. Mampostería Reforzada (MR)

En la construcción de MR, se utilizan métodos de refuerzo de acero o pretensado para fortalecer las paredes de mampostería, columnas y vigas para resistir fuerzas de flexión y corte. La aplicación más común de la construcción MR es colocar barras de refuerzo dentro de las unidades de mampostería huecas y llenarlas con mortero (**Figura 4a.**). El refuerzo también puede ser incrustado en las juntas de mortero horizontal (**Figura 4b.**) (Çitiloğlu, 2016).

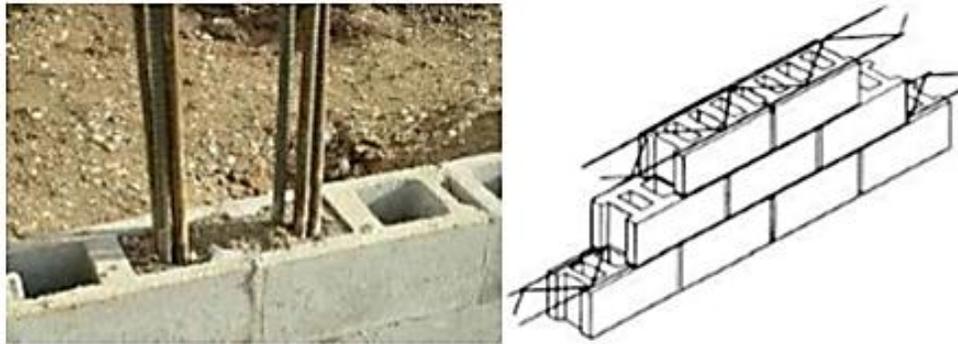


Figura 4. Colocación del refuerzo en mampostería *a)* verticalmente dentro de las unidades huecas, *b)* horizontalmente en las juntas de mortero (tomado de Çitiloğlu, 2016).

2.1.4. Marcos de HA rellenos con muros de mampostería (MRM).

La apariencia de una construcción de MC terminada y la construcción de MRM se parecen, sin embargo, estos dos sistemas de construcción son sustancialmente diferentes. Las principales diferencias están relacionadas con la secuencia de construcción, así como con la forma en que estas estructuras resisten las cargas de gravedad y cargas laterales (Brzev, 2007).

En las edificaciones de MRM, el marco de HA se construye primero, las paredes de mampostería se construyen en una etapa posterior y no están unidas a los miembros del pórtico (**Figura 5**), estas paredes no son estructurales. En general, los elementos de confinamiento tienen dimensiones de sección transversal más pequeñas que las vigas y columnas correspondientes a un edificio de marco relleno.

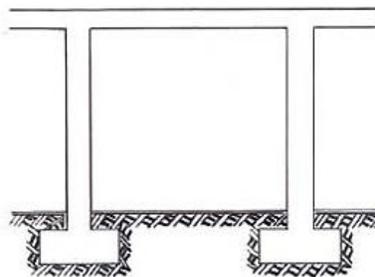


Figura 5. Construcción de marco de HA (tomado de Brzev, 2007)



En cierto modo, el comportamiento de la MC es similar al de MRM, sin embargo, en el caso de MC, las columnas de confinamiento no soportan las cargas de la estructura (Okail, et al., 2014).

2.2. Materiales usados en construcciones de mampostería.

En esta sección se presenta una breve discusión de los materiales usados en las diferentes tipologías de construcciones de mampostería.

➤ Unidad de mampostería.

Las propiedades de materiales de las unidades de mampostería afectan directamente el rendimiento global de los edificios de mampostería en términos de peso total, capacidad de carga y costo de la estructura, las unidades de mampostería deben tener los requisitos de resistencia mínima o relación de espacios vacíos según se define en las especificaciones de cada código nacional (Çitiloğlu, 2016).

➤ Mortero.

Los morteros son mezclas de aglutinantes resultantes de la combinación de arena, agua y material cementante que puede ser cemento, cal o una mezcla de ambos materiales. Sus principales propiedades son la resistencia a la tracción, la elasticidad y la capacidad para evitar la absorción de agua (Sánchez Tizapa, 2009).

Es importante usar mortero con un espesor adecuado para no reducir la resistencia a la compresión de la pared de mampostería. En general, la resistencia a la compresión de la pared se reduce a medida que aumenta el mortero (Çitiloğlu, 2016).

➤ Acero de Refuerzo.

Las barras de refuerzo son usadas para las columnas y vigas de concreto. También son usadas como refuerzo de la mampostería entre o en las unidades de mampuestos.

2.3. Modos de falla en paredes de MC.

En esta sección se presenta todas las fallas a los que están sometidos los paneles de MC frente a cargas laterales.

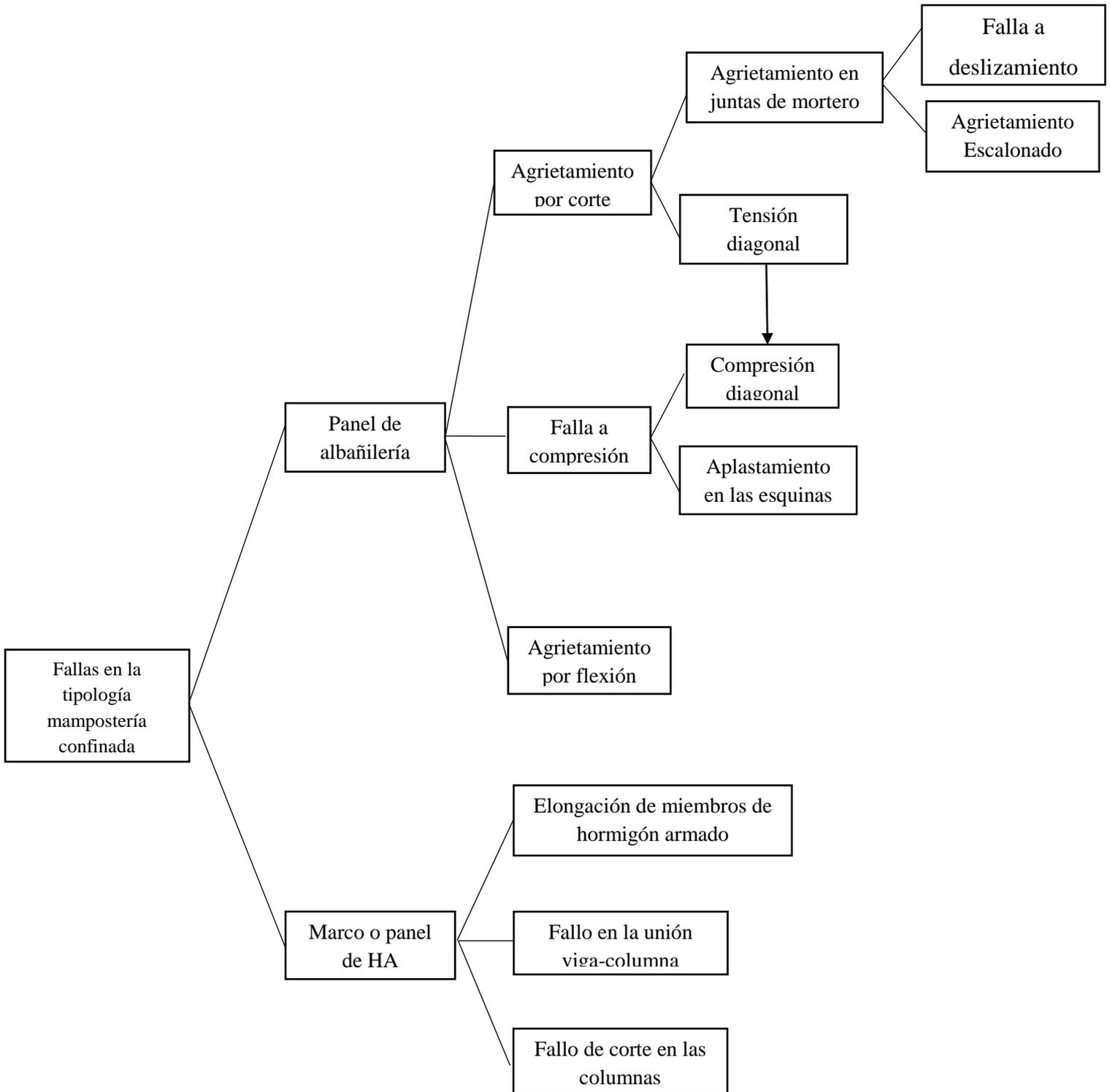


Figura 6. Modos de falla observados en el panel de mampostería (adaptado de Crisafulli, 1997)

2.3.1. Fallas en el panel de mampostería

2.3.1.1. Falla por corte: Agrietamiento Diagonal (*Diagonal cracking*)

Este modo de falta es típico en las paredes de mampostería que están sometida a una combinación de cargas verticales y laterales. Los fenómenos asociados, sean descrito en varios trabajos ((v.g. Magenes y Calvi 1992; Abrams 1992; Anthoine et al. 1995; Magenes y Calvi 1997; Tomazevic 1996, 1999). La característica principal de este modo de falla es que inicia en el centro del panel y se propaga hacia las esquinas donde puede tomar dos formas: (i) agrietamiento directo (*straight cracking*), (ii) agrietamiento escalonado (*stepped cracking*) como se observa en la **Figura 7**. (Jiménez Pacheco, 2016).

El agrietamiento por corte no representa una condición de fallo, debido a que el marco o pórtico circundante restringe el panel agrietado, por lo tanto, la formación de grietas es considerada como un estado límite de servicio. Para la mampostería hueca, el agrietamiento de las unidades puede significar el fallo de la estructura (Crisafulli, 1997).

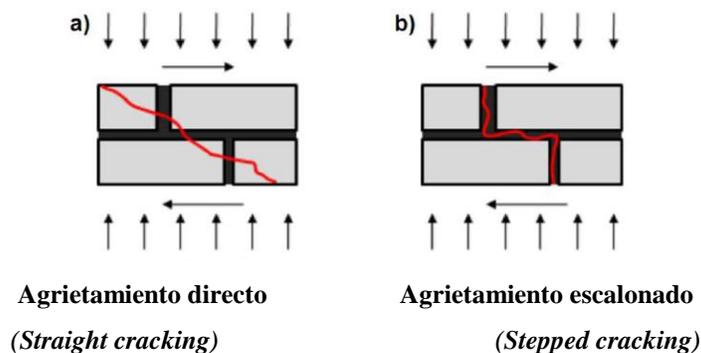


Figura 7. Modalidades de agrietamiento diagonal: **a)** directo; **b)** escalonado (tomado de guiassi et al 2012)

- **Agrietamiento diagonal directo.** El agrietamiento diagonal o también llamado tracción por corte (*Shear –tensile cracking*); esta falla se da por la superación del límite de

tracción por corte de las unidades de ladrillo. El mortero es un factor importante ya que marca la diferencia con el agrietamiento escalonado (Jiménez Pacheco, 2016)

Esta falla se caracteriza por tener grietas diagonales en el panel sobre las piezas como se muestra en la **Figura 8**, solo si la mampostería alcanza su resistencia a tensión (Zamora, 2014).

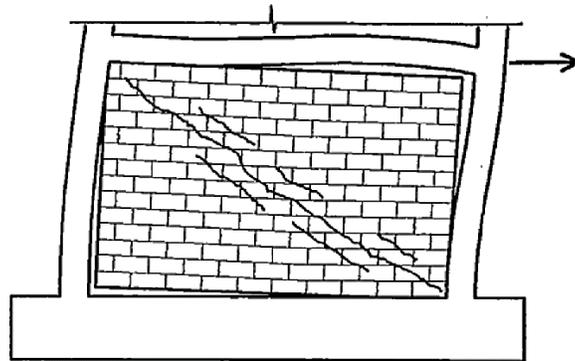


Figura 8. Tracción por corte (tomado de Crisafulli, 1997)

- **Agrietamiento escalonado.** El agrietamiento escalonado está asociado a las juntas de mortero horizontal y vertical, se presenta bajo las mismas condiciones que el agrietamiento directo, pero con la particularidad de juntas de mortero débiles. (Jiménez Pacheco, 2016).

Es una de las fallas más frecuentes que se producen en el panel, debido a las fuerzas cortantes o fuerzas laterales en el plano, o por hundimientos diferenciales del terreno. En esta falla se forman grietas a lo largo de las juntas del mortero (verticales y horizontales) como se puede observar en la **Figura 9**. (Zamora, 2014).

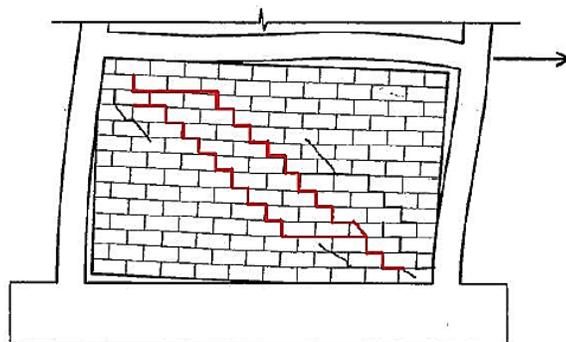


Figura 9. Falla por agrietamiento escalonado (tomado de Crisafulli, 1997)

2.3.1.2. Falla a compresión.

Debido a la compresión del panel, el fallo de la mampostería sigue dos mecanismos, resultado de los diferentes esfuerzos que se desarrollan en el panel de relleno, en las esquinas cargadas y a lo largo de la diagonal (Crisafulli, 1997) estas dos fallas se pueden observar en la **Figura 10**.

- **Aplastamiento en las esquinas.** La falla por aplastamiento de las esquinas comprimidas en el panel es originada por tensiones muy elevadas de compresión, desarrolladas en las esquinas debido a la separación del cuerpo del muro y los elementos de confinamiento (Moreno et al., 2009). Estas fallas ocurren en casos de pórticos muy flexibles, lo que produce que la zona de contacto entre pórtico–panel sea reducida, o también cuando se usan mampostería de baja calidad o ladrillos huecos para la construcción del muro o panel (Asinari et al., 2010).
- **Compresión diagonal.** Este mecanismo de falla está ligado con el agrietamiento diagonal. Luego de que las grietas aparecen, los esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal se alivian, y las grietas entre la mampostería se comportan como pequeños prismas cargados axialmente.

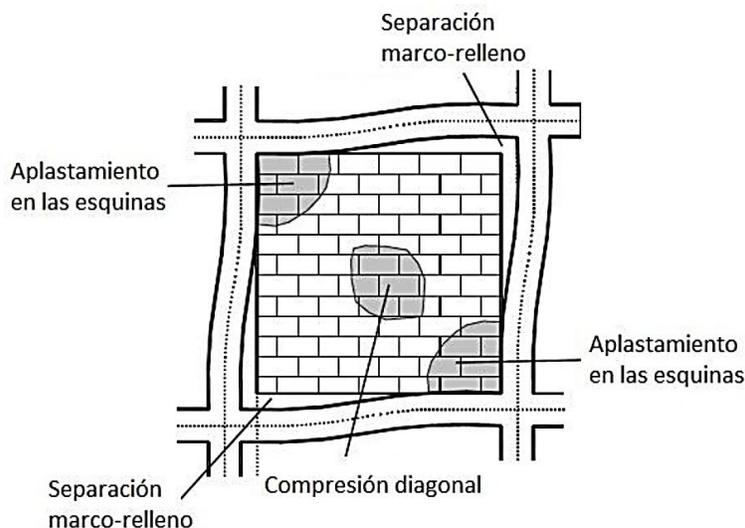


Figura 10. *Aplastamiento en las esquinas y compresión diagonal en el panel de mampostería*

2.3.1.3. **Falla por flexión: volteo (*rocking*)**

En algunos de los casos en los que predomina el efecto de la flexión y las columnas del pórtico son muy débiles, las grietas a flexión pueden aparecer en la zona de tensión del panel debido a la baja resistencia a la tracción de la mampostería (Crisafulli, 1997) como se puede observar en la **Figura 11**.

Aunque se suele identificar la falla por flexión del pilar con el mecanismo del volteo (*rocking*), a éste mecanismo lo tiene que acompañar (eventualmente) el aplastamiento (*crushing*) de la mampostería en las partes comprimidas de las secciones extremas del pilar (Jiménez Pacheco, 2016), como podemos observar en la **Figura 12**.

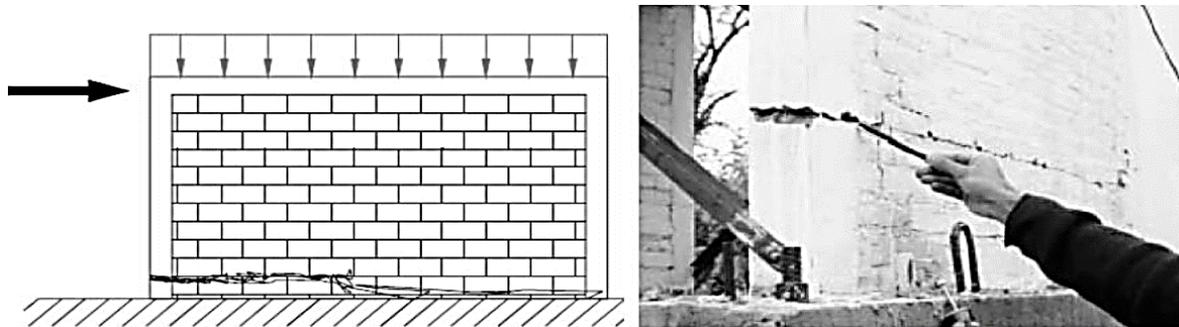


Figura 11. Falla a flexión en un muro de mampostería confinada (tomado de Zabala, 2004)

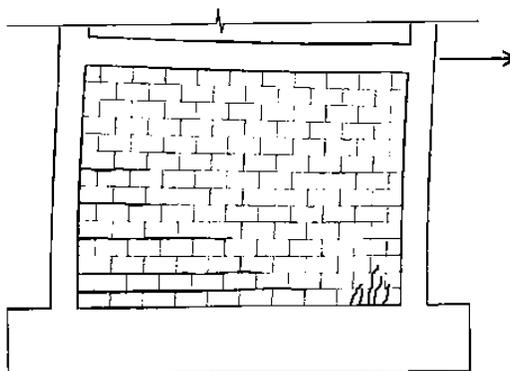


Figura 12. Falla a flexión con aplastamiento de la mampostería (tomado de Crisafulli, 1997)

Las paredes de MC pueden resistir significativamente la falla a flexión más que las paredes de MNR, debido a que, en la zona a tensión, la columna es mejor en resistencia que la mampostería, ya que desde el extremo se ve reforzada con acero. Sin embargo, la mampostería posee una razonable resistencia a compresión, por lo que la transferencia de las fuerzas en el lado de compresión no suele ser un problema (Matthews, et al., 2007).

Este tipo de falla es más propenso a ocurrir en paredes muy altas, no muy largas y cargadas ligeramente de cargas verticales. Lo que contribuye a este tipo de falla son las juntas de mortero deficientes provocando la reducción de la resistencia a tracción (Matthews, et al., 2007).



2.3.2. Fallas en el marco de HA

La MC está compuesta por un marco de HA y un panel de mampostería, el marco soporta parte de las cargas laterales y verticales. Por esta razón es importante estudiar las fallas producidas en el marco de HA. Este marco suele diseñarse para resistir las fuerzas axiales resultantes de la armadura, sin tener en cuenta los aspectos particulares resultantes de la interacción entre el panel y el marco (Crisafulli, et al., 2000).

Como primer paso, es muy importante identificar los modos de falla u otros efectos perjudiciales que deben controlarse o evitarse. Los más importantes son: **(i)** agrietamiento de corte de la mampostería, **(ii)** alargamiento de los miembros de hormigón armado, **(iii)** fallo en la unión viga-columna **(iv)** fallo de corte en las columnas (Crisafulli, et al., 2000).

Ya que en esta sección se recopila información sobre las distintas fallas que sufre el marco de hormigón armado se describirán a continuación las fallas que actúan sobre los elementos viga-columna.

➤ **Alargamiento de los miembros de hormigón armado.**

Las barras longitudinales de los miembros de HA pueden ceder en tensión con ductilidad significativa. Sin embargo, esto no es conveniente en las estructuras de MRM, debido a que el alargamiento excesivo de los miembros del marco (viga-columna) reduce el efecto beneficioso del marco, que frena la distorsión de cizalladura de la pared de mampostería (Crisafulli, et al., 2000).

El alargamiento de las columnas se debe al aumento del desplazamiento lateral, produciendo un desarrollo de las deformaciones plásticas en el refuerzo longitudinal. El panel de mampostería tiende a rotar dentro del marco, y las grietas se ensanchan apareciendo usualmente en la base como muestra la **Figura 13** (Crisafulli, 1997).

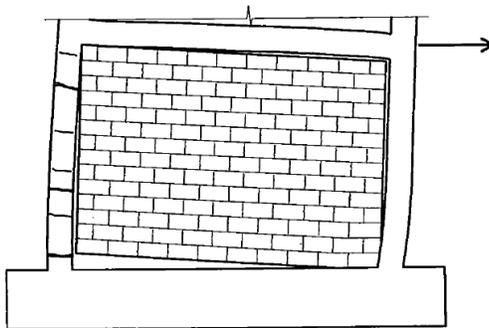


Figura 13. Fallo del pórtico debido a alargamiento en los miembros (tomado de Crisafulli 1997)

➤ **Fallo en la unión viga-columna.**

Las tensiones normales y tangenciales altas se desarrollan a lo largo de las longitudes de contacto en las zonas cercanas a las esquinas cargadas, lo que produce grandes fuerzas de cortante y momentos de flexión. El esfuerzo de tensión que sufre la unión viga-columna puede causar la formación de grietas diagonales anchas que corren a través de la junta desde el interior hacia la esquina exterior como se observa en la **Figura 14**. La falla de la unión viga-columna causa efectos desfavorables en el comportamiento de los marcos rellenos, ya que las fuerzas laterales no se pueden transferir desde la viga del piso a las columnas y al panel de mampostería. Además, la formación de grietas diagonales provoca la apertura de la articulación (Crisafulli, et al., 2000).

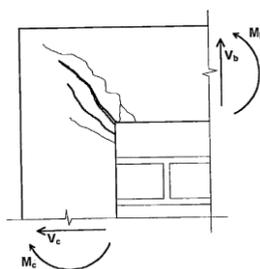


Figura 14. Falla en la unión viga-columna (tomado de Crisafulli, 1997)

➤ **Fallo de corte en las columnas.**

Las columnas pueden fallar debido a las fuerzas de corte resultantes de la unión del marco con el relleno. Las fuerzas de corte máximas se producen a lo largo de la longitud de contacto, cerca de las esquinas cargadas, como se observa en la **Figura 15**. La falla de corte por deslizamiento es un caso particular que puede llegar a ocurrir en la parte superior de las columnas, cerca de la cara de la viga, como un resultado de la desfavorable combinación de fuerzas cortantes y tensiones axiales. (Crisafulli, et al., 2000).

Las columnas juegan un papel muy importante en las paredes de MC, ya que causan tensión de compresión adicional en las direcciones vertical y horizontal; por lo tanto, una cierta cantidad de resistencia a corte adicional puede ser transmitida por la acción de pasador de las barras verticales (Bourzam, et al., 2008).

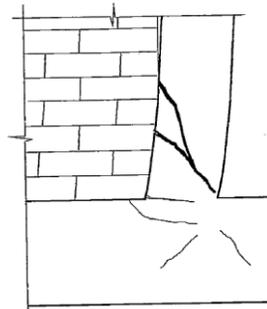


Figura 15. Fallo de corte en columna (tomado de Crisafulli, 1997)

3. MODELIZACIÓN DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

3.1. Métodos de modelización para paredes de MC

Una amplia variedad de técnicas de modelización se han desarrollado para el análisis de paredes de MC, con diferentes grados de refinamiento y precisión, pudiendo dividirlos en tres grupos principales, que se detallan a continuación (Lang, et al., 2014).



3.1.1. Modelos simples.

Los modelos simples se utilizan principalmente para que los ingenieros en práctica evalúen el diseño de una pared de MC mediante la determinación de la rigidez y la resistencia lateral. Se utilizan también para controlar resultados obtenidos en modelizaciones más robustas (Lang, et al., 2014).

Sin embargo, tales elementos simplificados por lo general proporcionan una descripción gruesa del comportamiento del panel de mampostería real, dependiendo del nivel de precisión y la simplicidad que se desea (Quinteros, et al., 2014).

Entre los modelos simples para modelar mampostería tenemos:

- **Modelo de pared monolítica.** Este modelo considera que no se produce agrietamiento o separación de interfaz y, por lo tanto, se asume que la pared puede ser representada por una sección rectangular homogénea de mampostería (con espesor t , y longitud L .) **Figura 16.** En este modelo el valor de la rigidez K se obtiene de un análisis estructural básico, el valor K de rigidez no considera que el módulo de elasticidad del HA y el panel de mampostería son diferentes, por ello este método relaciona los módulos de elasticidad de los diferentes materiales, donde la columna aumenta de sección para representar la conversión del módulo de elasticidad.

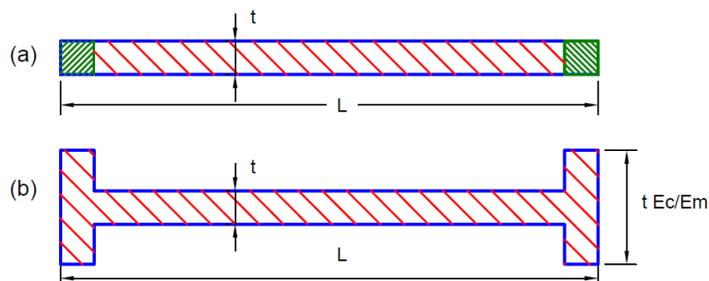
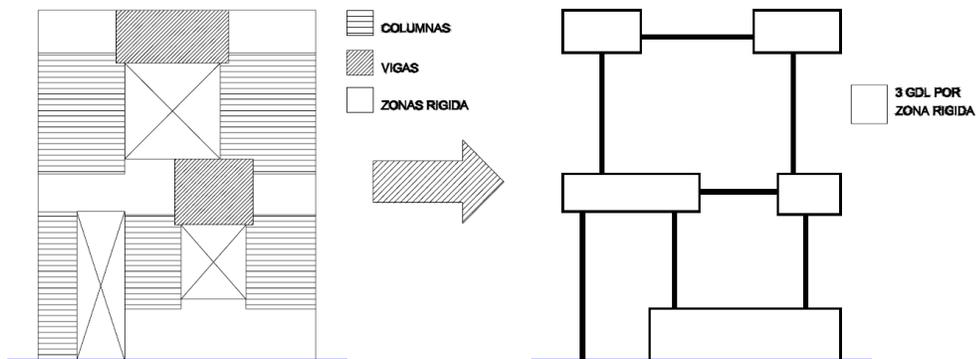


Figura 16. Sección transversal del muro, (a) Sección rectangular (b) Sección trasformada
(tomado de Lang., et al., 2014)

El modelo de pared monolítica representa el comportamiento de la pared solo en la etapa inicial, antes de que ocurra el agrietamiento, por lo tanto, la aplicación de este método es muy limitada y debe ser utilizado con precaución para el diseño sísmico ya que el comportamiento es usualmente dependiente del rendimiento pico máximo. Además el modelo de pared monolítica no puede considerar adecuadamente el efecto de aberturas de pared (Lang., et al., 2014)

- **Modelo de Columna ancha (MCA).** Es un método de modelación alternativo y sencillo que considera la pared como una sección monolítica, representando el elemento con dos nodos. Las vigas rígidas también son usadas como miembros auxiliares para modelar las estructuras con muros y aberturas para puertas y ventanas. Este método es utilizado para analizar muros de cortante, el cual consiste en reducir a un modelo con elementos barras interconectadas por zonas rígidas como se ilustra en la **Figura 17** (Taveras, 2008)



(a) Definición de elementos viga y columna (b) Modelo con elementos tipo barra

Figura 17. Definición de elementos modelo muro Columna Ancha (tomado de Wilson, 1998)

Para modelar un muro de MC con el MCA se considera las propiedades transformadas de la sección transversal del muro (inercia, área, factor de cortante, etc.) y se asignan a una barra que se coloca en el centroide de este; la zona de la viga que queda dentro del ancho del muro se consideran zonas rígidas o solo elementos con 3GL, *Figura 18*.

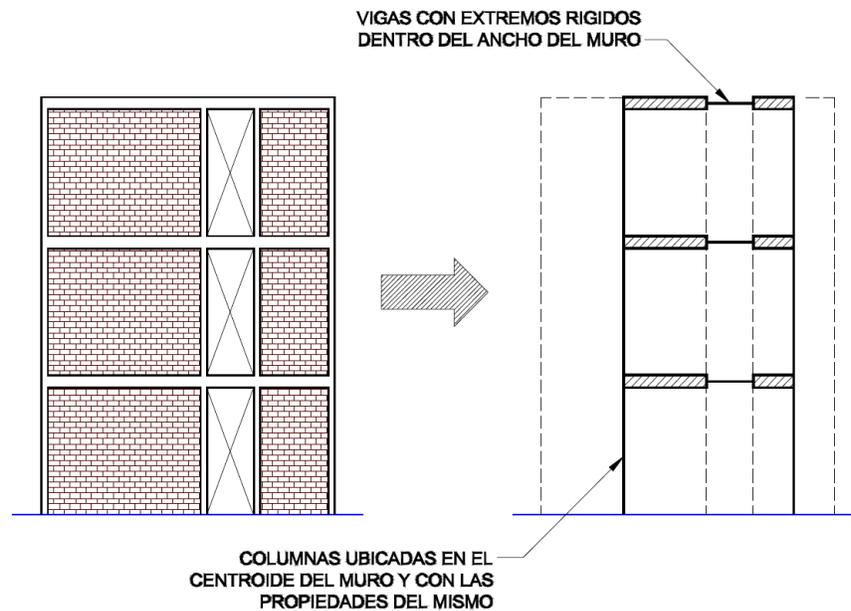


Figura 18. Modelo muro mampostería confinada con el método de columna ancha (tomada de Taveras, 2008)

Dependiendo del programa de computadora, el uso de vigas rígidas con rigidez muy grande puede causar errores de desbordamiento y redondeo en la computadora, además de incrementar el número de grados de libertad en la barra, por lo que se requieren más recursos de cómputo. Como se mencionó anteriormente, la hipótesis del comportamiento monolítico, asumida por el MCA, es principalmente válida para representar la respuesta elástica en la etapa inicial (Taveras, 2008).

3.1.2. Macromodelos.

Los macromodelos corresponden al método más simplificado y el que tiene la mayor precisión para modelar grandes estructuras tales como un edificio completo con muros de MC. Estos modelos utilizan una combinación de elementos tipo resortes axiales, cortantes y de flexión, dependiendo de la complejidad de la formulación. El macromodelo más simple es aquel que representa el panel de mampostería mediante una diagonal equivalente, conocido como modelo diagonal equivalente propuesto por Polyakov y Holmes en la década de 1960 (Lang, et al., 2014).

Para el modelo de diagonal equivalente, el panel de mampostería está representado por una diagonal equivalente de compresión y el marco a su alrededor está modelado con elementos viga como se observa en la **Figura 19**. Éste modelo puede calcular aproximadamente la rigidez de las paredes de MC y las fuerzas axiales en el marco de HA, útil para propósitos de diseño. Sin embargo, no se puede predecir los efectos locales, fuerzas cortantes y momentos en el marco, y esfuerzos en la mampostería (Lang., et al., 2014)

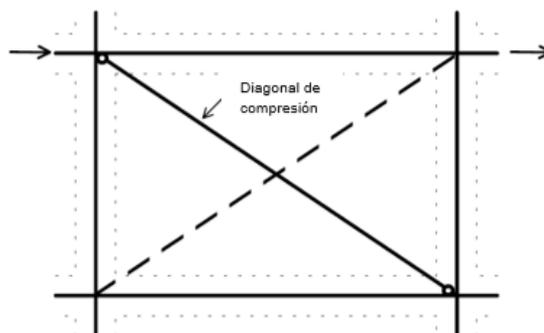


Figura 19. Modelo puntal-tensor para muros de mampostería (tomado de Lang., et al., 2014)

Muchos investigadores han modificado el modelo de diagonal equivalente con el fin de mejorar la precisión del modelo por ejemplo: **(i)** uso de dos, tres o más diagonales para capturar fuerzas internas en el marco y para modelar muros con aberturas, **(ii)** incorporación de resortes de corte para representar el comportamiento no lineal de albañilería, ó **(iii)** el uso de varios elementos y resortes para mejorar la representación del marco de HA, como se observa en la **Figura 20**. Como resultado de estas modificaciones y mejoras, hay macromodelos que pueden predecir la respuesta no lineal general de un muro de MC y sus diferentes tipos de fallas (Lang, et al., 2014).

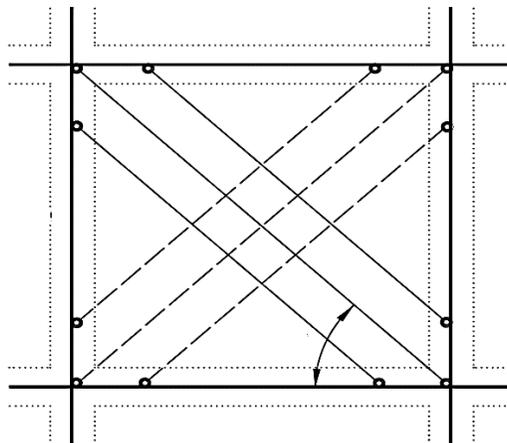


Figura 20. Modelo de tres puntales en compresión equivalentes para muros de MC (tomado de Chrysostomou, 1991)

3.1.3. Micromodelos

En un micromodelo la estructura se modeliza en el nivel o escala de los componentes, es decir, se realiza un ensamblaje de elementos que simulan unidades y juntas. La distribución de los elementos finitos (EF), tiene que corresponder de forma precisa con la distribución real de los componentes de fábrica y el comportamiento de cada elemento debe someterse a leyes que describan con precisión las características mecánicas de unidades, juntas y la interacción entre ambas (Mira Díaz, 2012).

El micromodelado puede ser una poderosa herramienta para la evaluación de estructuras de MC, sin embargo, el micromodelado ofrece el más complejo y exacto medio de capturar el comportamiento de los sistemas de MC y sin olvidar el alto costo computacional que este necesita para procesarlos. Entre los diferentes modelos para modelar mampostería confinada a través de EF tenemos:

- **Modelado con elementos tipo área.** Esta técnica consiste en utilizar en todo el modelado del muro elementos tipo área. En el caso de muros de MC, todos los miembros estructurales (columnas, vigas y mampostería) se modelan utilizando este tipo de

elemento. Esta técnica requiere, para obtener una precisión aceptable, una gran cantidad de EF, como podemos observar en la **Figura 21**. Si deseamos modelar un edificio con varios niveles se requiere una malla bastante refinada que consume mucho tiempo y una gran capacidad del computador, lo que es poco eficiente.

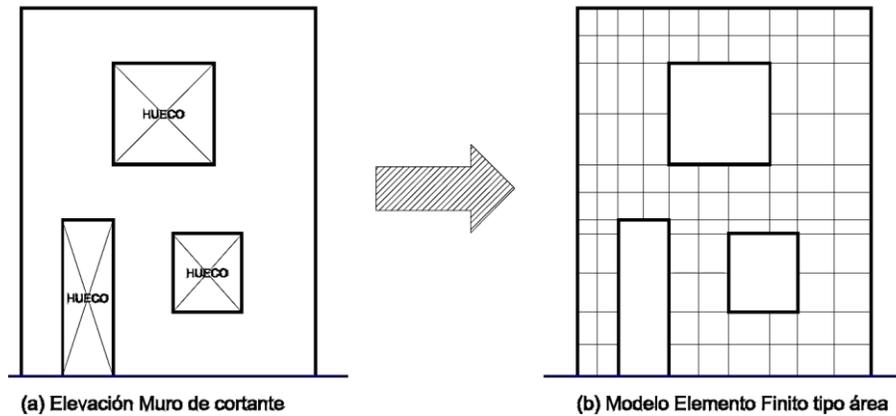


Figura 21. Modelo de muro en elementos finitos tipo área (tomado de Wilson, 1998)

- **Modelado con elementos tipo área y tipo barra.** Cuando se tiene una compleja geometría en muros de mampostería confinada se recurre a la técnica de modelar los elementos confinantes (vigas y columnas) como elementos tipo barra y para la mampostería con elementos tipo área. **Figura 22.**

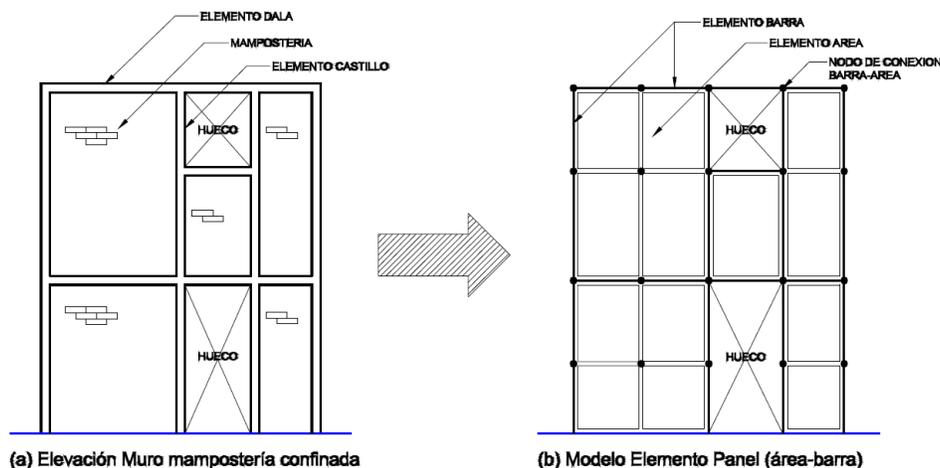


Figura 22. Modelo muro MC con EF tipo área y tipo barra.

Aquí se describen los diversos métodos de análisis disponibles para los diseñadores e investigadores. Estos métodos de análisis ofrecen ventajas y desventajas para el usuario.

Cabe resaltar las diferencias entre la diagonal equivalente y el micromodelo. Ambos capturan con éxito la rigidez inicial de la pared, la resistencia máxima y el desplazamiento y la degradación de la resistencia. Los micromodelos son capaz de capturar con precisión la energía disipada total así como ofrecer una representación visual atractiva del daño. El método de la diagonal equivalente tiene un costo computacional menor que los micromodelos y ofrece una solución analíticamente más sencilla bastante precisa (Lang, et al., 2014).

3.2. Modelo implementado: definición de elementos

Como se estudió en la sección anterior, existen varios métodos para la modelación de paredes de MC, partiendo desde modelos simples que representan el muro como una sección rectangular homogénea de mampostería; hasta modelos refinados como los micromodelos, que son capaces de representar el comportamiento a nivel de unidad de ladrillos, juntas y la interacción entre ellas.



Debido a que, en los modelos simples no consideran todas las posibles formas de fallas de las paredes de MC y, por el contrario, los micromodelos requieren alto tiempo computacional y de alta complejidad, en este trabajo se optó por la vía del macromodelado. Consiste en implementar en el software Ruaumoko el modelo diagonal equivalente, propuesto por (Torrise, 2012), éste modelo representa un panel de mampostería usando seis elementos de puntales (tres diagonales a compresión y tres a tracción) que se encuentran en la dirección diagonal del panel, los miembros de confinantes, denominados elementos viga-columna, se modelizan mediante resortes. La fuerza axial de los puntales del panel de mampostería se determina de acuerdo a una nueva teoría de falla propuesta por Torrisi(2012), la cual está en función del ángulo de inclinación de la diagonal y los siguientes modos de falla: deslizamiento por corte, tensión diagonal y falla por compresión.

3.2.1. Elemento viga-columna para análisis de elementos confinantes

Para representar el comportamiento de los elementos confinantes, Torrisi (2012) propone un elemento columna que consta de diversos componentes: 4 nodos, 3 tramos de viga, 4 resortes no lineales para representar las posible rotulas plásticas por flexión, 2 resortes de corte, y un resorte axial en el tramo central, la representación esquemática del mismo se puede observar en la **Figura 23**. Los ejes locales y globales se representan en la **Figura 24a** y los grados de libertad en la **Figura 24b**.

El acoplamiento entre los esfuerzos de corte y de flexión se realiza dentro de la matriz de rigidez del elemento

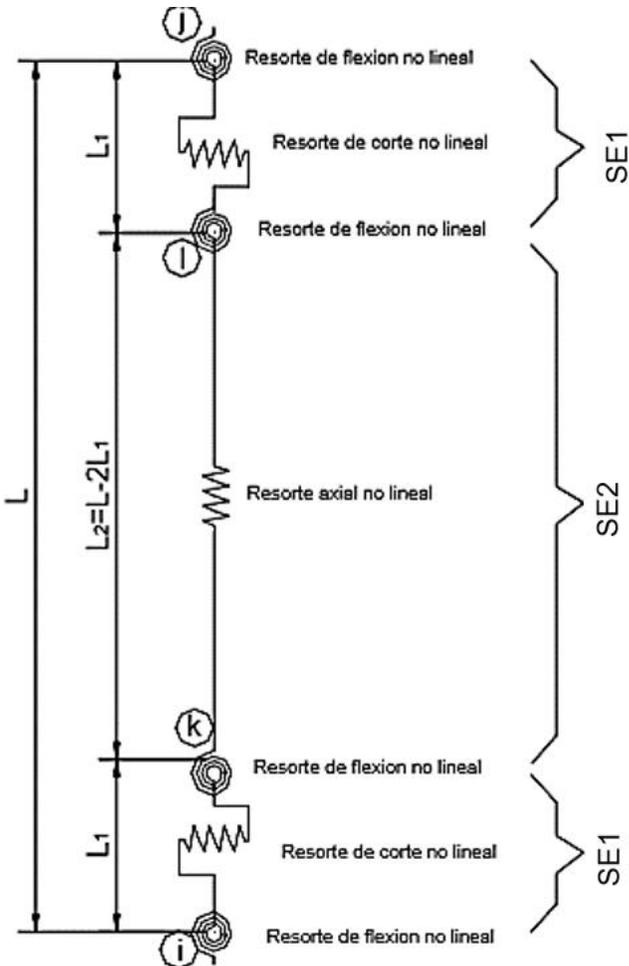


Figura 23. Elemento viga-columna propuesto por Torrisi (2012): Esquema general.

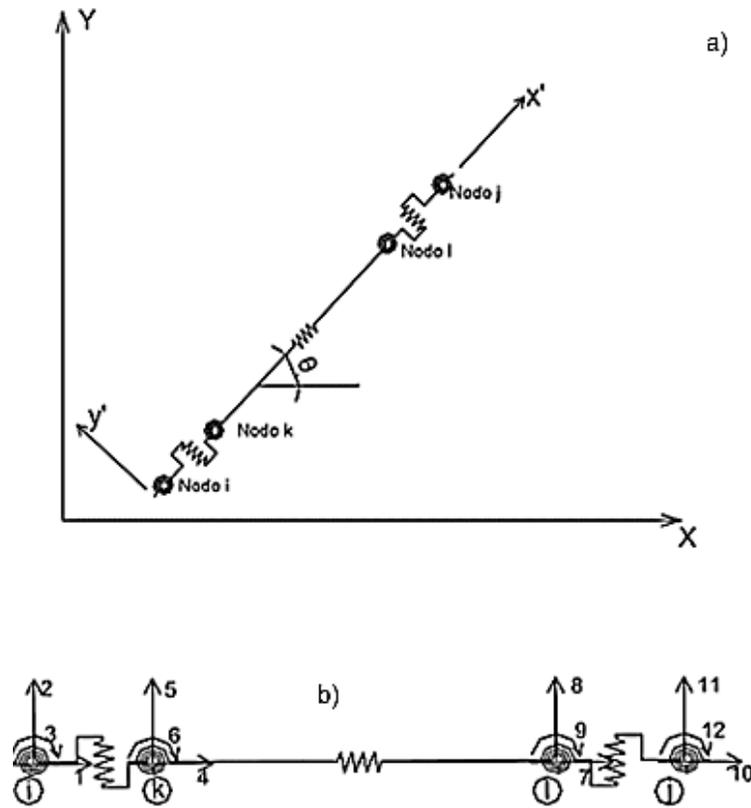


Figura 24. Elemento viga-columna **a)** Ejes locales y globales, **b)** Grados de libertad (tomado de Torrisi, 2012)

Cada subelemento del elemento viga-columna se tratarán lo largo del documento como SE1 y SE2, correspondientes a los tramos externos y central.

3.2.1.1. Subelemento SE1

Esta subelemento corresponde a una barra de Euler – Bernoulli con energía de corte en la zona central, **Figura 25**.

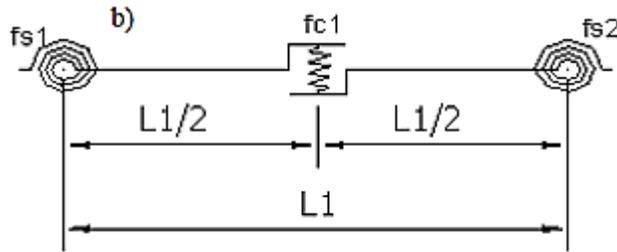


Figura 25. Componentes del Subelemento SE1 (adaptado de Torrasi, 2012)

Torrasi (2012), realiza la formulación de este elemento en términos de flexibilidad, ya que resulta más sencilla la consideración de los distintos comportamientos.

En este modelo se analiza la matriz de flexibilidad de los tramos elásticos anterior o posterior al resorte de corte central y la contribución de los resortes flexionantes extremos. Para obtener las matrices de rigidez de cada tramo (K_1 y K_2 respectivamente), se invierten las matrices de flexibilidad, y luego se ensamblan con la matriz de rigidez del resorte de corte central. La matriz de rigidez resultante, que posee los 12 GDL mostrados en la **Figura 26**, se condensa para llevar los grados de libertad internos (4,5,6,7,8,9), a los grados de libertad extremos (1,2,3,10,11,12), resultando en una matriz de 6×6 .

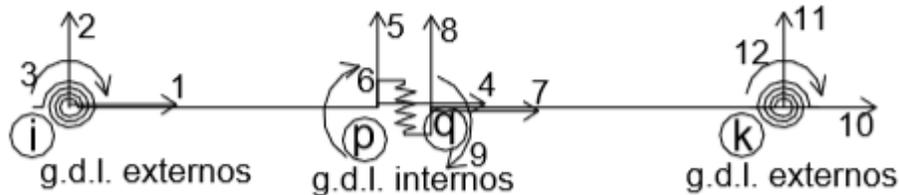


Figura 26. Grados de libertad internos y externos del subelemento SE1 (tomado de Torrasi, 2012)

La flexibilidad elástica de cada tramo, de longitud L_1 , esta dada por la ecuación (1):



$$[F_{si}] = \begin{bmatrix} \frac{L_1}{2EA} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L_1}{6EI} & -\frac{L_1}{12EI} \\ 0 & -\frac{L_1}{12EI} & \frac{L_1}{6EI} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{GA_c L_1}{2} & \frac{GA_c L_1}{2} \\ 0 & \frac{GA_c L_1}{2} & \frac{GA_c L_1}{2} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Las matrices de flexibilidad que tienen en cuenta la rigidez de los resortes de flexión extremos están dadas por las ecuaciones (2) y (3).

$$[F_{s1}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{s1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$[F_{s2}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f_{s2} \end{bmatrix} \quad (3)$$

En estas matrices, la flexibilidad f_{si} , está dada por la siguiente expresión (4):

$$f_{si} = \frac{(1 - r_i) L_p}{r_i E} \quad (4)$$

Donde el factor r_i , es la relación entre la rigidez inelástica y la rigidez inicial obtenida del diagrama momento-curvatura, L_p es la longitud de la rótula plástica, I es la inercia de la sección y E corresponde al módulo de elasticidad del hormigón.

Como se mencionó anteriormente, la matriz de rigidez elemental $K1$ y $K2$, correspondientes a los tramos anterior y posterior al resorte de corte, se obtienen invirtiendo las matrices de flexibilidad $F1$ y $F2$ definidas como:



$$[F1] = [F_{el}] + [F_s1] \quad (5)$$

$$[F2] = [F_{el}1] + [F_s2] \quad (6)$$

Para llevar a coordenadas locales las matrices de rigidez K1 y K2, se multiplican por la matriz de transformacion B, dada por Torrisi(2012), aplicando las siguientes ecuaciones:

$$[Ke1] = [B]^T [K1] [B] \quad (7)$$

$$[Ke2] = [B]^T [K2] [B] \quad (8)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2}{L_1} & 0 & 0 & -\frac{2}{L_1} & 1 \\ 0 & \frac{2}{L_1} & 1 & 0 & -\frac{2}{L_1} & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

Respecto al resorte central de corte, la matriz de rigidez está dada por la ecuación (10):

$$Kv = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 & -K_x & 0 & 0 \\ 0 & Ky & 0 & 0 & -Ky & 0 \\ 0 & 0 & K_\theta & 0 & 0 & -K_\theta \\ -K_x & 0 & 0 & K_x & 0 & 0 \\ 0 & -Ky & 0 & 0 & Ky & 0 \\ 0 & 0 & -K_\theta & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \quad (10)$$

K_x, K_ξ son la rigidez axial y de flexión respectivamente definida por las ecuaciones (11) y (12).

$$K_x = \frac{2EA}{L_1} \quad (11)$$

$$K_\theta = \frac{12EJ}{L_1} \quad (12)$$

K_y , corresponde a la rigidez del resorte de corte, la cual se obtiene al invertir la flexibilidad del resorte de corte dado por la ecuación (13).

$$f_{ci} = \frac{(1 - p_i)}{p_1} \frac{1}{GA_C L_1} \left(\frac{L_{cr}}{L_1} \right) \alpha_c \quad (13)$$

El término α_c representa un factor que relaciona el módulo de corte con el módulo de elasticidad, obtenido de ensayos experimentales, Torrasi (2012) calcula este factor mediante la ecuación (14).

$$\alpha_c = 12 \frac{GL_1^2}{Ed^2} \quad (14)$$

Una vez obtenidas las matrices de rigidez de los tramos extremos y central, estas se ensamblan en la matriz K_0 , la cual posee 12 GDL, el ensamblaje sigue el orden dado en la **Figura 27**.

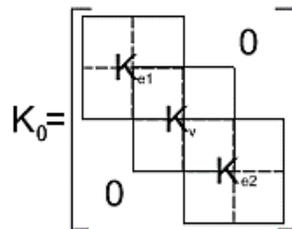


Figura 27: Matriz de Rigidez K_0 del subelemento SE1, sin condensar (tomado de Torrasi, 2012)



Para condensar la matriz K_0 , se multiplica esta por la matriz C, como lo indica la ecuación (15).

$$[K_c] = [C]^T [K_0] [C] \quad (15)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

La matriz C usada en la expresión, ordena la matriz K_0 de tal manera que la nueva matriz K_{cond} , queda dividida en 4 submatrices de 6 x6 según se expresa en la ecuación (17).

$$[K_c] = \begin{bmatrix} [K_{AA}] & [K_{AB}] \\ [K_{BA}] & [K_{BB}] \end{bmatrix} \quad (17)$$

La submatriz K_{AA} posee los grados de libertad externos del subelemento, la submatriz K_{BB} posee los grados de libertad internos (resorte central), y las submatrices K_{AB} y K_{BA} poseen los grados de libertad que relacionan los grados de libertad externos e internos.

La condensación se realiza aplicando la ecuación (18), resultando en una matriz de 6x6 con un ordenamiento correspondiente a los grados de libertad que se muestran en la **Figura 28**.

$$[K_{cond}] = [K_{AA}] - [K_{AB}][K_{AA}]^{-1}[K_{BA}] \quad (18)$$

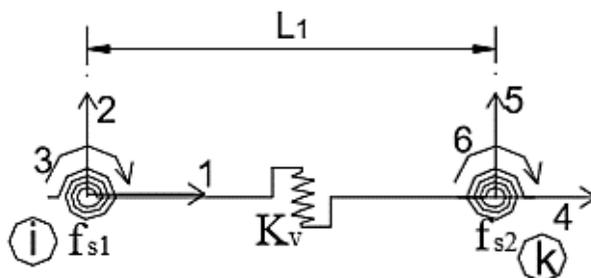


Figura 28: Grados de libertad obtenidos de la condensación.

3.2.1.2. Subelemento SE2

Correspondiente al elemento central del elemento viga-columna, el comportamiento axial no lineal está denotado mediante un resorte en la zona central. La matriz de rigidez de este elemento está dada por la siguiente expresión.

$$[K_{ax}] = \begin{bmatrix} K_a & 0 & 0 & -K_a & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L_2^3} & \frac{6EI}{L_2^2} & 0 & -\frac{12EI}{L_2^3} & \frac{6EI}{L_2^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{4EI}{L_2} & 0 & -\frac{6EI}{L_2^2} & \frac{2EI}{L_2} \\ -K_a & 0 & 0 & K_a & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L_2^3} & -\frac{6EI}{L_2^2} & 0 & \frac{12EI}{L_2^3} & -\frac{6EI}{L_2^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 & -\frac{6EI}{L_2^2} & \frac{4EI}{L_2} \end{bmatrix} \quad (19)$$

K_a representa la rigidez axial no lineal definida por la ecuación:

$$K_a = \frac{EA}{L_2} \eta \tag{20}$$

η : Factor bilineal para la respuesta axial, definido como la rigidez tangente sobre la rigidez inicial. Torrisi (2012) define este parámetro con un valor de 0.015.

Matriz global del elemento viga-columna

Para obtener la matriz de rigidez del elemento viga-columna se ensambla las matrices de cada subelemento en la matriz global K. Los superíndices indican cada subelemento del macroelemento columna.

$$[K] = \begin{bmatrix} K_a^1 & 0 & 0 & -K_a^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{11}^1 & K_{12}^1 & 0 & K_{13}^1 & K_{14}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{21}^1 & K_{22}^1 & 0 & K_{23}^1 & K_{24}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_a^1 & 0 & 0 & K_a^1 + K_a^2 & 0 & 0 & -K_a^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{31}^1 & K_{32}^1 & 0 & K_{33}^1 + K_{11}^2 & K_{34}^1 + K_{12}^2 & 0 & K_{13}^2 & K_{14}^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{41}^1 & K_{42}^1 & 0 & K_{43}^1 + K_{21}^2 & K_{44}^1 + K_{22}^2 & 0 & K_{23}^2 & K_{24}^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_a^2 & 0 & 0 & K_a^2 + K_a^3 & 0 & 0 & -K_a^3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{31}^2 & K_{32}^2 & 0 & K_{33}^2 + K_{11}^3 & K_{34}^2 + K_{12}^3 & 0 & K_{13}^3 & K_{14}^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{41}^2 & K_{42}^2 & 0 & K_{43}^2 + K_{21}^3 & K_{44}^2 + K_{22}^3 & 0 & K_{23}^3 & K_{24}^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_a^3 & 0 & 0 & K_a^3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{31}^3 & K_{32}^3 & 0 & K_{33}^3 & K_{34}^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{41}^3 & K_{42}^3 & 0 & K_{43}^3 & K_{44}^3 & 0 \end{bmatrix}$$

Figura 29: matriz de rigidez global del macroelemento columna (tomado de Torrisi,2012).

En la matriz K, Ka indica la rigidez axial de cada subelemento. La matriz K se encuentra en coordenadas locales.

3.2.2. Elemento para el panel de mampostería

Distintos autores (Crisafulli, 1997, Mehrabi *et al.*, 1994, Shing y Mehrabi, 2002), reemplazan el panel de mampostería para su análisis por diagonales que poseen características que representan el tipo de falla esperado en la estructura. La mayoría de estos modelos modelan el panel de mampostería con una o dos diagonales en un macromodelo que coinciden en un solo nudo, **Figura 30**, volviéndolos incapaces de representar los esfuerzos en los elementos de HA, por ejemplo, el modelo de una sola diagonal al tener solo un punto de contacto en las esquinas del marco, no induce los esfuerzos de corte en las columnas (Torrise, 2012).

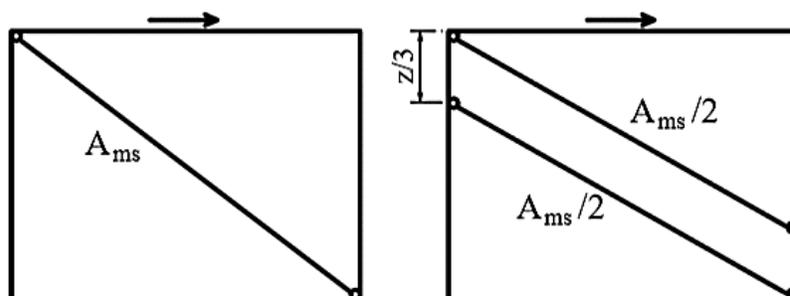


Figura 30: Modelación de paredes de mampostería **a)** una diagonal a compresión **b)** dos diagonales a compresión (tomado de Crisafulli & Athol, 2009)

Considerar una sola diagonal a compresión es aceptable si se trabaja bajo las consideraciones que la resistencia de adherencia en la interface marco-panel y la resistencia a tracción de la mampostería son muy bajas (Crisafulli, y otros, 2007).

La configuración dada para dos diagonales paralelas **Figura 30(b)**, permite una consideración adecuada de la rigidez lateral del panel, sin embargo, la principal limitación de este modelo se debe que no es capaz de predecir correctamente los momentos flectores y las fuerzas de corte en el marco de HA confinante, ya que el panel está conectado a la unión viga-columna del marco (Crisafulli, y otros, 2007).

Modelos más detallados, como el de 3 diagonales a compresión mostrado en la **Figura 31** modelado por Orduña y Ayala (2001) muestran que este modelo representa de manera correcta los esfuerzos en los elementos confinantes.

Por lo tanto, Torrisi (2012), adopta el modelo formulado por 3 diagonales a compresión, estas diagonales son capaces de representar la falla en la pared y de inducir los esfuerzos de flexión y corte a los elementos de HA.

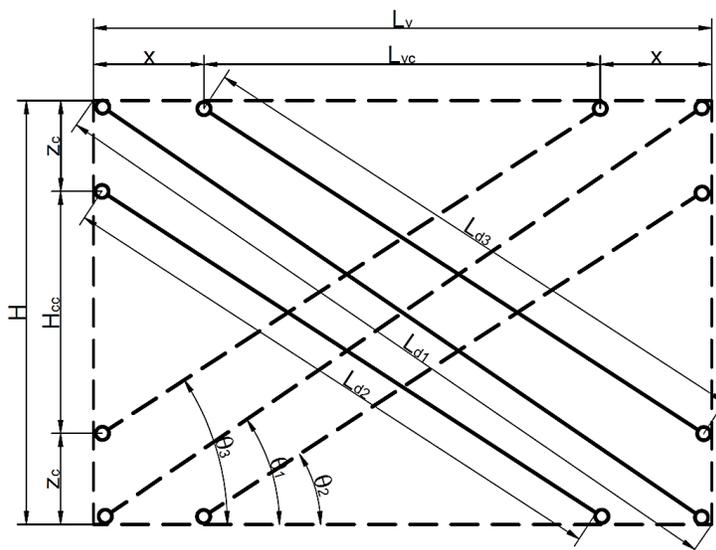


Figura 31. Macropanel propuesto por Torrisi (2012).

Este modelo en un primer momento representa el comportamiento inicial antes de la separación panel-marco con una resistencia a tracción reducida y posteriormente representan el comportamiento solo en compresión; una vez ocurrida la separación entre el panel y los elementos confinantes.

Es importante destacar que algunos investigadores indican que en muros de MC no se produce la separación entre el panel y los elementos de HA, invalidando el modelo de diagonal equivalente, sin embargo, Torrisi (2012) indica que en simulaciones numéricas se ha visto que cuando no se producía dicha separación, se generaba la rotura (plastificación) de la mampostería del panel en la zona adyacente a las columnas, causando que el estado tensional resultante sea similar al que se produce cuando existe separación entre el panel y los elementos confinantes.

3.2.2.1. Descripción de las Diagonales.

Cada diagonal del elemento panel está formulada como una barra biarticulada con comportamiento axial solamente, se observa en la **Figura 32** en detalle una de las diagonales con sus ejes locales y globales, incluido los grados de libertad extremos.

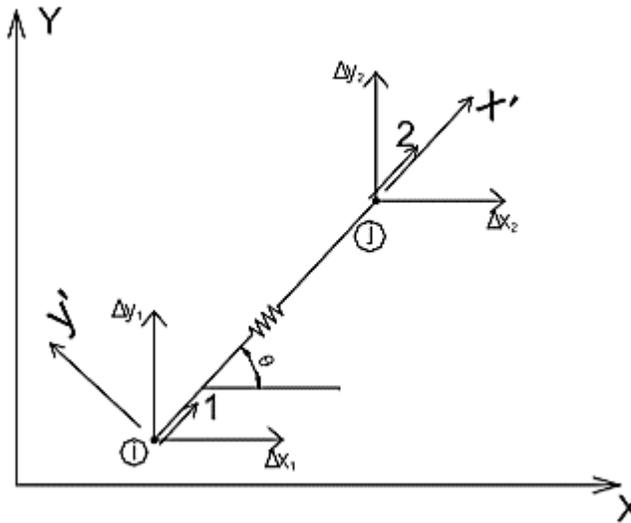


Figura 32. Detalle de diagonal típica (tomado de Torrisi, 2012)

La diagonal expuesta en la **Figura 32**, se representa como una barra con un resorte central donde se concentra la no linealidad material.

La rigidez axial de cada resorte está dada por la siguiente expresión.

$$K_{dL} = \frac{E_{mt} A_{di}}{L_{di}} \quad (21)$$



3.3. Definición de los parámetros

3.3.1. Fallas consideradas en el análisis para MC

Se han propuesto distintas teorías de falla para paneles de mampostería, entre las que se destacan las de Mann y Müller (1982), Dhanasekar et al. (1985a, 1985b), Dialer (1991), Andreaus (1996), Crisafulli (1997). Algunas de ellas son más complejas que otras y su aplicación en programas de elementos finitos no siempre de realización simple. Sin embargo, todas ellas coinciden en que existen tres tipos principales de fallas de los paneles de mampostería: **(i)** Deslizamiento de las juntas de mortero, **(ii)** Tensión diagonal en los mampuestos y **(iii)** Compresión de la mampostería (Torrissi, 2012).

Descripción de las propuestas de las nuevas Teorías de falla.

- Teoría de (Mann y Müller, 1982), fue desarrollada realizando algunas simplificaciones en cuanto al comportamiento de la mampostería: (i) suponer que las juntas verticales de mortero no colaboraban en la resistencia del panel. Esta simplificación está basada en el hecho de que estas juntas verticales en general no se llenan bien al momento de realizar el panel, (ii) debido al efecto de retracción del mortero, no existe un contacto total entre la junta y el mampuesto.
- Dhanasekar (1985) propuso una superficie de falla para mampostería que tenía en cuenta la inclinación de las juntas horizontales respecto a las acciones externas, calibrada con ensayos realizados por Dhanasekar, sobre 180 paneles, su aplicación práctica es muy compleja, ya que necesita el uso de un software de elementos finitos para poder programar la superficie de falla y todas sus constantes.



- Dialer (1991), modificó la teoría de Mann y Müller (1982), considerando la colaboración total de las juntas de mortero. Por lo tanto, al momento de predecir la resistencia del panel no solo tomaba en cuenta la resistencia total de las juntas verticales sino también la relación entre las tensiones horizontales y verticales que se producen en el mampuesto.
- Andraeus (1996), propuso una nueva teoría de falla dentro de ciertos límites de aplicación, como pequeños paneles y juntas de mortero homogéneas. Esta teoría presenta, en principio, resultados muy buenos respecto a los ensayos realizados. Sin embargo, su aplicación práctica es realizada en programas de elementos finitos, con lo cual su uso práctico en macromodelos simples queda un poco relegado.
- Crisafulli, en 1997, propuso una modificación a la teoría de falla existente, desarrollada por Mann y Müller (1982). En su teoría, tuvo en cuenta la real distribución de tensiones sobre el mampuesto y no la distribución constante que fue considerada en un principio. Sin embargo, y a pesar de que es una teoría de simple aplicación y basada en criterios racionales, tampoco tiene en cuenta la colaboración de las juntas verticales de mortero.

Dado que las teorías de falla desarrolladas anteriormente presentan un complejo desarrollo y la utilización de métodos finitos la nueva teoría de falla a utilizar, presenta los modos de falla anteriormente descritos. Esta teoría es de aplicación simple y posee la ventaja de poder considerar, en forma parcial o total la contribución de las juntas verticales de mortero. (Torrise, 2012)

Además, considera el estado real de tensiones tanto en los mampuestos como en las juntas de mortero, obtenidos de un análisis paramétrico con modelos elásticos de elementos finitos realizados en Abaqus (Hibbit et al., 2006). También se presenta la teoría en un estado de tensiones principales, con el objeto de poder ser usada en macromodelos para predecir la respuesta de las estructuras de MC y de los marcos de HA rellenos con mampostería. Esto constituye un gran aporte, debido a la generalidad del modelo, su fácil aplicación en cualquier

planilla de cálculo o bien para ser ingresada en envolventes materiales simples de programas de análisis estructural.

En las estructuras de MC, el panel de mampostería está sujeto a un estado de tensiones diagonal, las que inducen en el panel tensiones normales y de corte que producen su falla. Torrisi (2012) realizó estudios donde se demostró que el panel está sujeto a un estado de corte puro y de tensiones verticales. En la **Figura 33** muestra un panel de mampostería sometido a un estado de corte puro.

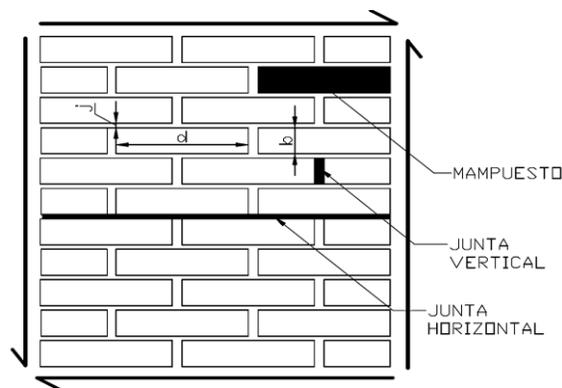


Figura 33. Panel de mampostería sometido a corte puro (tomado de Torrisi, 2012)

Torrisi (2012), realizó modelos de EF para el estado tensional sobre los paneles de mampostería sujetos a cargas laterales, en el programa ABAQUS en su versión 6.6. Para realizar modelos de elementos finitos de paneles elásticos sometidos a corte puro.

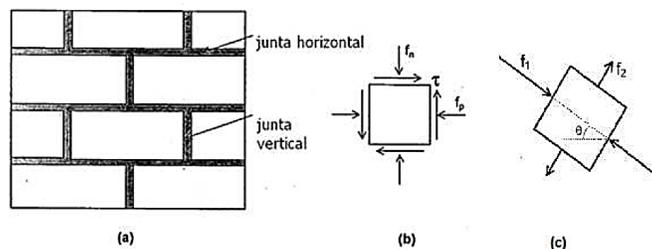


Figura 34. Panel de mampostería y estado tensional **a)** panel y juntas de mortero, **b)** espacio de tensiones normales, **c)** estado de tensiones principales (tomado de Torrisi, 2012)

La presencia de juntas verticales, aunque su calidad sea baja, hace que las tensiones horizontales en la cara vertical de los mampuestos posean valores distintos de cero, lo que modifica notablemente el estado tensional sobre el panel. Sobre la base de estas hipótesis de trabajo se desarrolla la nueva teoría de falla para los paneles de mampostería (Torrise, 2012).

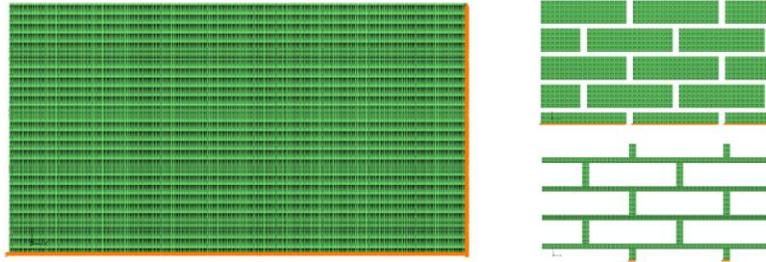


Figura 35. Malla de elementos finitos para nueva teoría realizada por Torrisi, (2012).

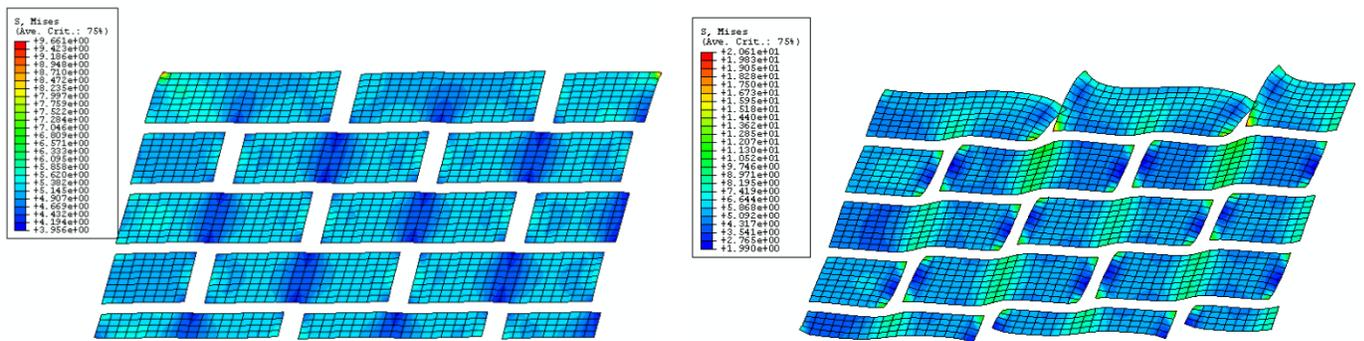


Figura 36. Deformada del panel modelado; izquierda: para el caso de la consideración de las juntas verticales; Derecha: para el caso de la no consideración de las juntas verticales (tomado de Torrisi, 2012)

La diferencia principal entre ambos resultados es que la deformación global del panel, como así también de los mampuestos. La segunda figura es mayor la deformación comparada con la primera. Esto se debe principalmente a la ausencia de las juntas verticales de mortero, las que limita la deformación de los mampuestos y esto genera una reagudización del panel. Además las



tensiones en los mampuestos son mayores en el modelo que posee juntas verticales respecto al que no posee dichas juntas (Torrise, 2012).

Torrise (2012) defiende el valor de la resistencia de la mampostería en dirección de las tensiones principales.

Ecuaciones para primer tipo de falla de deslizamiento de las juntas verticales:

$$f_{m\theta} = f_1 = \frac{\tau_0/k}{(\delta - 1)sc - u/k(s^2 + \delta c^2)} \quad (22)$$

Donde k se define como:

$$k = 1 + C_n u \frac{b}{d} \quad (23)$$

Ecuaciones para el segundo tipo de falla por tensiones principales:

$$f_{m\theta} = f_1 = (\chi + \omega) + \sqrt{(\chi + \omega)^2 + \frac{1}{\varphi^2}} \quad (24)$$

Con los significados de las variables:

$$\varphi = \frac{C_s}{f_{tb}} (\delta - 1)sc \quad (25)$$

$$\psi = \left(\frac{s^2 + \delta c^2}{f_{tb}} \right) \quad (26)$$



$$\chi = \frac{y}{\varphi} (\psi + 1) \quad (27)$$

$$\omega = \frac{\psi}{2\varphi^2} \quad (28)$$

Las ecuaciones 24 y 26 representan la resistencia de los modos de falla en el espacio de tensiones principales. Estas ecuaciones resultan fundamentales para la evaluación de la resistencia del panel en el espacio de tensiones principales, con el objeto de ser utilizado en modelos de puntal-tensor para predecir la respuesta de muros de MC ó MRM.

3.3.2. Envolvente de corte para elementos de hormigón armado

Debido a la suma de la interacción que se produce entre el panel y los elementos de HA y el efecto dla diagonal comprimido, se inducen esfuerzos de corte y flexión en ciertas zonas de la columna. Estos esfuerzos pueden llegar a producir una falla de corte por deslizamiento en la zona cercana al nudo. Esta falla se caracteriza por una grieta horizontal o con un ángulo muy pequeño, además, por la movilización de mecanismos de resistencia que no atribuyen en gran medida en el caso de las fallas de corte diagonal, como son el *aggregate interlock*, denominado también trabazón de agregados y el *dowel action* o acción de dovela de las barras longitudinales (Torrissi, 2012).

En la **Figura 37**, se representa el corte provisto por la acción de dovela de las barras longitudinales (V_d) y el corte proveniente de la fricción de la interface (*aggregate interlock*) (V_d).

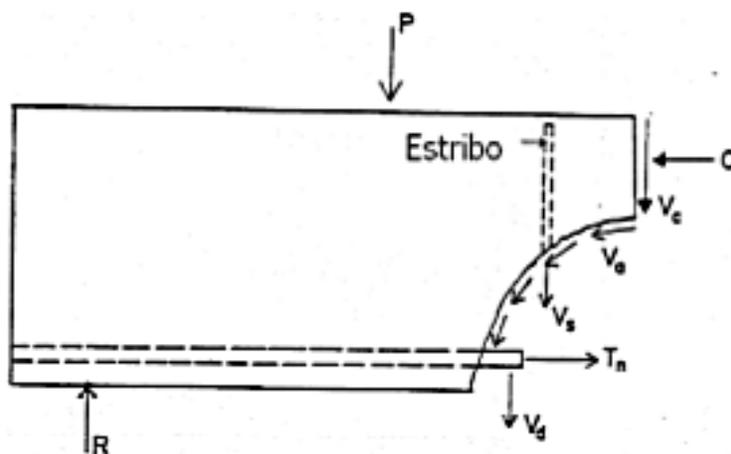


Figura 37. Esfuerzos involucrados en la resistencia a corte (tomado de Jiménez Pérez, 1978)

Torrise (2012), presenta una revisión las diversas teorías para la evaluación de la resistencia por acción de dovela y trabazón de agregados, estas presentan grandes diferencias entre sí, lo que provoca una tarea compleja al momento de elegir una de ellas. También, presenta la teoría de corte clásica denominada UCSD, la cual sirvió de base para la realización de las envolventes utilizadas en las columnas.

Al verificar que esta última teoría da resultados satisfactorios al usarla como envolvente en los análisis de Torrise (2012), recomienda la utilización de esta teoría modificada, o bien la aplicación de la teoría desarrollada por Xinrong Li (1994) para generar la envolvente de corte. En el presente documento se usó la propuesta por la teoría modificada UCSD, los parámetros para su uso se definen a continuación.

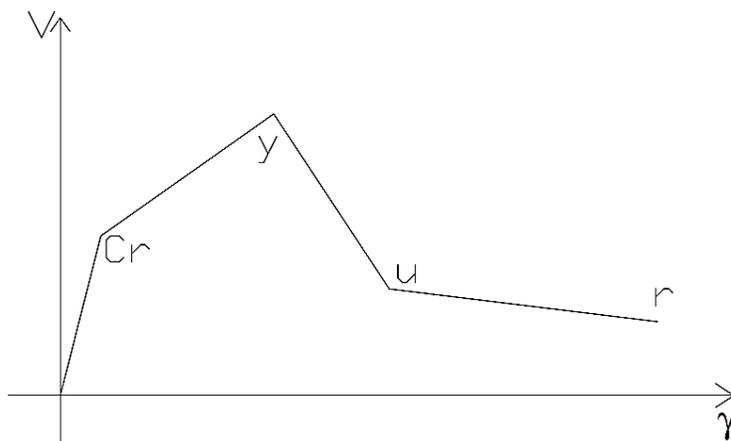


Figura 38. Envolvente de corte Modificada por Torrasi, 2012.

$$V_a = \alpha\beta \sqrt{f'_c A_c} \quad (29)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y}{S} (d - 2c_0 - \phi_L) \cotg(\theta) \quad (30)$$

$$V_p = \frac{N}{L} ((d - 2c_0 - \phi_L)) \quad (31)$$

$$k_{sp} = \frac{\rho_v \sin^4(\theta) \sin^4(\psi) (\cotg^4(\theta) + \cotg^4(\psi))^2}{\sin^4(\theta) + \eta \rho_v \sin^4(\psi)} E_s A_c \quad (32)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \quad \rho_v = \frac{A_v f_y}{S} \quad (33)$$

$$\gamma_1 = 0.29, \quad \gamma_2 = 0.05 \quad (34)$$



$$V_y = V_{cr} + V_s \quad (35)$$

$$V_u = \gamma_2 V_a + V_p + V_s \quad (36)$$

$$V_r = V_p + V_d \quad (37)$$

$$V_d = \rho_L b d f_y \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (38)$$

$$\gamma_{cr} = \frac{V_{cr}}{GA_c} \quad (39)$$

$$\gamma_y = \gamma_{cr} + \frac{V_{cr}}{k_{sp}} \quad (40)$$

$$\gamma_u = 2\epsilon_{su}^v (d - 2d_1) \quad (41)$$

$$\gamma_u = 0.12 \left(\frac{M}{Vd} \right)^{1.5} \left(1 - 0.1 \sqrt{\frac{N}{bd}} \right) \quad (42)$$

$$\gamma_r = 0.5 \geq 4\gamma_u \quad (43)$$

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{\rho_v n + \zeta \frac{\rho_v A_v}{\rho_L A_c}}{1 + \rho_v n} \right]^{-1} \quad (44)$$



3.3.3. Macromodelo panel: ancho efectivo de diagonales y distribución de áreas

3.3.3.1. Ancho efectivo de diagonales.

El ancho de la diagonal equivalente tiene varias expresiones que han sido desarrolladas a lo largo del tiempo por diferentes autores. Torrisi (2012), presenta los modelos más significativos para estimar el ancho de la diagonal equivalente los cuales se describen a continuación.

Holmes (1962), propuso calcular el ancho total de la diagonal equivalente (w_0) mediante la expresión 47 la que surgió de ensayos experimentales.

$$w_0 = \frac{L_d}{3} \quad (45)$$

$$L_d = \sqrt{l_v + h^2} \quad (46)$$

Mainstone (1971) propuso la expresión 49 para calcular el ancho de la diagonal equivalente, usando un parámetro λ_h que fue desarrollado por Stafford Smith (1962, 1966).

$$w_0 = 0.16\lambda_h^{-0.30} L_d \quad (47)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t \text{sen}(2\theta)}{4I_c E_c h}} \quad (48)$$

$$\theta = \frac{h}{l_v} \quad (49)$$



Bazán y Meli (1980) realizaron estudios y experimentos propusieron las siguientes ecuaciones empíricas:

$$w_0 = (0.35 + 0.022\lambda)h \quad (50)$$

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (51)$$

$$A_c = l_v \cdot t \quad (52)$$

$$G_m = 0.4E_m \quad (53)$$

Para aplicar estas ecuaciones se debe cumplir $0.9 \leq \lambda \leq 11$ y L_m/k estén comprendidos entre 0.75 y 2.5.

Hendry (1981) propuso dos ecuaciones similares a la de Stafford (1962), con la diferencia que da un valor de λ para vigas y otro para columnas.

$$\lambda_c = \sqrt[4]{\frac{E_m t \operatorname{sen}(2\theta)}{4I_c E_c h}} \quad (54)$$

$$\lambda_v = \sqrt[4]{\frac{E_m t \operatorname{sen}(2\theta)}{4I_v E_c h}} \quad (55)$$



$$z_c = \frac{\pi}{2\lambda_c} \quad (56)$$

$$z_v = \frac{\pi}{2\lambda_v} \quad (57)$$

$$w_0 = \frac{1}{2} \sqrt{z_c^2 + z_v^2} \quad (58)$$

Liaw y Kwan (1980) en base a modelos de métodos finitos propusieron el ancho de la diagonal equivalente como se indica en la siguiente ecuación:

$$w_0 = \frac{0.95h \cos(\theta)}{\sqrt{\lambda_n H}} \quad (59)$$

Donde:

λ_n : Relación de rigideces entre el panel y los elementos circundantes desarrollado por Stafford Smith (1962).

Decanini y Fantin (1987) expresan una fórmula para el ancho de la diagonal equivalente, para panel agrietado y sin agrietar:

$$w_0 = \left(\frac{0.0707}{\lambda_n H} + 0.010 \right) L_d \quad \text{Si } \lambda_n \leq 7.85 \quad (60)$$

$$w_0 = \left(\frac{0.0707}{\lambda_n H} + 0.040 \right) L_d \quad \text{Si } \lambda_n > 7.85 \quad (61)$$

Paulay y Priestley (1992) decidieron considerar un modelo más conservador dado por la ecuación:



$$w_0 = \frac{L}{4} \quad (62)$$

FEMA (*Federal Emergency Management Agency*), en **1997** indica como ancho de la diagonal equivalente lo expresado por la siguiente ecuación:

$$w_0 = 0.175(\lambda H)^{-0.4} L_d \quad (63)$$

Ya que la longitud de contacto entre el panel y los encadenados varía durante los ciclos de carga y descarga del muro, sin embargo, una vez que se llega a la resistencia máxima la longitud de contacto no varía significativamente. Por consiguiente, el ancho de la diagonal equivalente puede ser evaluado mediante alguna de las expresiones anteriores y mantener tal valor constante durante el análisis (Torrise, 2012).

3.3.3.2. Distribución de áreas

En los modelos de diagonal equivalente caracterizado por una sola diagonal la aplicación del ancho es directo, en modelos de dos diagonales como el de Crisafulli (1997), propone asignar la mitad del ancho total a cada diagonal. En modelos que presenten tres diagonales como Chrysostomou, (1999), al igual que el modelo de Dakhakhni, (2003), los autores proponen asignar a la diagonal central la mitad del área total y un cuarto del área a cada una de las diagonales laterales.

Torrise (2012) realizó varios análisis elásticos con programas de EF para encontrar la mejor distribución de áreas para las tres diagonales, en base a sus resultados recomienda asignar entre un 30% y un 60 % del ancho total de la diagonal equivalente a la diagonal central y repartir el resto en partes iguales para las diagonales laterales.



Una mayor asignación de área a la diagonal central generará una mayor rigidez inicial que la asignación de un área pequeña, pero se inducirán esfuerzos de corte menores en los encadenados (Torrise, 2012).

3.3.4. Reglas de histéresis

Para representar el comportamiento histerético de flexión y corte de los elementos de HA es necesario definir la envolvente y el comportamiento ante ciclos de carga y descarga. Si bien existen en la actualidad una cantidad de modelos histeréticos para representar el comportamiento, Torrise (2012) propone modelos simples que puedan representar en forma correcta los principales efectos.

El comportamiento del panel de mampostería se representa mediante la respuesta histerética de las diagonales equivalentes, las cuales se detallan en la sección 3.3.5.4.

3.3.5.1. Comportamiento a Flexión

El modelo para representar este comportamiento corresponde al modelo histerético de Takeda, con envolvente trilineal, la **Figura 39** muestra la envolvente utilizada por el modelo, donde se indica los puntos de agrietamiento (c_r), fluencia (y) y momento máximo (m).

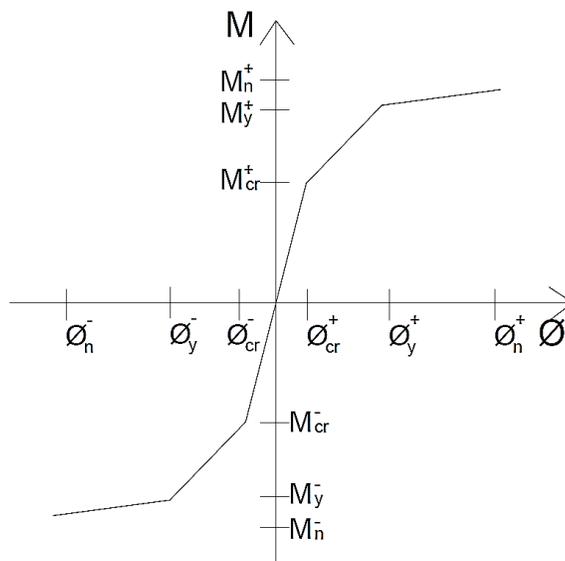


Figura 39. Modelo histerético de Takeda: Envolvente de Flexión (tomado de Torrissi, 2012)

3.3.5.2. Comportamiento a Corte

Para modelar el comportamiento de corte se utiliza un modelo con envolvente trilineal como se muestra en la **Figura 40**, y que tiene en cuenta el comportamiento inicial hasta el punto de la primera grieta (**cr**), el punto de máximo corte (**y**) y la resistencia residual (**r**). Luego del último punto, el modelo continúa deformándose con una pendiente negativa igual a 0.001 de la rigidez inicial, para representar el comportamiento por dovela y resistencia residual (Torrissi, 2012).

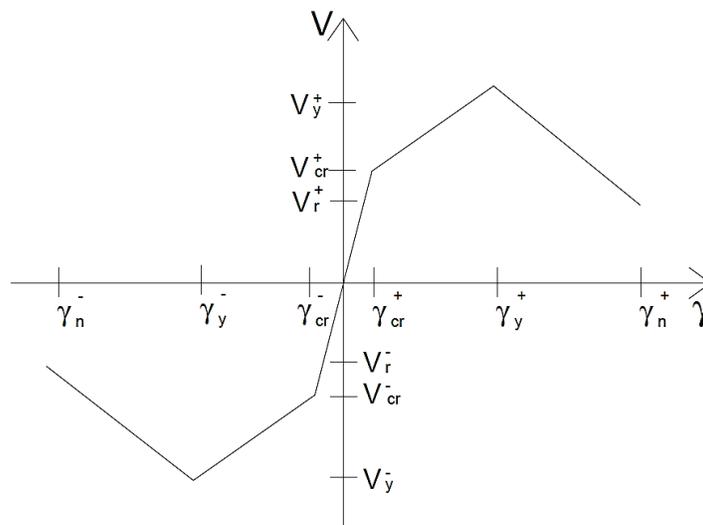


Figura 40. Modelo histerético con pinching: Envolvente de corte (tomado de Torrisi, 2012)

3.3.5.3. Comportamiento Axial – elementos de hormigón armado

El comportamiento axial de los elementos de hormigón armado se representa mediante un modelo bilineal, disponible en el catálogo de Ruaumoko (Carr, 2007). La envolvente utilizada se observa en la **Figura 40**.

En el comportamiento en tracción, luego de alcanzar la fluencia de la armadura longitudinal (N_t), el modelo toma una pendiente igual al 1.5% de la rigidez inicial, mientras que en el comportamiento a compresión, el comportamiento es elástico lineal hasta la carga máxima de compresión (N_c) (Torrisi, 2012).

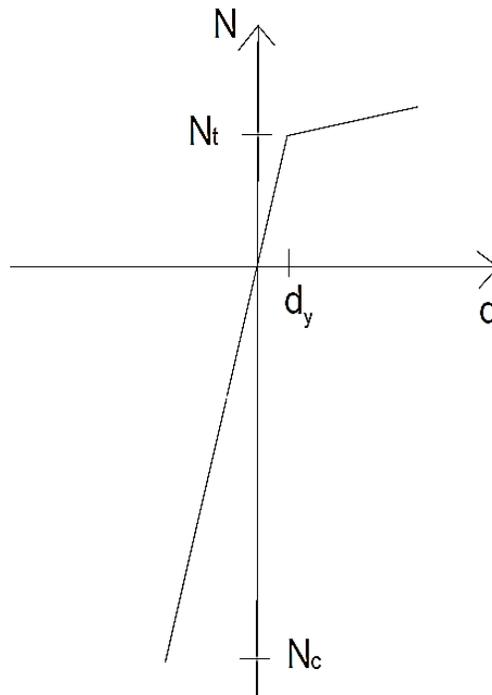


Figura 41. Modelo histerético bilineal: Envolvente Axial (tomado de Torrasi, 2012)

Torrasi (2012), resalta que, si bien este comportamiento no es exactamente como el visto experimentalmente, se acepta como válido debido a los esfuerzos a los que están sometidos los elementos de HA.

➤ **Esquema general implementado en Ruaumoko de los elementos confinantes, reglas de histéresis empleadas.**

En el siguiente gráfico se describe el modelo general implementado en el software Ruaumoko de los elementos de hormigón armado, y se describen las reglas de histéresis empleadas en cada resorte.

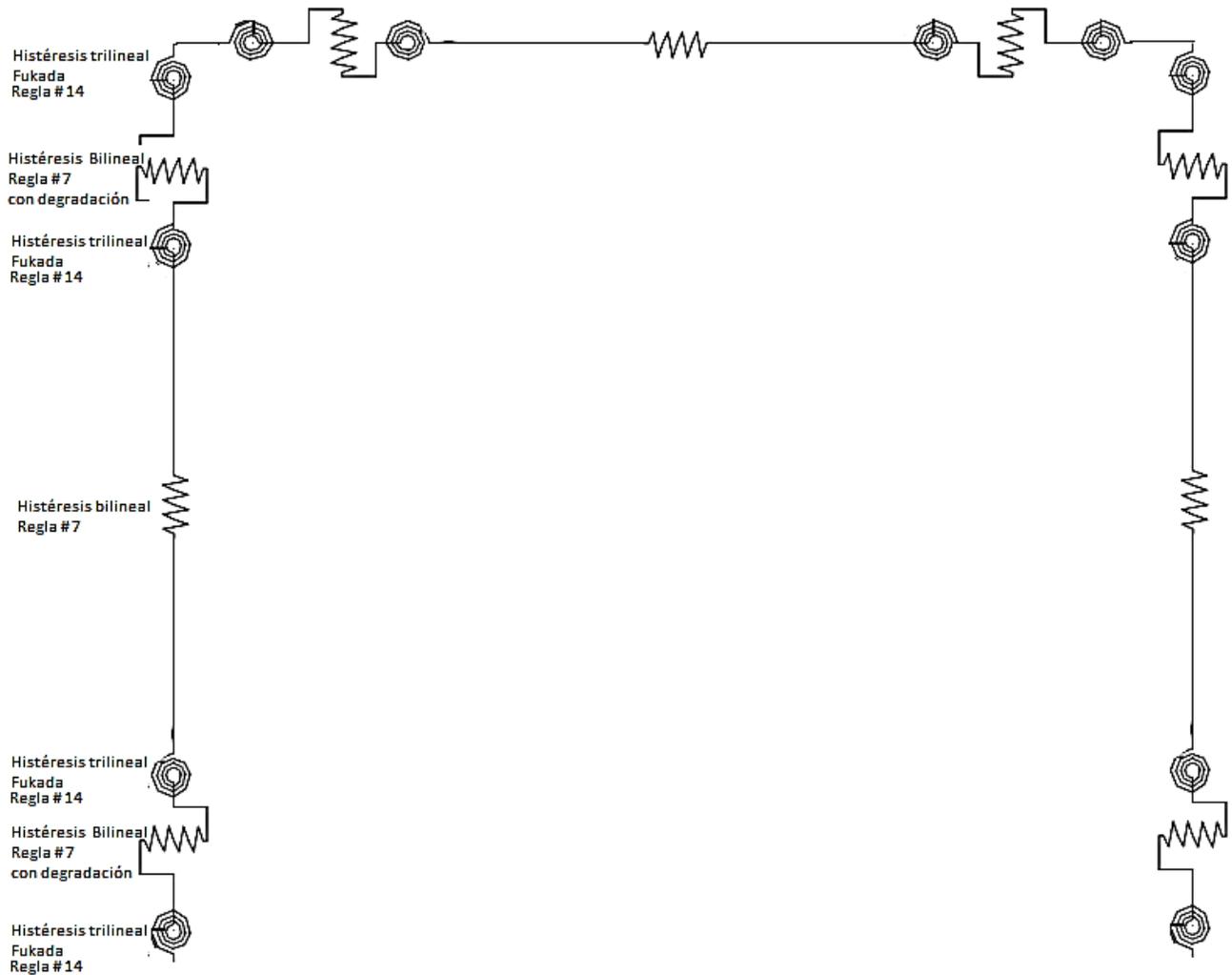


Figura 42. Esquema general implementado en Ruaumoko de los elementos confinantes, reglas de histéresis empleadas disponibles en el catálogo de Ruaumoko

3.3.5.4. Comportamiento axial – diagonales de mampostería

En el modelo propuesto, las respuestas de los resortes axiales se representan de acuerdo a relación histerética esfuerzo- deformación presentada en **Figura 43**, dada por Crisafulli (1997).

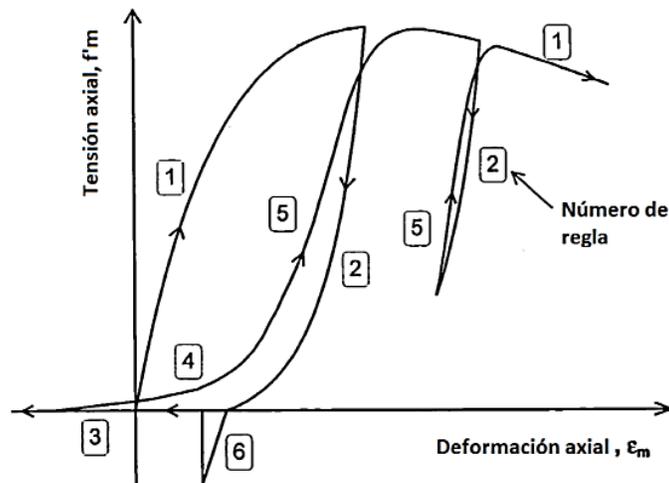


Figura 43. Modelo histerético propuesto por Crisafulli (1997) para las diagonales de mampostería.

Este modelo fue implementado en Ruaumoko por Crisafulli (1997), el cual corresponde a la regla de histéresis 33.

Para la implementación de este modelo se requiere de ciertos parámetros mecánicos y geométricos que definen el comportamiento de las diagonales los cuales se detallan a continuación:

- **Esfuerzo a compresión, $f'm$:** es el principal parámetro para controlar la resistencia de la diagonal.
- **Esfuerzo a tracción, $f't$:** representa el esfuerzo a tensión de la mampostería. Crisafulli (1997) en base resultados obtenidos de diferentes ejemplos indica que este valor al ser mucho más pequeño que el esfuerzo a compresión, no tiene una influencia significativa sobre la respuesta global, por lo tanto, puede ser asumido como cero.



- **Deformación de máximo esfuerzo, ϵ'_m** : este parámetro usualmente varía entre -0.002 y -0.005, su efecto principal sobre la respuesta global del marco relleno es la modificación de la rigidez secante en el tramo ascendente de la curva tensión-deformación.
- **Deformación última, ϵ_u** : este parámetro es usado para controlar el tramo de descendencia de la relación esfuerzo-deformación. Un valor adoptado de $\epsilon_u=20\epsilon'_m$, logra una disminución suave del esfuerzo de compresión, la rama descendente se describe adecuadamente usando una curva parabólica en lugar de las ecuaciones de Sargin (Crisafulli, 1997).

3.4. Paredes de MC con aberturas

Un estudio de investigación experimental mostró que, cuando el área de abertura es inferior a aproximadamente el 10% del área total de la pared, la resistencia a la carga lateral de la pared no se reduce significativamente en comparación con una pared sólida (Yáñez et al 2004). Las paredes con aberturas más grandes desarrollan grietas diagonales (lo mismo que las paredes sólidas), excepto que las grietas se forman en los muelles entre las aberturas.

Este estudio recomienda proponer estimar la resistencia lateral de las paredes con aberturas de ventanas y puertas mediante la reducción del ancho de la diagonal equivalente neto que se forma cuando la pared es llena.

3.4.1. Ensayo experimental para la obtención del factor de reducción

La propuesta de un factor de reducción se obtuvo de la recopilación de varias investigaciones de varios autores que describe Asteris (2011). Para encontrar este factor de reducción se realizó pruebas experimentales empleando un marco de hormigón armado de 4 pisos y tres vanos, donde las paredes de ladrillo incluían diferentes dimensiones, esto se lo realizó en el laboratorio de reacción de pared ELISA del programa de investigación ICONOS (Asteris, et al., 2011). Los movimientos sísmicos de entrada se eligieron para que fueran representativos de un escenario de riesgo europeo moderado-alto. El programa de elementos “SeismoStruct” se empleó para el

análisis esta estructura con el fin de comparar y calibrar la respuesta de la estructura antes cargas laterales y así obtener un factor de reducción.

La característica básica de este análisis es que las longitudes de contacto de marco-relleno y las tensiones de contacto se estiman como una parte integral de la solución. En resumen, de acuerdo con esta técnica, los modelos de elementos finitos de la pared de relleno se consideran vinculados a los modelos experimentales en dos puntos, que son las esquinas de la diagonal comprimida del relleno. (Puntos A y B en **Figura 44**) (Asteris, et al., 2011).

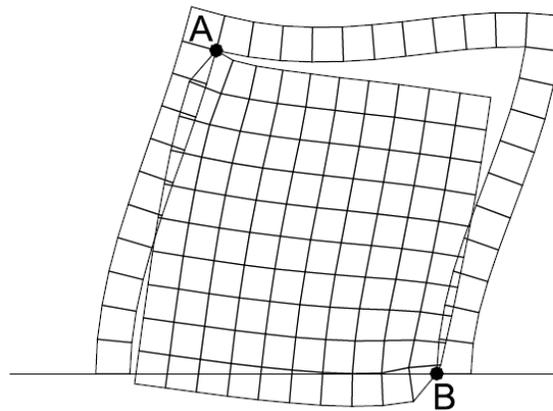


Figura 44. Puntos de contacto de pared de mampostería (tomado de Asteris, 2011)

Luego, los desplazamientos nodales se calculan y verifican si los puntos del modelo de relleno se superponen con los elementos finitos del marco relleno. Si la respuesta es positiva, los puntos vecinos (a los previamente vinculados) también se vinculan y el procedimiento se repite. Si la respuesta es negativa, el procedimiento se detiene y la malla deformada derivada es la determinada **Figura 45** (Asteris, et al., 2011).

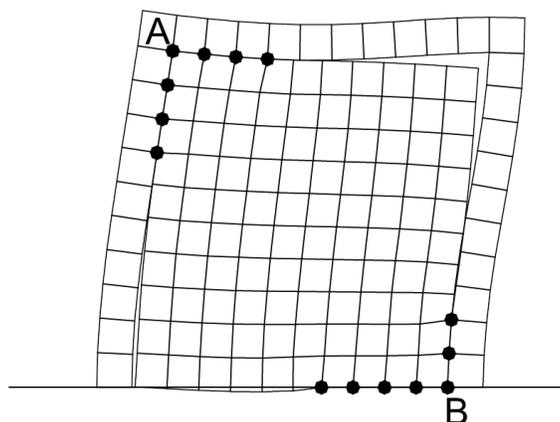


Figura 45. Puntos de contacto superpuestos en pared de mampostería (tomado de Asteris, 2011)

Usando esta técnica, se presentan los resultados analíticos sobre la influencia del tamaño de apertura en la respuesta sísmica de marcos rellenos de mampostería.

3.4.2. Comportamiento paredes con aberturas

Se sabe que las paredes de relleno de mampostería afectan la resistencia y la rigidez de las estructuras de marco rellenos. En cargas laterales, las paredes de relleno aumentan la rigidez dramáticamente al actuar como una diagonal equivalente a compresión por esta razón al tener menos área de relleno se disminuirá la rigidez de esta. (Asteris, et al., 2011)

Como mencionaron Mallick y George (1971), sobre el trabajo de Cull en 1966, quien probó algunos marcos rellenos que tenían aberturas centrales con y sin refuerzo alrededor de las aberturas, observó que estas aberturas reducen la rigidez y la resistencia de los marcos rellenos en aproximadamente un 45% a 70%, en comparación con un panel de relleno sólido. Las fallas ocurrieron debido al aplastamiento de una de las esquinas cargadas del panel de relleno. Se produjeron grietas considerables en los rellenos antes del fracaso. (Asteris, et al., 2003).



Según los autores, los resultados podrían resumirse de la siguiente manera: (i) las aberturas en los rellenos producen grandes reducciones en la resistencia y la rigidez de los marcos rellenos; y (ii) cuando la abertura se extiende por encima de la diagonal de compresión, entonces el relleno está bajo flexión, cortante y compresión, y la acción del relleno es de naturaleza diferente de la acción de un puntal diagonal.

3.4.3. Reducción de resistencia lateral: factor de reducción

En esta sección se propone utilizar un factor que reduce el ancho (ω_0) de la diagonal equivalente para una pared llena, representando así la reducción de resistencia generada por la presencia de aberturas.

Asteris (2011), realizaron estudios basándose en métodos de EF disponibles, y proponen analíticamente una ecuación para obtener el factor de reducción λ , el cual representa la influencia de la abertura en las respuestas sísmica de paneles de relleno.

La **Figura 46** muestra la variación del factor λ , el cual está en función del porcentaje de apertura (área de abertura / área de la pared de relleno), para el caso de una abertura en la diagonal equivalente de compresión de la pared de relleno (con relación de aspecto de la apertura de la misma que la del relleno).

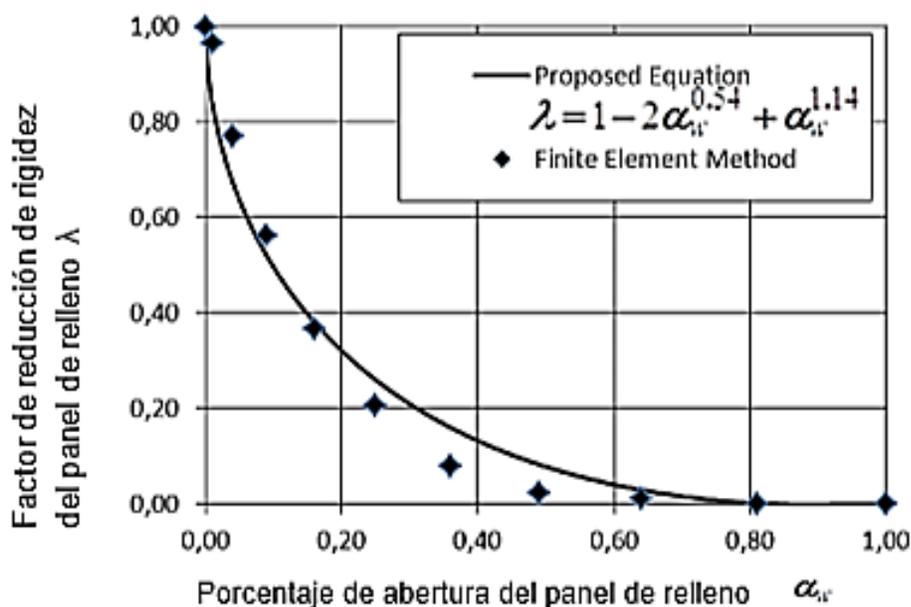


Figura 46. Factor de reducción de la rigidez en relación con el porcentaje de abertura (tomado de Asteris 2011)

Ecuación propuesta por Asteris (2011):

$$\lambda' = 1 - 2\alpha_w^{0.54} + \alpha_w^{1.14} \quad (64)$$

3.4.4. Implementación en paredes de MC

Ya que el factor de reducción λ se multiplica por el ancho de la diagonal equivalente en compresión, el modelo propuesto por Torrisi (2012) al estar formulado bajo la teoría puntal-diagonal con tres diagonales en compresión, **Figura 47b**, el porcentaje de reducción λ se multiplicará por el área de la diagonal ω_0 obtenida de una de las ecuaciones descritas en la sección 4.1., y se obtendrá la nueva área $\lambda \cdot \omega_0$ de la diagonal para paredes confinadas con aberturas.

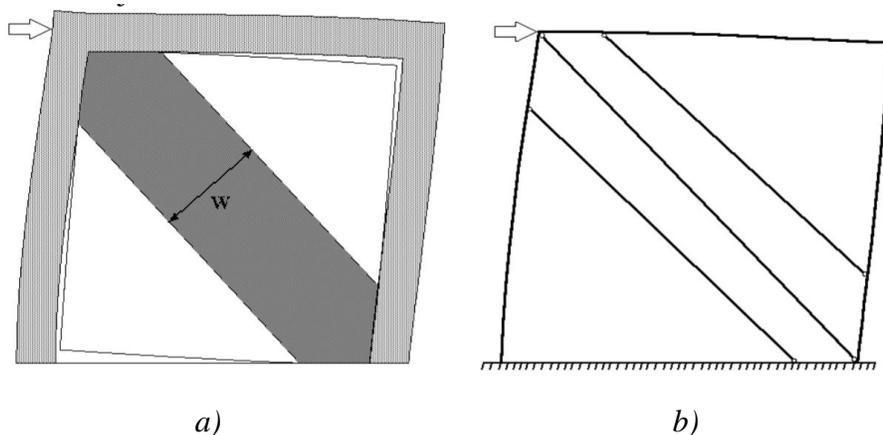


Figura 47. Modelo de tres diagonales; **a)** ancho de la diagonal en una biela de compresión; **b)** modelo de tres diagonales de compresión.

Ya que el valor de λ (factor de reducción para paneles de relleno) solo afecta al ancho de la diagonal equivalente en compresión y no al modelo en sí, se puede acoplar este factor a la tipología de MC ya que no existe una modificación significativa del modelo propuesto para mampostería confinada.

De esta manera el modelo no sufre un gran cambio en cuanto a las características principales de la modelación, y sufre una reducción del ancho en proporciones similares que teníamos para pared llena, con esta reducción de ancho se simula la reducción de rigidez que sufre la pared de MC con aberturas.



4. VALIDACIÓN DE MODELOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

El modelo propuesto se implementó en el programa Ruaumoko – 2D, el cual es un programa de uso extendido para el análisis no lineal de estructuras planas sometidas a acciones sísmicas

4.1. Ruaumoko - 2D: Programa de modelización y análisis.

El programa Ruaumoko 2D, fue desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, por el Dr. Athol J, Carr, y está diseñado para llevar a cabo el análisis de estructuras, en particular edificios y/o puentes, sometidos a terremotos y otras excitaciones dinámicas.

Ruaumoko 2D permite realizar análisis estático, análisis modal, análisis dinámico tiempo-historia y análisis monotónico “pushover”, con la disposición de los siguientes elementos: frame (vigas o columnas), spring (resortes lineales o rotacionales), damping or dash-pot (disipadores de energía), active-tendon (puntales de carga constante), quadrilateral finite (paneles), masonry panel (muros de albañilería confinada), foundation or ground (sistema de resortes que representan la interacción suelo-fundación) y structural-wall (muros de hormigón armado). Para el presente trabajo se idealizó el modelo propuesto por Torrisi (2012), mediante elementos tipo resorte.

Los elementos tipo resorte pueden ser usados para modelar efectos especiales en la estructura, la orientación de este elemento está dada por la orientación axial del miembro. El elemento resorte presentado por Ruaumoko-2D se trata de un elemento de cuatro nodos, que comprende dos vínculos rígidos en los extremos y una parte central deformable, delimitada por los nodos 3 y 4, como se observa en la **Figura 48** la parte central incluye tres tipos de resorte: longitudinal, transversal y rotacional, los cuales representan el comportamiento axial, de corte y flexión respectivamente.

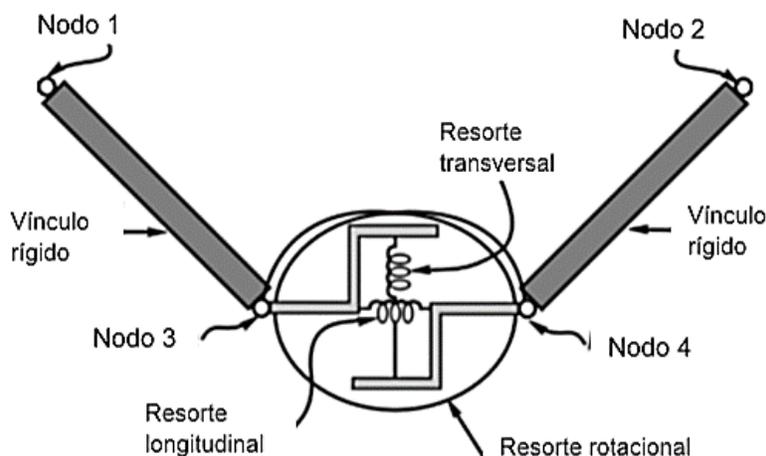


Figura 48. Miembros tipo resorte (adaptado de Carr, 2007)

Para que este elemento pueda representar un resorte de tipo específico, se omite otro tipo asumiendo una rigidez infinita en el resorte asociado a dicho comportamiento (Jiménez Pacheco, 2016)

4.2. Ejemplos de aplicación.

En esta sección se desarrollan diversos ejemplos de validación y aplicación de paredes de mampostería confinadas. Se incluye también el análisis de dos casos de paredes de mampostería confinada con aberturas.

4.2.1. Paredes de MC llenas

4.2.1.1. Caso 1: Trabajo de Torrasi (2012)

El primer ejemplo de aplicación corresponde a una pared de mampostería llena ensayada por Torrasi (2012) con altura 2.50 m y longitud de 3.50 m.

Las dimensiones del ladrillo son 300 x 150 x 170 mm, y el espesor del mortero 10 mm. Los elementos de hormigón armado son de 170 mm x 200 mm con 4@10 mm como armadura longitudinal y estribos de 4.2 mm cada 150 mm, **Figura 49.**

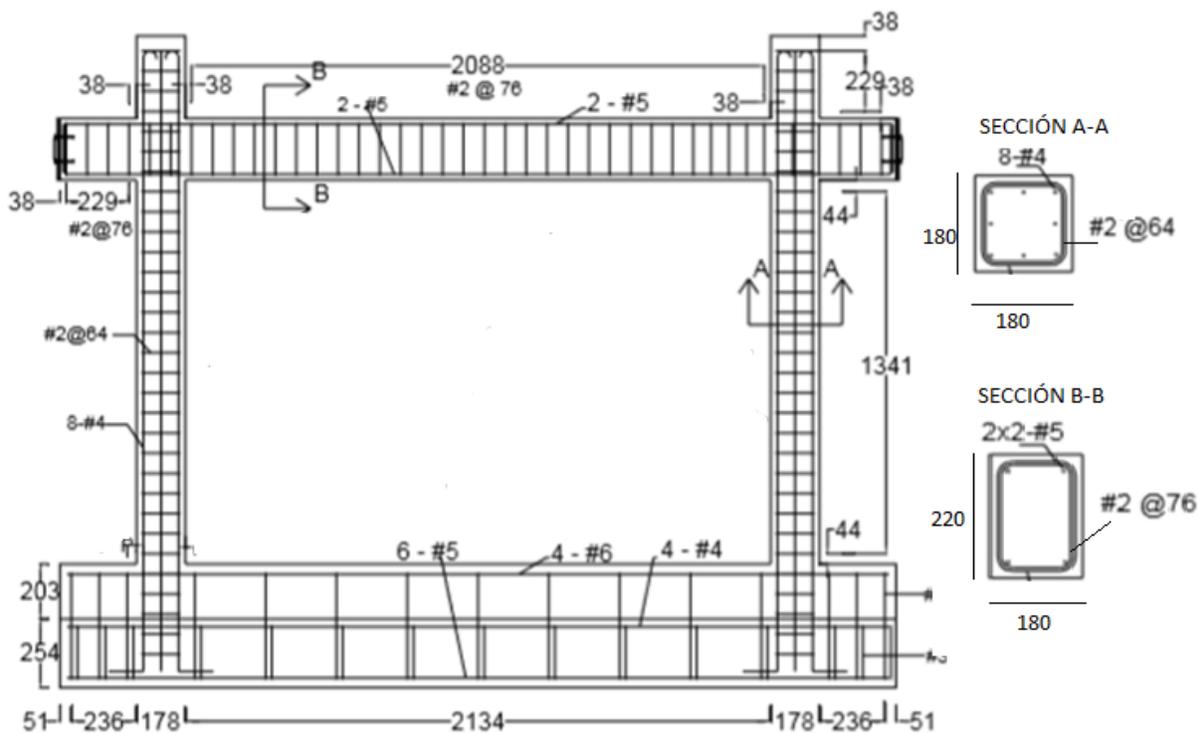


Figura 49. Pared confinada ensayada por Torrisi (2012).

La resistencia de los materiales es de 21 MPa para el hormigón, 420 MPa para el acero y 12 MPa para la mampostería en compresión, que en dirección principal de la diagonal principal tiene una resistencia de 1.04 MPa a compresión y 0.2 MPa en tracción. El módulo de la elasticidad de la mampostería es 3893 MPa y el módulo de elasticidad del hormigón 21000 MPa.

El ancho total de la diagonal se consideró como el 17% de la longitud diagonal principal y con una degradación de área hasta el 35 % de la inicial. Las longitudes de contacto de los elementos de confinamiento con el panel se tomaron en 500 mm.

Respecto a la distribución de áreas Torrisi (2012), considera un 75% para la diagonal principal y un 25% para las diagonales laterales distribuido equitativamente para este ejemplo en particular, los resultados obtenidos se presentan en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Distribución
de las áreas.

Descripción	Simbología	Valor	Unidades
Longitud diagonal principal	L_d	4.3	m
Ancho total de la diagonal	w_c	0.731	m
Espesor del muro	t	0.17	m
Área diagonal total	At	0.124	m ²
Área diagonal principal	Ad1	0.0932	m ²
Área de cada diagonal lateral	Ad2	0.0155	m ²

➤ **Ensayo experimental**

El ensayo experimental fue realizado por Mehrabi et al. (1994), quienes ensayaron varias paredes de mampostería para evaluar su comportamiento. La carga máxima lateral aplicada fue de 178 kN, y la carga vertical constante aplicada en cada columna, la cual estaba distribuida a través de la longitud de la viga, fue 146 kN.

Luego de realizado el ensayo, Mehrabi et al. (1994), presentan la curva esfuerzo-deformación como se observa en la **Figura 50**, y los patrones de daño final de la pared que se muestra en la **Figura 51**, indicando las siguientes observaciones.

La primera grieta ocurrió en el panel, a una carga lateral de 133 kN y un desplazamiento lateral de 4 mm. la resistencia lateral no disminuyó en este punto y aumentó hasta 189 kN con un desplazamiento 8 mm. La resistencia lateral máxima alcanzada fue de 189.9 kN a un desplazamiento 14mm, seguido por una disminución gradual en la carga lateral.

Posteriormente, la apertura de grietas inclinadas y el aplastamiento en el relleno condujeron a una disminución rápida de la carga lateral, como se muestra en la **Figura 50**. El aplastamiento

del concreto ocurrió en la sección inferior de la columna a aproximadamente a un desplazamiento de 30 mm.

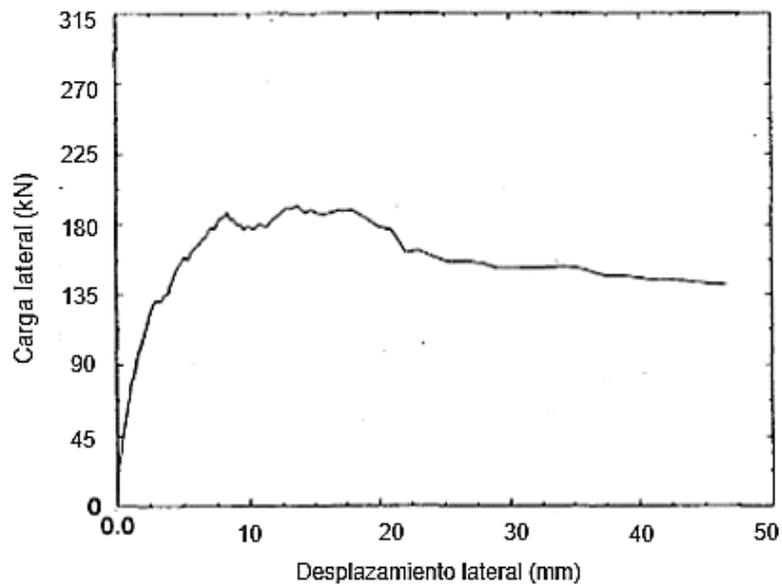


Figura 50. Curva esfuerzo-deformación obtenida del ensayo experimental (adaptada de Mehrabi, *et al.*, 1994)

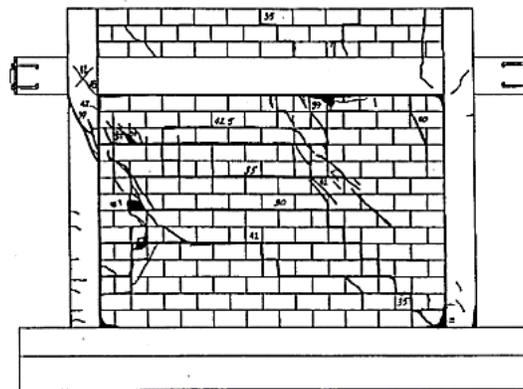


Figura 51. Patrón de fallas obtenido del ensayo experimental (tomado de Mehrabi, *et al.*, 1994)

4.2.1.2. **Caso 2: Trabajo de Okail, et al., 2014.**

El segundo ejemplo de aplicación corresponde a una pared ensayada por (Okail, et al., 2014), para el ensayo experimental las paredes de mampostería fueron construidos directamente sobre zapatas de concreto reforzado usando ladrillos con dimensiones nominales de 250 x 120 x 60 mm. Las columnas y vigas de concreto reforzado, tienen secciones transversales rectangulares de dimensiones 120 x 250 mm, **Figura 52.**

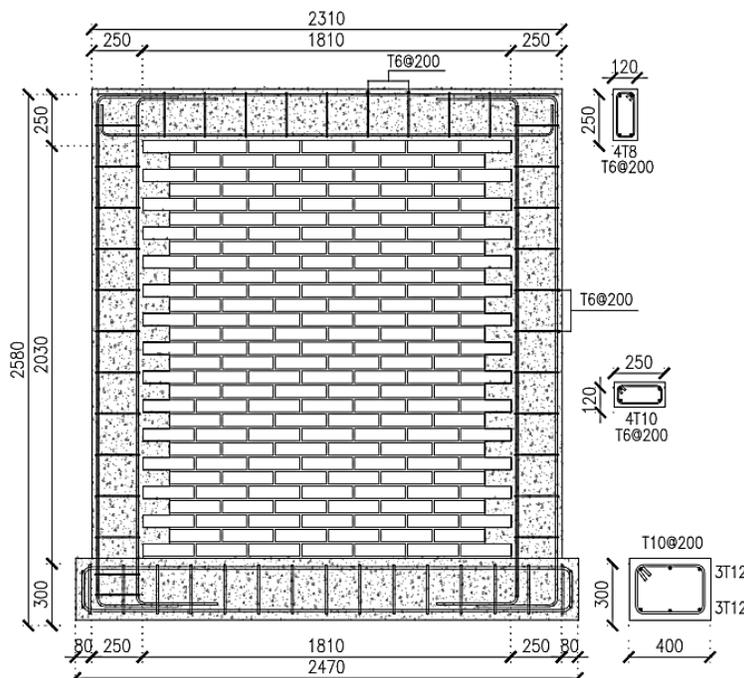


Figura 52. Pared confinada ensayada (tomado de Okail, et al., 2014)

En este ejemplo y para el caso de paredes con aberturas la resistencia de los materiales es de 18 MPa para el hormigón, 360 MPa para el acero y 4.5 MPa para la mampostería en compresión, y 0.45 MPa en tracción. Todo el refuerzo tiene un módulo de elasticidad E_s de 200 GPa

Considerando los valores limites dados por Torrisi (2012), para la longitud de contacto entre el panel de mampostería y los elementos confinantes se obtuvo: longitud de contacto viga – muro un valor de 500 mm y longitud de contacto columna – muro un valor de 300 mm.

El ancho total de la diagonal se calculó mediante la expresión Hendry (1981), y la distribución de áreas se definió en base a lo propuesto por Torrisi (2012), correspondiente a una asignación de 60% para la diagonal central y el 40 % para las diagonales laterales, a fin de no tener grandes variaciones en la rigidez inicial de los muros de mampostería confinada.

➤ **Ensayo experimental**

Las paredes tanto llenas como con aberturas, fueron ensayadas monolíticamente. Las paredes se probaron hasta la falla bajo la combinación de cargas verticales y cargas laterales monótonamente crecientes.

El procedimiento de carga comprendió un ciclo de carga, durante el cual la carga se aplicó en incrementos en 20 kN hasta la falla. Al final de cada paso de carga, la carga se mantuvo constante durante un período de dos minutos, durante los cuales se realizaron mediciones y marcado de grietas (Okail, y otros, 2014).

La curva esfuerzo-deformacion obtenida del ensayo se muestra en la **Figura 53**, y el patrón de fallas para el caso de pared llena se observa en la **Figura 54**.

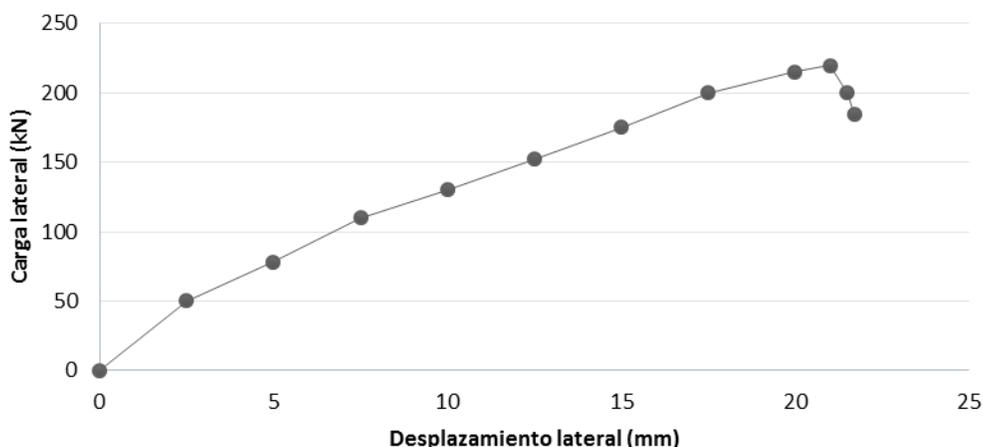


Figura 53. Curva esfuerzo-deformacion obtenida del ensayo experimental (adaptada de Okail, *et al.*,2012)



Figura 54. Patrón de fallas para pared llena obtenido del ensayo experimental (tomado de Okail, *et al.*,2012)

El comportamiento estuvo caracterizado por el agrietamiento escalonado en el panel de mampostería seguido de la falla de corte en las columnas. El modo de falla está caracterizado por la formación de una diagonal de compresión entre la esquina superior y la esquina inferior opuesta. La pared soportó una carga máxima lateral de 230 kN.

En la **Figura 54**, se observa la naturaleza frágil de esta forma de construcción, donde la respuesta es casi lineal hasta la máxima capacidad de carga después de la cual se produce el repentino desarrollo de las grietas de corte de las columnas. Esto a su vez resulta en una rápida degradación en la resistencia y rigidez de la pared.

4.2.2. Paredes de MC con aberturas

Se presenta dos casos de paredes confinadas con aberturas, el primer caso corresponde a una pared de mampostería confinada con ventana y el segundo caso a una pared de mampostería confinada con puerta.

Las paredes con aberturas probadas en este trabajo corresponden a las paredes ensayadas por (Okail, et al., 2014). El armado de los elementos de hormigón armado es el mismo que se detalló para el Caso 2 de pared llena, al igual que las propiedades mecánicas de los elementos.

4.2.2.1. **Caso 3: Trabajo de Okail, et al., 2014. Pared con abertura tipo ventana.**

La relación de aspecto para esta muestra y detalles geométricos se muestra en la *Figura 55*.

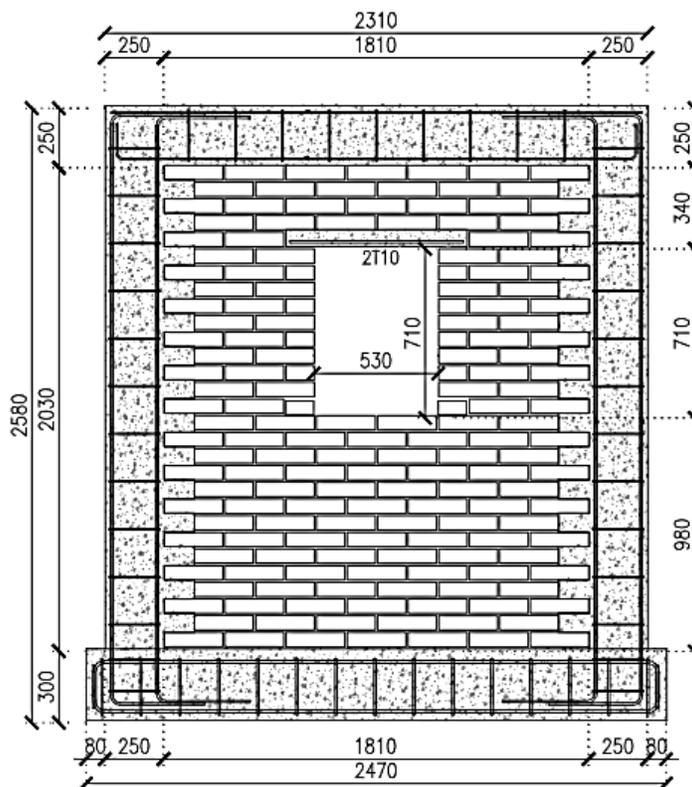


Figura 55. Propiedades geométricas, caso pared con abertura ventana (tomado de Okail et al., 2014).

Aplicando la ecuación de Hendry (1981), se obtuvo un ancho de biela equivalente de 27.97 m para la abertura de ventana, los resultados de análisis se presentan en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Reducción por abertura de ventana.

Descripción	Variable	Valor	Unidades
Base abertura	b_c	0.53	m
Alto abertura	h_c	0.71	m
Área de la abertura	A_c	0.376	m ²
Porcentaje de abertura	A	0.071	%
factor reducción	λ	0.568	
Ancho reducido	w_d	27.94	m

4.2.2.2. **Caso 4: Trabajo de Okail, et al., 2014. Pared con abertura tipo puerta.**

El segundo ejemplo de pared de mampostería confinada se presenta en la **Figura 56**.

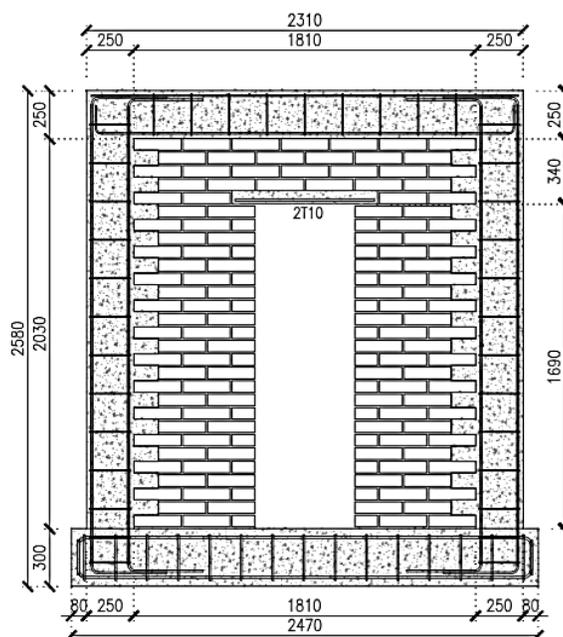


Figura 56. Propiedades geométricas, caso pared con abertura puerta (tomado de Okail et al., 2014).



Aplicando la ecuación de Hendry (1981), se obtuvo un ancho de biela equivalente de 17.91 m para la abertura de puerta, los resultados de análisis se presentan en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Reducción por abertura de puerta

Descripción	Variable	Valor	unidades
Base abertura	$b_0(m)$	0.53	m
Alto abertura	$h_0(m)$	1.69	m
Área de la abertura	$A_0(m^2)$	0.896	m ²
Porcentaje de abertura	$A(m)$	0.170	%
factor reducción	λ	0.3644	
Ancho reducido	$w_0(m)$	17.91	m

4.3. Resultados

En esta sección se presentan las envolventes de falla obtenidas en este trabajo y se comparan estos resultados con los obtenidos experimentalmente y con programas de elemento finitos dados por Torrisi (2012) y (Okail, et al., 2014).

Para la obtención de las curvas se empleó un análisis estático no lineal (pushover). Las figuras presentadas a continuación muestran la carga lateral frente a las curvas de desplazamiento para todas las paredes probadas, respectivamente.

4.3.1. Paredes de MC llenas

4.3.1.1. Caso 1: Trabajo de Torrisi (2012)

En la **Figura 57**. se presentan los resultados obtenidos en este estudio (PROPUESTA), y los obtenidos experimentalmente, la respuesta obtenida con el programa FEAP (Taylor, 2005), el programa RUAUMOKO (Carr, 2007) utilizando el panel desarrollado por Crisafulli (1997) y los obtenidos por ABAQUS, desarrollados por Torrisi (2012).

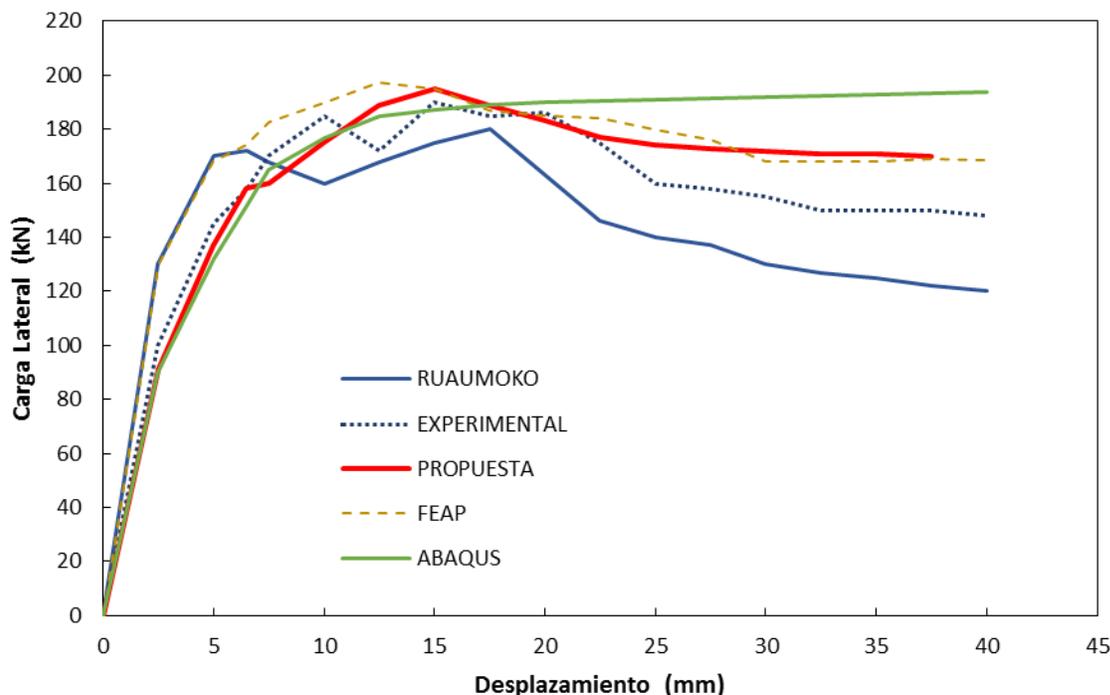


Figura 57. Contraste de las curvas pushover obtenidas: caso pared llena

Se puede apreciar en la **Figura 57**, que el modelo probado en este trabajo predice bastante bien la respuesta experimental, es bastante similar a la obtenida por ABAQUS representando de manera correcta la rigidez inicial y la resistencia máxima promedio de 194 kN, en la zona de degradación tiene un comportamiento similar al obtenido por el programa FEAP (Tylor, 2005).

Si bien los resultados obtenidos por ABAQUS no reproducen la degradación de resistencia cuando los desplazamientos exceden los 20 mm, se observa que los resultados obtenidos por RUAUMOKO en este trabajo presentan una leve degradación, que se aproxima más a los resultados obtenidos por el programa FEAP.

Por lo tanto, el modelo ensayado en el presente trabajo, se considera apto para ser utilizado en el cálculo de estructuras de MC, siempre y cuando se trabaje con conjunto con la teoría de falla expuesta en el capítulo, y con los elementos expuestos en el capítulo, ya que como afirma Torrisi

(2012), el modelo propuesto salva las deficiencias observadas en los modelos existentes, como es la transferencia de esfuerzos a los elementos de hormigón armado y degradación en forma distinta de las diagonales.

4.3.1.2. Caso 2: Trabajo de Okal, et al., (2014), pared llena

Una vez validado el modelo de pared llena en el caso 1, se procedió a implementar una segunda pared descrita en la sección 4.2.1.2.

Los resultados obtenidos del modelo propuesto vs los resultados obtenidos por (Okail, y otros, 2014) se presentan en la **Figura 58**.

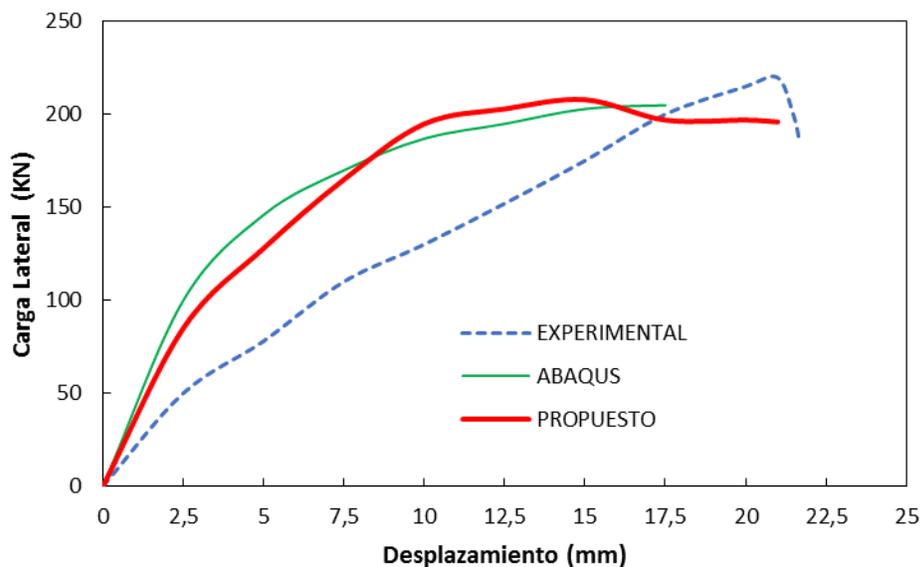


Figura 58. Contrastación de la curva pushover obtenida: caso pared llena

A diferencia del caso 1, en este caso los resultados obtenidos por el modelo propuesto se compara solo con resultados experimentales y resultados obtenidos por el programa ABAQUS.



En la **Figura 58** se puede observar que el resultado obtenido en este trabajo se ajusta con buena aproximación a los resultados reportados por ABAQUS, captando de muy buena manera la rigidez inicial a diferencia de los resultados experimentales.

La diferencia respecto a los resultados de ABAQUS y los resultados experimentales corresponde aun 10.9 % para carga maxima y 20.6% para el maximo desplazamiento. En cuanto a los resultados del modelo propuesto y los resultados de ABAQUS se obtuvo una diferencia del 2% para carga maxima y un 5% para el desplazamiento maximo.

Se observa en los resultados presentados en la **Figura 58** por ABAQUS, la curva no presenta degradacion, sin embargo, el modelo propuesto presenta una leve degradacion de resistencia del muro. Por lo tanto, se verifica que el modelo propuesto implementado en RUAUMOKO predice de manera satisfactoria el comportamiento de los muros de mamposteria llenas, convirtiendose en una herramienta poderosa para el analisis de los mismos.

Si bien los resultados experimentales no captan muy bien el comportamiento inicial de los muros, son una herramienta necesaria ya que junto a los resultados de elementos finitos permite verificar ciertos comportamientos en este caso respecto a cargas máximas y desplazamientos máximos.

4.3.2. Paredes de MC con aberturas

Con el objetivo de obtener un método que permita representar de manera correcta el comportamiento de paredes de mampostería confinadas con aberturas, se implementó el modelo propuesto a los casos descritos en la sección 4.2.2, junto con la teoría desarrollada en la sección 3.4.

4.3.2.1. Caso 3: Trabajo de Okail, et al., (2014), abertura ventana

Aplicando el concepto de reducción del ancho total de la diagonal equivalente al caso 1, de paredes con abertura, se obtuvo los resultados que se muestran en la **Figura 59**.

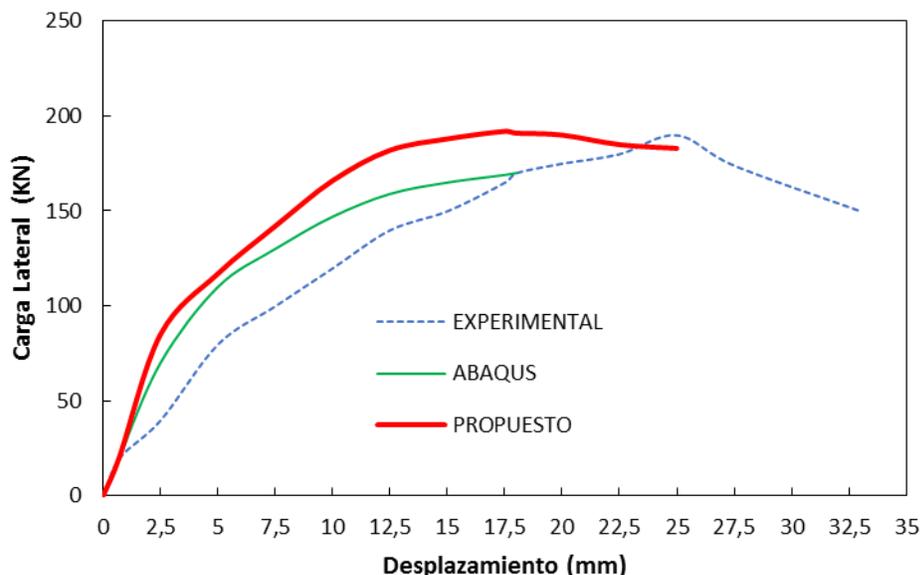


Figura 59. *Contrastación de la curva pushover obtenida: caso abertura ventana*

En la **Figura 59** se observa que el modelo propuesto presenta con buena aproximación el comportamiento inicial si lo comparamos con la curva obtenida por ABAQUS. La carga promedio máxima experimental registrada fue de 190 kN, la carga máxima obtenida por ABAQUS fue de 172.54 kN, mientras que la carga máxima obtenida por el modelo propuesto fue de 192 kN , dando un error de 1.04 % . respecto a la experimental y un 11.27 % respecto a los resultados de ABAQUS.

Frente a la carga máxima de 208 kN obtenida por el modelo propuesto en el caso de pared llena **Figura 58** y para el panel de pared con abertura de la ventana con una carga máxima de 192 kN, la diferencia fue del 8.33 % en la capacidad lateral final.

Si bien el modelo propuesto no representa de manera exacta el comportamiento dado por los resultado de ABAQUS, se observa que logra captar muy bien la rigidez inicial de los muros así como la carga maxima, representado adecuadamanete el punto de falla de manera global.

4.3.2.1. Caso 4: Trabajo de Okail, et al., (2014), abertura puerta

En la **Figura 60** se presentan los resultados obtenidos respecto al caso de pared con abertura tipo puerta.

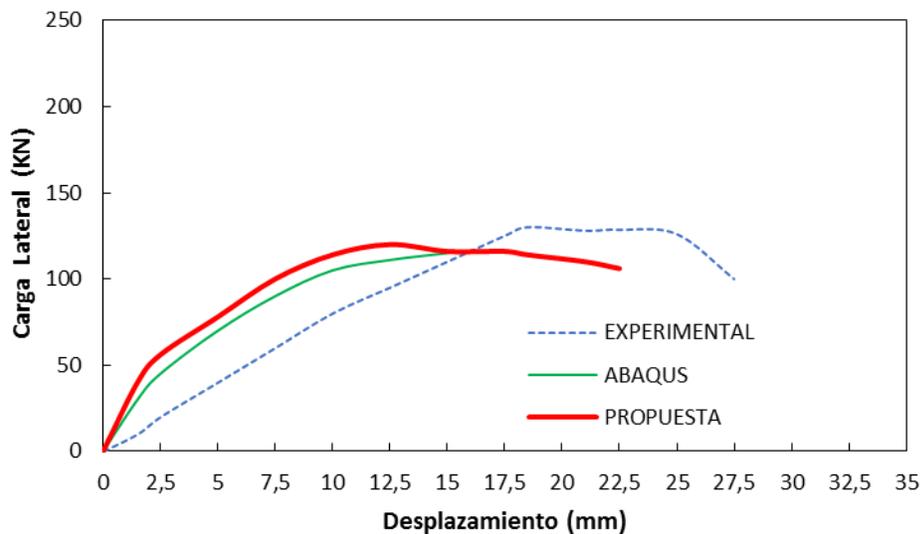


Figura 60. Contrastación de la curva pushover obtenida: caso abertura puerta

Las cargas finales registradas fueron de 130 kN, 117.48 kN y 120 kN para los resultados experimentales, numéricos y modelo propuesto, respectivamente. El resultado obtenido por el modelo propuesto frente a los resultados experimentales presenta una diferencia del 8.3 % para carga máxima. Frente a los resultados obtenidos por ABAQUS el modelo propuesto tiene una diferencia del 2.1% respecto a los resultados numéricos.

En comparación con la carga máxima de 208 kN obtenida por el modelo propuesto en el caso 2 de pared llena **Figura 58**, los 120 KN alcanzados por la pared con la abertura de la puerta, corresponden a una disminución del 73 % en la resistencia a la carga lateral máxima.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones

En la revisión de los métodos de modelización de mampostería confinada encontramos métodos que incluyen técnicas simplificadas como el método de columna ancha, macromodelos como el método de puntal equivalente que es un modelo más sofisticado y los micromodelos que es un método para modelado más refinado. Todos estos métodos ofrecen ventajas y desventajas para el usuario, sin embargo, se ha optado por usar el macromodelo de puntal equivalente ya que varios autores describen que es un método que representa un compromiso de solución entre la simplicidad y precisión. Este método de puntal equivalente ha sido modificado por varios investigadores con el fin de mejorar la precisión del modelo. Como resultado de estas modificaciones y mejoras hay macromodelos que pueden predecir la respuesta no lineal general del muro de mampostería confinada y sus diferentes tipos de fallas y aun costo computacional bajo ya que otros modelos como los micromodelos capturan con precisión el comportamiento de la estructura, pero necesitan de una gran cantidad de datos, tiempo y de un software de alta precisión.

Los macromodelos se caracterizan por la simplicidad en su implementación y un costo computacional bajo, sin embargo, el macroelemento propuesto por Torrisi (2012), presenta un trabajo computacional más extenso si lo comparamos con macromodelos orientados al análisis de estructuras de MNR, como es el caso del macroelemento propuesto por Jiménez (2016), el cual está formado por tres resortes: dos resortes rotaciones en los extremos y un resorte de corte central, a diferencia del macroelemento columna formulado por Torrisi (2012) que posee 4 resortes rotaciones, 2 resortes de corte y 1 resorte axial, por lo tanto, la obtención de los datos de ingreso comprende un proceso más detallado con el objetivo de representar correctamente el comportamiento de los componentes para el cual fueron desarrollados.



Este trabajo presenta una investigación analítica de la respuesta de carga lateral de muros de mampostería. Los análisis de los programas de investigación dieron como resultado las siguientes conclusiones:

Los resultados del análisis de las paredes ensayadas mostraron que el modelo implementado es capaz de capturar con suficiente grado de precisión la carga máxima, rigidez inicial y la capacidad de deformación de las paredes probadas.

Se puede ver desde la etapa de verificación en la sección anterior, que los modelos de elementos finitos capturan el comportamiento estructural de las muestras de pared probadas de una manera satisfactoria, por lo tanto, al presentar un comportamiento bastante similar a los resultados obtenidos por los programas de elementos finitos, el modelo formulado por Torrisi (2012) implementado en Ruaumoko es válido y se considera una poderosa herramienta para el análisis y cálculo de esta tipología.

La teoría de reducción del ancho total de la diagonal equivalente mediante un factor de reducción para paredes con aberturas dada en la sección 3.4, se considera aceptable para paredes confinadas con aberturas, ya que presentaron una buena aproximación de rigidez inicial y carga máxima, sin embargo, la parte de degradación de resistencia se debe estudiar con más detalle, ya que los programas de elementos finitos como ABAQUS no pueden reproducir este comportamiento de una manera satisfactoria. Es necesario estudiar más casos con distintos tipos de mampostería y geometrías.

El modelo propuesto por Torrisi (2012), en base a los resultados experimentales presentados, se observa que es capaz de representar de manera satisfactoria los tipos de falla desarrollados en las paredes de MC, en función del primer agrietamiento, comportamiento post-agrietamiento y la zona de degradación. El primer agrietamiento está caracterizado por la aparición de las primeras grietas en el panel de mampostería en dirección de la diagonal de compresión, el comportamiento post-agrietamiento no presenta una pérdida de resistencia ya que las columnas



intervienen para resistir parte de la carga lateral, luego de alcanzar la carga máxima se produce la degradación, la que indica la aparición de las grietas de corte en las columnas.

Si bien hay y muchos parámetros que se cree que afectan la capacidad de carga lateral de paredes de mampostería confinadas, se demostró que parámetros como el ancho de abertura para las paredes con aberturas de ventanas y puertas, reducen notablemente la capacidad de carga total.

Para el caso de paredes con abertura, el método utilizado representa en el comportamiento global de la pared, donde se disminuye el valor de la diagonal equivalente y por consecuente disminuye la rigidez de la pared. Con la degradación de la rigidez se intenta simular la modelización de una pared con abertura ante cargas laterales. Este método es un método indirecto y tiene una aplicación más simple que otros métodos, además cabe recalcar por la geometría y la distribución de las aberturas en las paredes es difícil predecir el tipo de falla que se puede producir, y en este caso no se intenta predecir el tipo de falla que se produce en la pared, se intenta conocer, a nivel general el comportamiento de la pared ante el colapso.

Los resultados de paredes con aberturas claramente evidencian el efecto adverso de las perforaciones en la capacidad de carga lateral, así como en la ductilidad de desplazamiento. La capacidad de resistencia ante cargas laterales es inversamente proporcional al ancho de las aberturas en la pared, ya sea una puerta o una abertura de ventana. Limitar las aberturas con columnas de unión ayudaría a restaurar la capacidad reducida y mejorar significativamente la ductilidad de la pared.

El éxito del modelo implementado de pared llena en Ruamoko en este trabajo, se basa en aplicar las consideraciones y valores límites dados por Torrisi (2012), respecto al ancho total de la diagonal, distribución de áreas, y longitud de contacto entre el muro y los encadenados, pues como afirma Torrisi (2012), valores muy grandes o muy pequeños de los mismos alteran la respuesta global de la estructura conduciendo a resultados erróneos.



5.2. Recomendaciones.

En cuanto al método de modelización, para un macromodelo se recomienda usar un modelo con más de dos diagonales equivalentes ya que al usar tres diagonales se captura y representa mejor los esfuerzos de corte y flexión que se transmiten a los elementos de hormigón armado. Se debe tomar en cuenta que para un modelo con un mayor número de diagonales equivalentes se aumenta la complejidad del modelo.

El trabajo de titulación se podría complementar con modelizar un mayor número de casos para paredes confinadas llenas, con el fin de calibrar el modelo para obtener un mayor refinamiento en cuanto a la curva esfuerzo-deformación, especialmente enfocado a la zona de degradación.

Se podría realizar un modelo para una estructura con una distribución de paredes más complejas de más de un piso y más de un vano, para determinar si el modelo propuesto es válido para una estructura más compleja.

El estudio y modelado de paredes confinadas con aberturas no está concebido para simular las fallas producidas en la pared ante cargas laterales, solo es una aproximación del desempeño global de la estructura, por esta razón, se recomienda investigar más sobre el tema propuesto del factor de reducción y realizar ensayos de modelación de paredes con aberturas tipo ventana y tipo puerta, para capturar con mayor precisión el desempeño de la estructura y obtener una curva esfuerzo-deformación más aceptable.



6. BIBLIOGRAFÍA

Asteris, P. G. y ASCE, M. 2003. Lateral Atiffness of Brick Mansory infilled Plane Frames. 2003. Journal of sructural Engineering.

Asteris, Panagiotis G., y otros. 2011. Masonry infilled reinforced concrete with openings. Civil Engenieering & Geomatics, Cyprus University Of Technology. 2011.

Astroza, Maximiliano, Moroni, María Ofelia y Salinas, Carlos. 2000. Seismic behavior qualification methodology for confined masonry buildings. 2000.

Ayora G, Johnny. 1999. Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica de la Ciudad de Cuenca. Universidad de Cuenca. Cuenca : s.n., 1999.

Bourzam, A., Ikemoto, T. y Miyajima, M. 2008. Lateral resistance of confined brick wall under cyclic quasi-static lateral loading. 2008. In Uf th World Conference on Engineering, Indian of Technology Kanpur.

Brzev, Svetlana. 2007. Earthquake- resistant confined masonry construction. National Information Center of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur. Kanpur : s.n., 2007. pág. 99.

Carr, Athol J. 2007. Ruaumoko. University of Canterbury. 2007.

Çitiloğlu, Cihan . 2016. Sesimic performance assesment of confined masonry buildings. Civil Engineering Department, Middle East Technical University. 2016. p. 176, Thesis for the degree of master of science of Structural Engineering in Civil Engineering.

Crisafulli, Francisco J., Carr, Athol J. y Park, Robert. 2000. Capacity Design of Infilled Frame Structures. In 12th World Conference on Earhquake Engineering. 2000.

Crisafulli, Francisco Javier. 1997. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Civil Engineering, University of Canterbury. chistchurch : s.n., 1997. pág. 416.

Crisafulli, Francisco y Carr, Athol. 2007. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2007.



Gómez Ortiz, Pablo Andrés. 2013. Estudio y análisis de nuevas tipologías de ladrillos introducidas en Cuenca para la aplicación en la Autoconstrucción. Universidad de Cuenca. Cuenca : s.n., 2013. pág. 329.

Jiménez Pacheco , Juan Carlos. 2002. *Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación.* Escuela Politecnica Nacional. Quito : s.n., 2002. pág. 312, Tesis previo a la obtención del grado de magister.

Jiménez Pacheco, Juan Carlos. 2016. *Evaluación sísmica de edificios de mamposterías no reforzada de Barcelona: modelación y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad.* Ingeniería del Terreno, Cartografía Y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña. Cataluña : s.n., 2016. pág. 332, Tesis Doctoral presentada para optar al grado de Doctor.

Lang, A F, Crisafulli, F J y Torrasi, G S. 2014. *Over view and assessment of analysis techniques for confined masonry buildings.* Earthquake Engineering. Alasks : s.n., 2014. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering.

Lang., A. F., Crisafulli, F. j. y Torrasi., G. S. 2014. *Over view and assessment of analysis techniques for confined masonry buildings.* Earthquake Engineering. Alasks : s.n., 2014. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering.

Marques, Rui y Lorenço, Paulo B. 2013. *A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation.* Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering, University of Minho. 2013. pág. 25.

Matthews, T., y otros. 2007. *Evaluation of Confined Masonry Guidelines for Earthquake-Resistant Housing.* UBC EERI. 2007.

Meli, Roberti, et al. 2011. *Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings.* Earthquake Engineering Research Institute. Oakland : s.n., 2011. p. 91.

Mira Díaz, Miguel. 2012. *Aproximación a un método de análisis multinivel para la modelización de la mampostería.* Barcelona : s.n., 2012. pág. 98, Proyecto final de Máster.

Moreno González, Rosangel y Bairán García, Jesús M. 2012. *Influence of masonry infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frames.* 2012.

Nucera, F., Santini, A y Tripodi, E. 2012. *Seismic vulnerability assessment of confined masonry.* University of Reggio Calabria. 2012. pág. 9.



Okail, Hussein, y otros. 2014. *Experimental and analytical investigation of lateral load response of confined masonry walls.* Structural Engineering Department, Ain Shams University. Cairo : s.n., 2014. pág. 14.

Quinteros, Ricardo D., y otros. 2014. *Modelo para el análisis estructural del comportamiento de mampostería mediante técnicas de homogenización.* Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Salta. Argentina : s.n., 2014.

Sánchez Tizapa, Sulpicio. 2009. *Experimental and numerical study of confined masonry walls under in- plane loads: case: Guerrero State (México).* University Paris - Est. 2009. pág. 196.
Seismic vulnerability analysis of a single family dwelling in confined masonry in Cuenca Ecuador.

García, Hernán y Degrande, Geert. 2017. Santiago Chile : s.n., 2017. 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017. pág. 13.

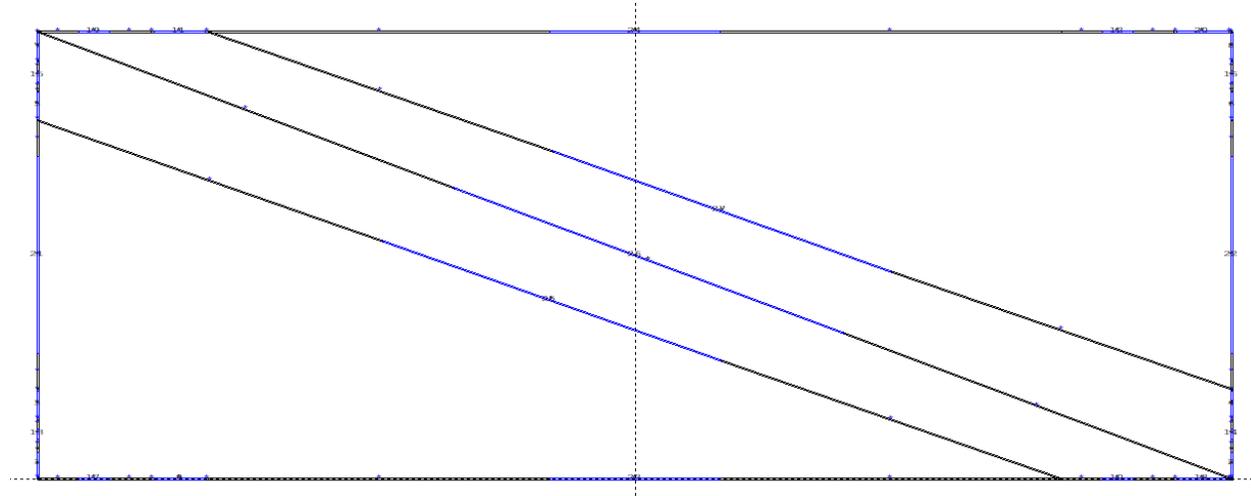
Taveras, Manuel Antonio. 2008. *Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral.* Universidad Autónoma de México. México : s.n., 2008. Tesis para optar por el grado de Maestro en Ingeniería.

Torrisi, Gonzalo S. 2012. *Análisis y diseño de estructuras de hormigón armado y mampostería.* Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo. Cuyo : s.n., 2012. pág. 354, Tesis sometida a evaluación para la obtención del grado de Doctor en Ingeniería.

Zamora, Hernández. 2014. *Comportamiento de muros de mampostería de block hueco sujeto a cargas laterales, reforzado con varillas de fibra de vidrio en las juntas de mortero.* 2014.

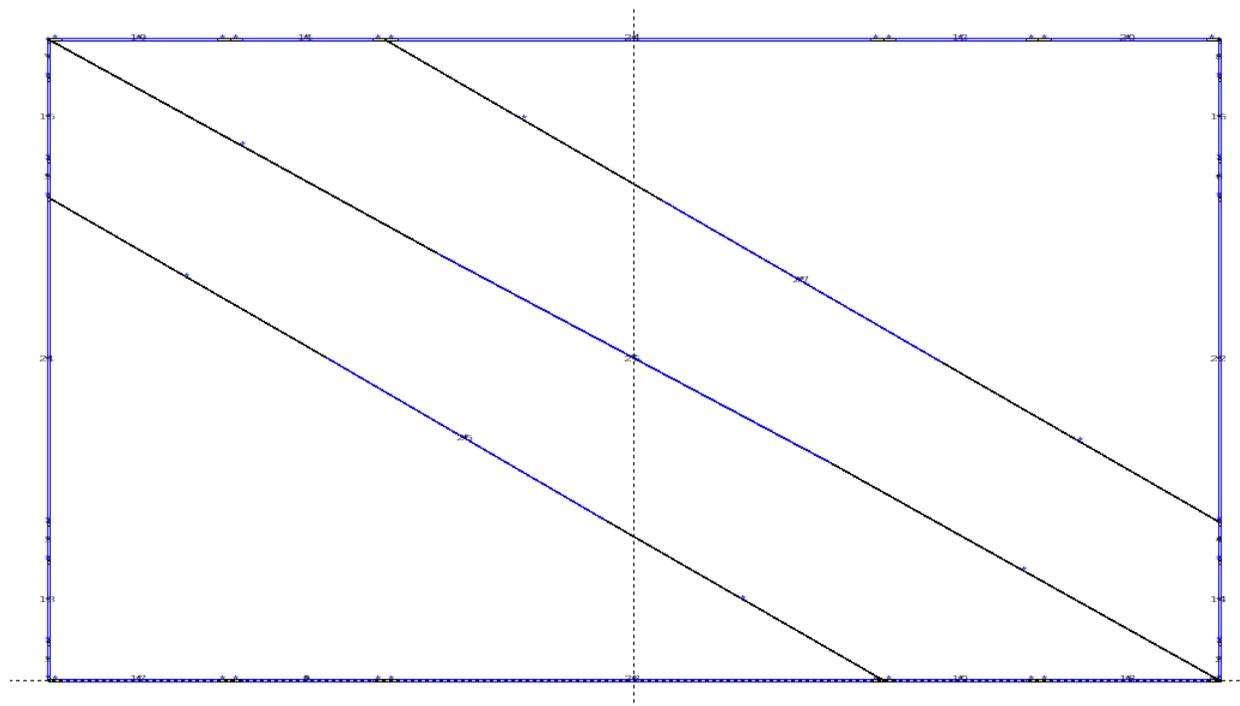
ANEXOS

Anexo 1. Esquema de la estructura presentada en Ruaumoko. Caso: Torrisi (2012)





Anexo 2. Esquema de la estructura presentada en Ruaumoko. Caso: Okal et al., (2014)



Anexo 3. Fichero de ingreso de datos para análisis de pushover. Caso: Torrisi (2012)

PARED 1											
2	0	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	0
78	27	11	4	0	0	9.81	0	0	0.001	10	1.0
1	5	10	0	1	5	0.05	0.02	2	2		
5	0	0.02	0	0	0	0.07					



NODES									
1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
2	0	0.01	1	1	1	0	0	0	3
3	0	0.15	1	1	1	0	0	0	3
4	0	0.17	0	0	0	0	0	0	3
5	0	0.22	1	1	1	0	0	0	3
6	0	0.28	1	1	1	0	0	0	3
7	0	0.33	0	0	0	0	0	0	3
8	0	0.34	1	1	1	0	0	0	3
9	0	0.49	1	1	1	0	0	0	3
10	0	0.5	0	0	0	0	0	0	3
11	0	0.7	1	1	1	0	0	0	3
12	0	1.8	1	1	1	0	0	0	3
13	0	2	0	0	0	0	0	0	3
14	0	2.01	1	1	1	0	0	0	3
15	0	2.16	1	1	1	0	0	0	3
16	0	2.17	0	0	0	0	0	0	3
17	0	2.22	1	1	1	0	0	0	3
18	0	2.28	1	1	1	0	0	0	3
19	0	2.33	0	0	0	0	0	0	3
20	0	2.34	1	1	1	0	0	0	3
21	0	2.49	1	1	1	0	0	0	3
22	0	2.5	0	0	0	0	0	0	0
23	3.5	0	1	1	1	0	0	0	0
24	3.5	0.01	1	1	1	0	0	0	3
25	3.5	0.15	1	1	1	0	0	0	3
26	3.5	0.17	0	0	0	0	0	0	3
27	3.5	0.22	1	1	1	0	0	0	3
28	3.5	0.28	1	1	1	0	0	0	3
29	3.5	0.33	0	0	0	0	0	0	3
30	3.5	0.34	1	1	1	0	0	0	3
31	3.5	0.49	1	1	1	0	0	0	3
32	3.5	0.5	0	0	0	0	0	0	3
33	3.5	0.7	1	1	1	0	0	0	3
34	3.5	1.8	1	1	1	0	0	0	3
35	3.5	2	0	0	0	0	0	0	3
36	3.5	2.01	1	1	1	0	0	0	3
37	3.5	2.16	1	1	1	0	0	0	3
38	3.5	2.17	0	0	0	0	0	0	3
39	3.5	2.22	1	1	1	0	0	0	3
40	3.5	2.28	1	1	1	0	0	0	3
41	3.5	2.33	0	0	0	0	0	0	3
42	3.5	2.34	1	1	1	0	0	0	3
43	3.5	2.49	1	1	1	0	0	0	3
44	3.5	2.5	0	0	0	0	0	0	0



45	0.12	0	1	1	1	0	0	0	3
46	0.21	0	1	1	1	0	0	0	3
47	0.33	0	0	0	0	0	0	0	3
48	0.34	0	1	1	1	0	0	0	3
49	0.49	0	1	1	1	0	0	0	3
50	0.5	0	0	0	0	0	0	0	3
51	1.5	0	1	1	1	0	0	0	3
52	2	0	1	1	1	0	0	0	3
53	3	0	0	0	0	0	0	0	3
54	3.12	0	1	1	1	0	0	0	3
55	3.21	0	1	1	1	0	0	0	3
56	3.33	0	0	0	0	0	0	0	3
57	3.34	0	1	1	1	0	0	0	3
58	3.49	0	1	1	1	0	0	0	3
59	0.12	2.5	1	1	1	0	0	0	3
60	0.21	2.5	1	1	1	0	0	0	3
61	0.33	2.5	0	0	0	0	0	0	3
62	0.34	2.5	1	1	1	0	0	0	3
63	0.49	2.5	1	1	1	0	0	0	3
64	0.5	2.5	0	0	0	0	0	0	3
65	1.5	2.5	1	1	1	0	0	0	3
66	2	2.5	1	1	1	0	0	0	3
67	3	2.5	0	0	0	0	0	0	3
68	3.12	2.5	1	1	1	0	0	0	3
69	3.21	2.5	1	1	1	0	0	0	3
70	3.33	2.5	0	0	0	0	0	0	3
71	3.34	2.5	1	1	1	0	0	0	3
72	3.49	2.5	1	1	1	0	0	0	3
73	1.01	1.33	1	1	1	0	0	0	3
74	2.002	0.66	1	1	1	0	0	0	3
75	1.22	1.627	1	1	1	0	0	0	3
76	2.361	0.813	1	1	1	0	0	0	3
77	1.51	1.83	1	1	1	0	0	0	3
78	2.502	1.16	1	1	1	0	0	0	3



ELEMENTS 0

1	1	1	4	2	3
2	1	23	26	24	25
3	1	7	10	8	9
4	1	29	32	30	31
5	1	13	16	14	15
6	1	35	38	36	37
7	1	19	22	20	21
8	1	41	44	42	43
9	2	47	50	48	49
10	2	53	56	54	55
11	3	61	64	62	63
12	3	67	70	68	69
13	4	4	7	5	6
14	4	26	29	27	28
15	4	16	19	17	18
16	4	38	41	39	40
17	5	1	47	45	46
18	5	56	23	57	58
19	6	22	61	59	60
20	6	70	44	71	72
21	7	10	13	11	12
22	7	32	35	33	34
23	8	50	53	51	52
24	9	64	67	65	66
25	10	13	53	73	74
26	11	22	23	75	76
27	10	64	32	77	78

Anexo 4. Fichero de ingreso de datos para análisis de pushover. Caso: Okal et al., (2012)

PARED 2|

2	0	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	
78	27	11	4	0	0	9.81	0	0	0.001	10	1.0
1	5	10	0	1	5	0.05	0.02	2	2		
5	0	0.02	0	0	0	0.03					



NODES

1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
2	0	0.01	1	1	1	0	0	0	3
3	0	0.11	1	1	1	0	0	0	3
4	0	0.12	0	0	0	0	0	0	3
5	0	0.13	1	1	1	0	0	0	3
6	0	0.37	1	1	1	0	0	0	3
7	0	0.38	0	0	0	0	0	0	3
8	0	0.39	1	1	1	0	0	0	3
9	0	0.49	1	1	1	0	0	0	3
10	0	0.5	0	0	0	0	0	0	3
11	0	0.51	1	1	1	0	0	0	3
12	0	1.52	1	1	1	0	0	0	3
13	0	1.53	0	0	0	0	0	0	3
14	0	1.54	1	1	1	0	0	0	3
15	0	1.64	1	1	1	0	0	0	3
16	0	1.65	0	0	0	0	0	0	3
17	0	1.66	1	1	1	0	0	0	3
18	0	1.9	1	1	1	0	0	0	3
19	0	1.91	0	0	0	0	0	0	3
20	0	1.92	1	1	1	0	0	0	3
21	0	2.02	1	1	1	0	0	0	3
22	0	2.03	0	0	0	0	0	0	0
23	1.81	0	1	1	1	0	0	0	0
24	1.81	0.01	1	1	1	0	0	0	3
25	1.81	0.11	1	1	1	0	0	0	3
26	1.81	0.12	0	0	0	0	0	0	3
27	1.81	0.13	1	1	1	0	0	0	3
28	1.81	0.37	1	1	1	0	0	0	3
29	1.81	0.38	0	0	0	0	0	0	3
30	1.81	0.39	1	1	1	0	0	0	3
31	1.81	0.49	1	1	1	0	0	0	3
32	1.81	0.5	0	0	0	0	0	0	3
33	1.81	0.51	1	1	1	0	0	0	3
34	1.81	1.52	1	1	1	0	0	0	3
35	1.81	1.53	0	0	0	0	0	0	3
36	1.81	1.54	1	1	1	0	0	0	3
37	1.81	1.64	1	1	1	0	0	0	3
38	1.81	1.65	0	0	0	0	0	0	3
39	1.81	1.66	1	1	1	0	0	0	3
40	1.81	1.9	1	1	1	0	0	0	3
41	1.81	1.91	0	0	0	0	0	0	3
42	1.81	1.92	1	1	1	0	0	0	3
43	1.81	2.02	1	1	1	0	0	0	3
44	1.81	2.03	0	0	0	0	0	0	0



45	0.02	0	1	1	1	0	0	0	3
46	0.26	0	1	1	1	0	0	0	3
47	0.28	0	0	0	0	0	0	0	3
48	0.3	0	1	1	1	0	0	0	3
49	0.5	0	1	1	1	0	0	0	3
50	0.52	0	0	0	0	0	0	0	3
51	0.54	0	1	1	1	0	0	0	3
52	1.27	0	1	1	1	0	0	0	3
53	1.29	0	0	0	0	0	0	0	3
54	1.31	0	1	1	1	0	0	0	3
55	1.51	0	1	1	1	0	0	0	3
56	1.53	0	0	0	0	0	0	0	3
57	1.55	0	1	1	1	0	0	0	3
58	1.79	0	1	1	1	0	0	0	3
59	0.02	2.03	1	1	1	0	0	0	3
60	0.26	2.03	1	1	1	0	0	0	3
61	0.28	2.03	0	0	0	0	0	0	3
62	0.3	2.03	1	1	1	0	0	0	3
63	0.5	2.03	1	1	1	0	0	0	3
64	0.52	2.03	0	0	0	0	0	0	3
65	0.54	2.03	1	1	1	0	0	0	3
66	1.27	2.03	1	1	1	0	0	0	3
67	1.29	2.03	0	0	0	0	0	0	3
68	1.31	2.03	1	1	1	0	0	0	3
69	1.51	2.03	1	1	1	0	0	0	3
70	1.53	2.03	0	0	0	0	0	0	3
71	1.55	2.03	1	1	1	0	0	0	3
72	1.79	2.03	1	1	1	0	0	0	3
73	0.430	1.020	1	1	1	0	0	0	3
74	0.860	0.510	1	1	1	0	0	0	3
75	0.603	1.353	1	1	1	0	0	0	3
76	1.207	0.693	1	1	1	0	0	0	3
77	0.950	1.520	1	1	1	0	0	0	3
78	1.380	1.010	1	1	1	0	0	0	3



DRIFT ANGLE
1 22

ELEMENTS 0

1	1	1	4	2	3
2	1	23	26	24	25
3	1	7	10	8	9
4	1	29	32	30	31
5	1	13	16	14	15
6	1	35	38	36	37
7	1	19	22	20	21
8	1	41	44	42	43
9	2	47	50	48	49
10	2	53	56	54	55
11	3	61	64	62	63
12	3	67	70	68	69
13	4	4	7	5	6
14	4	26	29	27	28
15	4	16	19	17	18
16	4	38	41	39	40
17	5	1	47	45	46
18	5	56	23	57	58
19	6	22	61	59	60
20	6	70	44	71	72
21	7	10	13	11	12
22	7	32	35	33	34
23	8	50	53	51	52
24	9	64	67	65	66
25	10	13	53	73	74
26	11	22	23	75	76
27	10	64	32	77	78