

UNIVERSIDAD DE CUENCA



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Análisis estático no lineal de paredes de ladrillo
de las casas de Cuenca**

*Tesis previa a la obtención
del título de Ingeniero Civil*

AUTORES:

Danilo Francisco Bravo Heredia
Lenin David Flores Cevallos

DIRECTOR:

Ing. Juan Carlos Jiménez Pacheco, PhD(c)

Cuenca – Ecuador
Noviembre del 2015



RESUMEN

La ciudad de Cuenca se encuentra en una zona de moderado-alto riesgo sísmico, por lo que surge la necesidad de realizar un estudio y análisis de las edificaciones que se encuentran en ella, por tanto, nuestro proyecto se centró en el análisis estático no lineal de dos paredes – prototipo. Para el estudio teórico de las propiedades mecánicas tanto de la mampostería, como de los elementos que la conforman, se utilizó literatura presentada por estudios realizados de varios autores en la ciudad de Cuenca.

En este proyecto se excluyó el modo de fallo por flexión y se centró en los modos de fallo por corte, en paredes rellenas y en paredes con aberturas. Con la información obtenida, se elaboró modelos no lineales para dos paredes – prototipo. Dichos modelos constituyen aproximaciones de inelasticidad concentrada para análisis pushover. Para el desarrollo de este modelo, se utilizó un sistema de resortes, donde cada segmento de pared fue representada por un resorte de corte, con las respectivas propiedades físicas y mecánicas de dicho segmento de pared. La resistencia lateral máxima que de cada resorte se calculó a partir de las ecuaciones empíricas presentadas por diferentes autores.

El modelo desarrollado se implementó en el programa RUAUMOKO. Mediante este estudio se analizó el comportamiento sísmico de las paredes prototipo en términos de las curvas pushover. Además, se realizó un análisis comparativo entre paredes con y sin aberturas, así como también, se implementó un modelo de pared de mampostería con o sin columnas de confinamiento.

Palabras Clave: mampostería confinada, modos de falla, Ruaumoko, pared – prototipo, pushover.



ABSTRACT

The city of Cuenca is located in an area of moderate high seismic risk, so there is a need for a study and analysis of the buildings that are in it, therefore our project focused on the nonlinear static analysis of two walls - prototype. For a theoretical study of the mechanical properties of both the masonry, as the elements that form, literature studies by several authors in the city of Cuenca it was used.

In this project the failure mode was excluded bending and focused on the failure modes by cutting, in-filled walls and walls with openings. With the information obtained nonlinear models for two walls-prototype was developed. These models are approximations of concentrated inelasticity for pushover analysis. For the development of this model, a system of springs, where each wall segment was represented by a spring cutting, with the respective physical and mechanical properties said wall segment was used. The maximum lateral resistance of each spring are calculated from empirical equations presented by different authors.

The developed model was implemented in the Ruaumoko program. Through this study the seismic behavior of the prototype walls in terms of the pushover curves are analyzed. In addition, a comparative analysis of walls without openings are held, as well as implemented a model of masonry wall with or without columns confinement.

Keywords: Masonry confined, failure modes, Ruaumoko, wall - prototype, pushover.



Contenido

1. Introducción	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	1
1.2.1. Objetivo general	1
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Importancia del tema	2
1.4. Alcance	2
2. Recolección de información sobre propiedades mecánicas de los componentes de las paredes de ladrillo	4
2.1. Propiedades del mortero	4
2.1.1. Resistencia a compresión	4
2.2. Propiedades de la unidad de ladrillo	5
2.2.1. Resistencia a compresión	5
2.2.2. Módulo de elasticidad	7
2.2.3. Resistencia a corte	8
2.3. Propiedades mecánicas de la mampostería	8
2.3.1. Resistencia a compresión	8
2.3.2. Resistencia a corte	9
2.3.3. Resistencia al aplastamiento	10
2.3.4. Resistencia a tensión	10
2.3.5. Módulo de elasticidad	10
2.3.6. Módulo de cortante	11
3. Estudio sobre los modos de falla bajo acción sísmica en casas de ladrillo	12
3.1. Paneles de relleno sin aberturas	12
3.1.1. Agrietamiento por corte	13
3.1.1.1. Tensión diagonal	13
3.1.1.2. Falla a deslizamiento	16
3.1.1.3. Agrietamiento escalonado	18
3.1.2. Falla a compresión	20
3.1.2.1. Aplastamiento en las esquinas	20
3.1.2.2. Compresión diagonal	21
3.1.3. Agrietamiento por flexión	22
3.2. Paneles de relleno con aberturas	27
3.2.1. Modos de falla en aberturas de ventana	28
3.2.2. Modos de falla en aberturas de puertas	29
3.3. Modos de falla en el pórtico	30
3.3.1. Elongación de los miembros de hormigón armado	31
3.3.2. Fallo en la unión viga-columna	31
3.3.3. Fallo de corte en las columnas	32
4. Tipología de paredes y modelación de la pared prototipo	33
4.1. Mampostería no reforzada	33
4.2. Mampostería reforzada	34
4.3. Mampostería confinada	36
4.3.1. Factores que Influyen en la Resistencia de la Mampostería Confinada	37
4.3.1.1. Densidad de la pared	37
4.3.1.2. Unidades de mampostería y mortero de union	37
4.3.1.3. Columnas de borde	38
4.3.1.4. Refuerzo de la pared horizontal	38
4.3.1.5. Aberturas	38
4.4. Marco o pórtico relleno	38
4.5. Diferencia entre mampostería confinada y pórtico relleno.	39



4.5.1.	Resistencia a las cargas laterales y gravitatorias.....	39
4.5.2.	Cimientos.....	39
4.5.3.	Secuencia de la construcción.....	39
4.5.3.1.	Secuencia de la mampostería confinada.....	39
4.5.3.2.	Secuencia del pórtico relleno.....	39
4.6.	Diseño de la pared prototipo.....	40
4.6.1.	Geometría general de la pared prototipo.....	40
4.6.2.	Geometría de las ventanas y puertas.....	41
4.6.3.	Unidad de ladrillo.....	43
4.6.4.	Junta de mortero.....	43
4.6.5.	Geometría y configuración del refuerzo del marco.....	43
4.6.6.	Sistema de entrepiso.....	43
5.	Modelización de la pared prototipo en ruamoko-2d.....	44
5.1.	Idealización de la curva Fuerza-Desplazamiento.....	44
5.1.1.	Determinación de los componentes de la curva.....	45
5.1.2.	Determinación de la rigidez.....	47
5.1.2.1.	Rigidez Horizontal.....	47
5.1.2.2.	Rigidez vertical.....	48
5.1.2.3.	Rigidez a flexión.....	48
5.2.	Degradación de la curva de fuerza-desplazamiento.....	48
5.3.	Numeración del modelo de la pared lateral y frontal.....	51
5.4.	Evaluación de masas y cargas verticales.....	53
5.5.	Análisis del segmento de pared con abertura.....	56
5.6.	Modelización de la pared lateral.....	56
5.6.1.	Resistencia lateral máxima.....	56
5.6.2.	Determinación de la rigidez.....	59
5.6.3.	Determinación de ductilidades.....	60
5.7.	Modelización de la pared Frontal.....	61
5.7.1.	Resistencia lateral máxima.....	61
5.7.2.	Determinación de la rigidez.....	62
5.7.3.	Determinación de ductilidades.....	63
5.8.	Aplicación de carga a la estructura.....	64
6.	Resultados y discusión.....	65
6.1.	Resultados.....	65
6.2.	Discusión.....	68
7.	Conclusiones y recomendaciones.....	71
	Referencias.....	73
	Anexos.....	76



Contenido de Figuras

Capítulo 2

Figura 2.1 Pila de ensayo a compresión de la mampostería	8
Figura 2.2. Murete de prueba a corte o compresión diagonal	9

Capítulo 3

Figura 3.1. Esfuerzo de compresión y tensión en el panel de mampostería	14
Figura 3.2. Falla a deslizamiento en el panel de mampostería	17
Figura 3.3. Agrietamiento escalonado y horizontal de la pared de mampostería.....	19
Figura 3.4. Aplastamiento en las esquinas y compresión diagonal en el panel de mampostería	21
Figura 3.5. Agrietamiento a flexión en el panel de mampostería.....	23
Figura 3.6. Diagrama de fuerzas externas sobre una pared de ladrillo	25
Figura 3.7. Abertura tipo ventana o puerta	27
Figura 3.8. Configuración del modelo realizado por Asteris et al. 2011	28
Figura 3.9. Segmentación de un panel de mampostería	29
Figura 3.10. Diagrama de fuerzas producido en un panel con abertura de ventana.....	29
Figura 3.11. Diagrama de fuerzas producido en un panel con abertura de puerta	30
Figura 3.12. Falla del pórtico debido a elongaciones de los miembros	31
Figura 3.13. Fallo en la unión viga-columna	32
Figura 3.14. Fallo de corte en la base de la columna	32
Figura 3.15. Mecanismo de acción del armado de las columnas	33

Capítulo 4

Figura 4.1. Refuerzo típico de una sección de pared de mampostería reforzada	34
Figura 4.2. Detallamiento básico del refuerzo.....	35
Figura 4.3. Formación de grietas cerca de las aberturas	35
Figura 4.4. Formación de grietas en las esquinas	36
Figura 4.5. Elementos estructurales de una mampostería confinada.....	37
Figura 4.6. Grietas diagonales en los muros con aberturas	38
Figura 4.7. Construcción del pórtico relleno (imagen izquierda) y Construcción de la mampostería confinada (imagen derecha).....	40
Figura 4.8. Vista frontal de la vivienda	41
Figura 4.9. Vista lateral de la vivienda	41
Figura 4.10. Dimensiones de las ventanas	42
Figura 4.11. Dimensiones de la puerta principal.....	42
Figura 4.12. Dimensiones de la puerta del segundo piso.....	42
Figura 4.13. Detalle del refuerzo de las columnas y vigas	43

Capítulo 5

Figura 5.1. Curva teórica de Carga - Desplazamiento propuesta por Tomažević & Klemenc, 1997.....	45
Figura 5.2. Curva fuerza-desplazamiento de panel de mampostería bajo fuerzas monolíticas .	47
Figura 5.3. Parámetros de la curva de degradación propuesta por el FEMA 356.....	49
Figura 5.4. Curva de degradación propuesta por Cattari et al. 2012.....	49
Figura 5.5. Rango de límites de drifts para diferentes tipos de falla a corte.....	50
Figura 5.6. Numeración de los elementos y nodos del modelo de la pared lateral	52
Figura 5.7. Numeración de los elementos y nodos del modelo de la pared frontal.....	52
Figura 5.8. Área de las masas de la pared lateral para cada nodo	53
Figura 5.9. Distribución de la carga del entrepiso de la primera planta.....	53
Figura 5.10. Área de las masas de la pared frontal para cada nodo	55
Figura 5.11. Modelización de una pared del primer piso con abertura de ventana.....	56



Figura 5.12. Modelización de una pared del primer piso con abertura de puerta	56
Figura 5.13. Ductilidades de la curva de degradación	60
Figura 5.14. Curva Fuerza-Desplazamiento del segmento de la pared inferior con ventana	61
Figura 5.15. División de sub-segmentos de pared, de una pared con abertura de ventana	62
Figura 5.16. Puntos de control en la curva Fuerza-Desplazamiento del segmento de la pared inferior con ventana	63
Figura 5.17. Aplicación de la carga lateral sobre el modelo de la pared frontal y lateral	64

Capítulo 6

Figura 6.1. Curva fuerza-desplazamiento de la pared lateral con ductilidades mínimas y promedios	65
Figura 6.2. Curva fuerza-desplazamiento de segmentos de paredes con aberturas con ductilidades mínimas	66
Figura 6.3. Curva fuerza-desplazamiento de segmentos de paredes con aberturas con ductilidades promedio	66
Figura 6.4. Curva fuerza-desplazamiento de la pared frontal con ductilidades mínimas y promedio	67
Figura 6.5. Curva fuerza - desplazamiento de la pared frontal sin marco de confinamiento.....	67
Figura 6.6. Comparación entre las curvas fuerza - desplazamiento de la pared lateral, confinada y no confinada, con ductilidades mínimas y promedio.....	68
Figura 6.7. Envolvente de roturas presentada por Mann & Müller, 1982	69



Contenido de Tablas

Capítulo 2

Tabla 2.1. Resistencia media a compresión del mortero a los 7, 21 y 28 días	4
Tabla 2.2. Resistencia a compresión del mortero a los 28 días	4
Tabla 2.3. Resistencia mínima a compresión y a flexión de los ladrillos proporcionada por la Norma INEN 297	5
Tabla 2.4. Resistencia a compresión y a flexión de ladrillos huecos	6
Tabla 2.5. Resistencia a compresión y a flexión de ladrillos panelones	6
Tabla 2.6. Resistencia a compresión de ladrillos panelones de fabricantes como: Susudel, Oña y Sayausi	6
Tabla 2.7. <i>Resistencia a compresión de muestras de diferente procedencia</i>	7
Tabla 2.8. Ensayos de la resistencia a compresión de ladrillos panelones	7
Tabla 2.9. Factores de corrección de acuerdo a la relación altura-espesor	8

Capítulo 4

Tabla 4.1. Densidades de las maderas y su respectivo grupo estructural	44
--	----

Capítulo 5

Tabla 5.1. Rangos de drifts propuesta por PERPETUATE	50
Tabla 5.2. Límites de drifts para falla a corte de agrietamiento directo y agrietamiento escalonado	50
Tabla 5.3. Pesos específicos usados en las edificaciones de Cuenca	54
Tabla 5.4. Pesos por área de los materiales usados en las edificaciones de Cuenca	54
Tabla 5.5. Masas y cargas verticales sobre los nodos de la pared lateral	55
Tabla 5.6. Masas y cargas verticales sobre los nodos de la pared frontal	55
Tabla 5.7. Propiedades de los materiales utilizados en el modelo	58
Tabla 5.8. Dimensiones de la pared lateral	58
Tabla 5.9. Resistencias laterales de los diferentes modos de falla a corte de la pared lateral ..	58
Tabla 5.10. Aporte de las columnetas en estado elástico y plástico	59
Tabla 5.11. Resistencia lateral de las paredes de ladrillo más el aporte de las columnas	59
Tabla 5.12. Determinación de las rigideces de la pared lateral	60
Tabla 5.13. Calculo de las ductilidades de cada resorte del modelo de pared lateral	61
Tabla 5.14. Resistencia lateral máxima de los segmentos de pared con aberturas de la pared frontal	62
Tabla 5.15. Rigideces de los segmentos de pared con aberturas de la pared frontal	63
Tabla 5.16. Ductilidades mínimas y promedios de los segmentos de pared con aberturas de la pared frontal	64



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo *Danilo Francisco Bravo Heredia*, autor de la tesis "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE PAREDES DE LADRILLO LAS CASAS DE CUENCA", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 18 de noviembre del 2015

Danilo Francisco Bravo Heredia

C.I.: 0705765600



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo *Lenin David Flores Cevallos*, autor de la tesis "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE PAREDES DE LADRILLO LAS CASAS DE CUENCA", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 18 de noviembre del 2015

Lenin David Flores Cevallos

C.I.: 0105201495



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo Danilo Francisco Bravo Heredia, autor de la tesis "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE PAREDES DE LADRILLO DE LAS CASA DE CUENCA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, noviembre del 2015

Danilo Francisco Bravo Heredia

C.I: 0705765600



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo Lenin David Flores Cevallos, autor de la tesis "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE PAREDES DE LADRILLO DE LAS CASA DE CUENCA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, noviembre del 2015

Lenin David Flores Cevallos

C.I.: 0105201495



AGRADECIMIENTO

En el presente trabajo agradecemos a nuestro DIOS Padre creador por ayudarnos cada día en nuestras vidas.

A la gloriosa Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, y a sus docentes por su dedicación al formarnos como profesionales.

Un especial agradecimiento a nuestro director de trabajo de titulación Ingeniero Juan Jiménez por su paciencia y sus sabias enseñanzas, ya que sin su ayuda este trabajo no hubiera sido posible.



DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mis padres, Marco Bravo y Rosa Heredia, por ser siempre una guía en mi vida con sus sabios consejos, alentándome siempre a culminar con éxito mi carrera universitaria.

A mis hermanos que en todo momento me han demostrado su cariño y siempre estuvieron ahí para brindarme su apoyo de una u otra manera.

A mis amigos y amigas con quienes he compartido momentos inolvidables en esta universidad, y han sido parte importante de mi vida en este proceso de formación académica.

Danilo.

Este trabajo se la dedico principalmente a mis padres, Emilio y Mónica, y a mi abuelita Rosa, quienes me apoyaron siempre en toda mi carrera de estudio, por sus grandes y sabios consejos que han guiado mi camino a lo largo de todo este tiempo, y que con su infinito amor y sabiduría han sabido orientar mi vida por el camino de la honradez y justicia.

A mi hermano, mi cuñada y sobrinita, que supieron aconsejarme y entenderme siempre en los momentos difíciles de mi vida, forjando en mí el verdadero valor del respeto y valentía para enfrentar los retos que cruzan en mi vida.

A mis amigos, que día a día compartieron conmigo mis alegrías, mis tristezas, mis logros y caídas siempre apoyándome en las buenas decisiones y contrariarlas en las malas.

Lenin.



1. Introducción

1.1. Generalidades

La mampostería es uno de los primeros sistemas tradicionales de construcción en la que se ha venido utilizando desde los años 70 en la ciudad de Cuenca, como se sabe la mampostería consiste en muros o paredes de ladrillo combinando con este sistema estructural, columnetas y viguetas de hormigón armado que rodea el panel para proporcionarles mayor resistencia y confinamiento a la estructura, definiendo a este nuevo sistema como mampostería confinada.

Desde la antigüedad la mampostería era usada como parte del sistema estructural, fachada y para la división de espacios. Además, poseen cualidades de durabilidad y resistencia para el sistema estructural, y cualidades estéticas para la fachada. Sumando a esto, en nuestra ciudad la mampostería es usada solamente para casas de una o dos plantas, debido a la falta de un control de calidad de la unidad del ladrillo, la resistencia del mortero de pega y la mano de obra.

La mampostería confinada ha sido aceptada en muchos países de Centro y Sudamérica, en donde los muros de mampostería de baja y mediana altura son muy populares. Los cuales se han realizado estudios experimentales de modelos a escala de paredes de ladrillo, considerando las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales provenientes de dichos países. Hay que tomar en cuenta que el problema se vuelve complejo en la mampostería de ladrillo y adobe, a causa de que su comportamiento no es lo suficientemente conocido en nuestro país, a diferencia de materiales como hormigón y el acero de los cuales se tiene mucha información.

Actualmente, para el análisis de estructuras de pórticos de concreto reforzado con muros de mampostería de ladrillo sometidas a cargas laterales, existen métodos que proponen de manera simplificada utilizar un elemento resorte con propiedades equivalentes para modelar el muro; estos métodos permiten obtener una estimación adecuada de la rigidez.

En el pasado se han realizado trabajos investigativos en los que fueron propuestos por varios autores que han realizado pruebas experimentales para el análisis de muros de mampostería confinada, como es el análisis de micro-elementos modelado por el método de elementos finitos, y macro-elementos en el cual se considera a la pared como un elemento. En tanto que estos análisis deben ser lo suficientemente simples para su fácil aplicación, por esta razón se recurre a modelar con macro-modelos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Implementar un modelo para el análisis estático no lineal (pushover) de paredes de mampostería confinada de ladrillo con características tipológicas representativas de las casas existentes en Cuenca, con la finalidad de obtener las curvas fuerza-desplazamiento dichas paredes.



1.2.2. Objetivos específicos

- ✚ Presentar información de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman las paredes de ladrillo de las casas de la ciudad.
- ✚ Analizar la tipología estructural de las paredes de ladrillo que se pueden encontrar en los diferentes sectores de la ciudad de Cuenca.
- ✚ Utilizar las capacidades de modelización y de análisis del programa Ruaumoko.
- ✚ Elaborar un modelo para paredes confinadas con y sin aberturas, que pueda aplicarse a casas típicas de la ciudad para el análisis pushover.
- ✚ Analizar el comportamiento sísmico de paredes de ladrillo.

1.3. Importancia del tema

Debido a que nuestro país presenta una elevada amenaza sísmica por su ubicación, Cuenca al igual que cualquier otra ciudad del país se encuentra sujeta a riesgos sísmicos altos, en la que se ve obligada a realizar evaluaciones sísmicas de sus edificaciones. Por esta razón, nuestro estudio se basa en el análisis de las casas de cuenca frente a cargas laterales como las de un sismo.

En la ciudad de cuenca y en el país en general no se han hecho estudios del comportamiento de las paredes de ladrillo bajo la acción de un evento sísmico. He aquí la mayor importancia de nuestro proyecto que se basa en modelar el comportamiento de paredes de ladrillo bajo acciones de cargas laterales.

Los problemas que atentan contra la calidad sismo resistente de una vivienda son el ahorro de dinero, lo cual supone menos cantidad de cemento en el hormigón, provocando estructuras débiles, y por otra parte la falta normativas en el país para este tipo de construcciones. Este tipo de edificaciones han demostrado un pobre comportamiento sísmico ante los terremotos, generando miles de muertes (Yamín Lacouture, Phillips Bernal, Ortiz, Carlos, & Ruiz Valencia, 2007). Por tanto, es importante conocer el comportamiento de las estructuras de mampostería de ladrillo frente a un evento sísmico de gran magnitud.

El análisis estático no lineal pushover, es una técnica que está siendo aceptada a nivel mundial para conocer el comportamiento no lineal de edificios. Además, es una técnica que incorpora directamente las características no lineales de los materiales y que al utilizarse en combinación con la metodología de niveles de desempeño, forman una excelente metodología para conocer el comportamiento no lineal de las casas o edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades.

1.4. Alcance

Mediante nuestro estudio, se pretende analizar el comportamiento y la capacidad portante de las paredes de mampostería confinada bajo la acción de cargas laterales, similares a las que se producen en un evento sísmico.

Los resultados esperados no necesariamente proporcionarán un alto grado de exactitud debido a que los materiales que componen la mampostería son diversos y además sus propiedades mecánicas son muy variables y tienen un alto grado de



dispersión. Nuestro proyecto consiste en aportar conocimientos adicionales al estudio de paredes de mampostería confinada en Cuenca, a base de la modelación de una edificación que represente la gran mayoría de las construcciones confinadas en la ciudad.

Debido a que en la ciudad de Cuenca posee varios tipos de construcciones de casas, el estudio se lo debería realizar a gran escala para poder abarcar todas estas tipologías; es por esto que nuestro proyecto se concentra en una casa tipo que represente a todo el conjunto de casas de mampostería confinada de la ciudad.

2. Recolección de información sobre propiedades mecánicas de los componentes de las paredes de ladrillo

2.1. Propiedades del mortero

Las propiedades mecánicas del mortero que tienen mayor influencia en el comportamiento estructural de la mampostería son su deformabilidad y su adherencia con las piezas. La deformabilidad depende de las deformaciones totales del elemento, de la mampostería y su resistencia a cargas verticales. En cambio, la adherencia producida entre las unidades de ladrillo y el mortero define en muchos tipos de mampostería (Félix Alvarez & Flores Ballesteros, 2006).

2.1.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del mortero no es igual para todos los tipos de mampostería; sin embargo, el control de calidad se basa en la determinación de esta propiedad a través de ensayos de cubos de 5 cm de arista o lado.

Para determinar la resistencia a la compresión del mortero de relación 1:2 (Gómez Ortiz, 2013) realizó ensayos rigiéndose a la norma (INEN 0488, 2009). El ensayo consistió en realizar 9 cubos de mortero de 50 mm de arista, los cuales se ensayaron a los 7, 21 y 28 días. El ensayo consistió en aplicar una carga progresiva de compresión hasta que el cubo llegue a su máxima resistencia, obteniendo 3 valores aproximados entre sí para cada día de rotura y sacando un promedio de dichos valores. Los resultados obtenidos se presentan en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1. Resistencia media a compresión del mortero a los 7, 21 y 28 días

Días de ensayo	Carga total máxima de falla (Kg)	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)
7 días	2950.33	118.16
21 días	2934.92	130.74
28 días	4058.67	162.34

(Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) realizaron 6 probetas de mortero de 5 cm de arista con una relación volumétrica 1: 3: w (cemento: arena: agua) y ensayaron a los 28 días de fraguado, determinando las siguientes resistencias que se muestran en la **Tabla 2.2**.

Tabla 2.2. Resistencia a compresión del mortero a los 28 días

Cubos	Rest. compresión kg/cm ²
1	72.54
2	73.82
3	73.13
4	72.83
5	79.68
6	80.16
Media	75.36

(Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) describe 3 requisitos que deben cumplir los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería, los cuales se describen a continuación.

- Su resistencia nominal en compresión será por lo menos de 40 kg/cm^2 .
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encuentra en un rango de 2.25 y 3.
- Se deberá emplear la cantidad mínima de agua para que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

Adicionalmente la norma (INEN 005-4, 1984) menciona diferentes tipos de morteros según su uso o segmento de construcción, por tanto para mampostería de ladrillos o bloques de hormigón de menos de 10 cm de espesor se utiliza un mortero tipo M_5 que presenta una relación 1:2:2: W (cemento: arena fina: arena gruesa: agua)

Por tanto para efectos de modelado de la pared prototipo, para la resistencia a compresión del mortero se considerará el caso más desfavorable, por lo que se utilizará la relación 1:3 con una resistencia de 70 kg/cm^2 obtenida experimentalmente de (Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992).

2.2. Propiedades de la unidad de ladrillo

Desde el punto de vista estructural una de las propiedades más importantes en la unidad de ladrillo es su resistencia a compresión, que es determinada mediante ensayo directo a compresión, ya sea de un elemento entero o a la mitad. Este resultado no es un parámetro de calidad, ya que los valores pueden variar y no son comparables porque no se relacionan de la misma manera con la resistencia de otros elementos (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006).

2.2.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión es una de las propiedades más importantes de los ladrillos, ya que por lo general esta es la manera más común a la que están trabajando en las paredes. Conocer la resistencia a compresión puede dar una idea del comportamiento de los ladrillos ante otros esfuerzos como como tracción y corte (Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992).

Según la norma (INEN 0297, 1978), los ladrillos cerámicos (macizos o huecos) deberán tener las resistencias mínimas de compresión y a flexión que se detallan a continuación en la **Tabla 2.3**.

Tabla 2.3. Resistencia mínima a compresión y a flexión de los ladrillos proporcionada por la Norma INEN 297

Tipo de Ladrillo	Resistencia mínima a la compresión (kg/cm^2)		Resistencia mínima a la flexión (kg/cm^2)
	Promedio 5 unidades	Individual	Promedio 5 unidades
Macizo reprensado	250	200	40
Macizo a maquina	160	140	30
Macizo a mano	80	60	20
Hueco para muros	60	50	40
Hueco para tabiques	40	40	30
Hueco para losas	30	30	20

Varios autores han realizado ensayos de resistencia a compresión de los ladrillos fabricados en los alrededores de Cuenca, y son utilizados para construcciones de viviendas o edificaciones.

(A & C., 1992) presenta en la **Tabla 2.4** y **Tabla 2.5** la resistencia mecánica de los ladrillos elaborados en nuestro medio de ladrillos.

Tabla 2.4. Resistencia a compresión y a flexión de ladrillos huecos

Ladrillo cerámico		
Tipo de ladrillo	Compresión (Kg/cm ²)	Flexión (kg/cm ²)
4 Huecos (Lacesa)	75	7
4 Huecos (Alfadomus)	50	5

Tabla 2.5. Resistencia a compresión y a flexión de ladrillos panelones

Ladrillos comunes		
Tipo de ladrillo	Compresión (Kg/cm ²)	Flexión (kg/cm ²)
Panelón (Sinincay)	91	11
Panelón (Racar)	55	7
Panelón (Caleras)	103	11

(Jiménez, 2002) muestra rangos normales de variación de la resistencia a compresión del ladrillo verificadas en cuenca, y oscilan entre 500 a 800 T/m², es decir de 50 a 80 kg/cm².

(León & Felipe, 2012) recogió ladrillos de tres sectores ladrilleros del Azuay como son; Oña, Susudel, y Sayausi, lugares caracterizados por proveer ladrillos en abundancia, que en su mayoría son utilizados en el cantón Cuenca. Realizando ensayos a compresión de los mismos obteniendo los siguientes resultados presentados en la **Tabla 2.6**.

Tabla 2.6. Resistencia a compresión de ladrillos panelones de fabricantes como: Susudel, Oña y Sayausi

Tipo	Fabricante	Dimensiones (cm)	Ensayos	Carga neta de la falla (kgf)	Resistencia Bruta (kg/cm ²)	Resistencia Bruta Promedio (kg/cm ²)
Ladrillo Panelón	Susudel	26.5x7.8x12.5	1	38371	115.84	106.34
			2	40942	123.6	
			3	26367	79.6	
	Oña	25.7x7.5x11.8	1	29657	97.79	96.96
			2	31751	104.7	
			3	26808	88.4	
	Sayausi	27.5x7.7x13.8	1	21380	60.28	63.16
			2	25211	71.08	
			3	20605	58.1	

(Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) en su investigación realizaron ensayos a compresión de diferentes tipos de ladrillos generando información, la cual se ha recogido en la **Tabla 2.7**.

Tabla 2.7. Resistencia a compresión de muestras de diferente procedencia

Procedencia	Dimensiones			Resistencia a Compresión	# Muestras Ensayadas	Desviación standard	Tipo
	Ancho (cm)	Largo (cm)	Espesor (cm)				
Mayancela	14	28	9	58.12	8	17.74	Artesanal Panelón
Mayancela	27	14	10	151.45	7	56.58	
Tejar	28	14	9.7	81.19	10	21.79	
Lacesa (Cuenca)	19	29	16.5	28.57	10	6.62	Mecánico 8 Huecos
Alfadomus (Guayaquil)	20	40	17	7.04	10	1.9	Mecánico 9 Huecos
Alfadomus (Guayaquil)	19	39.4	14.5	8.23	10	1.78	Mecánico 8 Huecos
Alfadomus (Guayaquil)	19	39.4	9.5	23.25	10	9.79	Mecánico 8 Huecos
Lacesa (Cuenca)	13.25	28.4	9.2	112.65	15	35.13	Mecánico 4 Huecos

Además, estos autores presenta una síntesis de la tesis ‘El ladrillo en la Construcción’ (autor Vicente Fernández en 1976) quien ha recopilado datos del sector, realizando muestreos y ensayos a compresión de ladrillos de 7 fábricas distintas, obteniendo la siguiente información presentado en la **Tabla 2.8**.

Tabla 2.8. Ensayos de la resistencia a compresión de ladrillos panelones

# Fabrica	Ubicación	Sector	Resistencia a compresión kg/cm^2	Desviación estándar kg/cm^2
1	La cumbre	SININCAY	49	24.14
2	Sta. Isabel	SININCAY	26	6.2
3	Segundas Cochas	SININCAY	30	4.56
4	Sta. Isabel	SININCAY	72	14.1
5	Virgen del Milagro	SAYAUSI	48	7.32
6	Virgen del Milagro	SAYAUSI	75	8.15
7	Sta. María	SAYAUSI	47	8.95

2.2.2. Módulo de elasticidad

En el estudio elaborado por (Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) usaron los valores de esfuerzo–deformación obtenidos del ensayo a compresión realizado a 25 muestras de ladrillos tipo panelón, y mediante una aproximación presentan el módulo de compresión E_c , obtenido para un esfuerzo normal de $\sigma_n = 10 \text{ kg/cm}^2$, y el módulo de elasticidad E .

$$E_c = 1961 \text{ kg/cm}^2 \text{ Con una desviación de } \pm 310 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2156 \text{ kg/cm}^2 \text{ Con una desviación de } \pm 354 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.3. Resistencia a corte

Usando un sistema en el cual la unidad de ladrillo no trabaje a flexión ni compresión, obligando a fracasar por planos obligados, (Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) obtienen la resistencia del ladrillo a corte.

$$\tau = 13.31 \text{ kg/cm}^2 \text{ Con una desviación de } \pm 1.42 \text{ kg/cm}^2.$$

2.3. Propiedades mecánicas de la mampostería

Es importante conocer el comportamiento de la mampostería como conjunto a más de conocer algunas de las propiedades mecánicas de los componentes que la conforman, para así poder realizar una predicción teórica de fallo de los elementos. La mampostería así como los elementos, fue sometida a diferentes ensayos basados en el Código Ecuatoriano de la Construcción en el subcapítulo de Mampostería Estructural.

2.3.1. Resistencia a compresión

El valor de la resistencia a compresión en esta norma está referido a los 28 días, si se considera que el muro recibirá cargas antes de cumplir los 28 días, se evaluará la resistencia para el tiempo estimado (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006).

Para determinar la resistencia de diseño a compresión de la mampostería se realizara el siguiente ensayo:

Se debe realizar un ensayo de pilas construidas como se muestra en la **Figura 2.1**, con las piezas y morteros que se utilizaran en la obra. La relación altura-espesor de la pila será entre 2 y 5, estas pilas serán ensayadas a los 28 días.

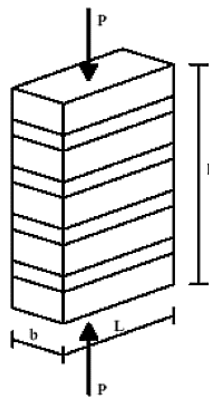


Figura 2.1 Pila de ensayo a compresión de la mampostería

El esfuerzo medio obtenido calculado sobre el área bruta, se deberá corregir multiplicando por un factor expresado en la **Tabla 2.9**.

Tabla 2.9. Factores de corrección de acuerdo a la relación altura-espesor

Factores correctivos para la resistencia de la pila con diferentes relaciones de altura-espesor				
Relación altura-espesor	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

La resistencia a compresión de la mampostería se calcula con la siguiente expresión dada por (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006):

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

Donde:

f_m^* : Resistencia de diseño a compresión de la mampostería referida al área bruta.

$\overline{f_m}$: Media de la resistencia a compresión de las pilas corregida por su relación altura-espesor.

C_m : Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, en ningún caso se toma inferior a 0.15.

(Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) construyeron pilas de mampostería siguiendo las recomendaciones dadas por la U.N.A.M (folleto # 403, titulado 'DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA'). Estas pilas constaban de tres ladrillos con juntas de mortero de aproximadamente 2 cm de espesor, para así poder cumplir con la relación de esbeltez que se encuentra entre 2 a 5, (siendo la esbeltez la relación existente entre la altura y el espesor de la pila). Obteniendo los siguientes resultados para las pilas de ladrillo panelón:

Resistencia a compresión promedio de la mampostería $f_m = 35.56 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia a compresión nominal de la mampostería $f'm = 27.12 \text{ kg/cm}^2$. Mediante cálculos estadísticos esta resistencia nominal garantiza que el 98% de las piezas ensayadas están sobre este valor.

2.3.2. Resistencia a corte

Para determinar la resistencia a corte o compresión diagonal de la mampostería se lo realizará con el procedimiento que se indica a continuación.

En ensayo se procederá a realizarse con muretes construidos con las piezas y morteros que se utilizaran en obra. Los muretes tendrán una longitud de al menos 1.5 veces la longitud del elemento de ladrillo y el número de hileras necesario para que la altura sea aproximadamente a la longitud como se muestra en la **Figura 2.2**. Estos muretes se ensayarán sometiéndoles a cargas de compresión monótonas a lo largo de la diagonal, y el esfuerzo a corte medio se determinará dividiendo para la carga máxima entre el área bruta del murete medido sobre la misma diagonal (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006).

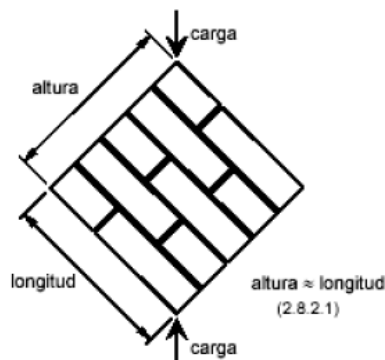


Figura 2.2. Murete de prueba a corte o compresión diagonal



Los muretes se ensayaran a los 28 días. Y la resistencia a corte se determinara mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

vm^* : Resistencia de diseño a compresión diagonal o corte de la mampostería referida al área bruta.

\overline{vm} : Media de la resistencia a compresión diagonal o corte de los muretes.

C_m : Coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de los muretes, en ningún caso se toma inferior a 0.20.

2.3.3. Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el refuerzo de contacto no excederá de $0.6fm^*$ (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006).

2.3.4. Resistencia a tensión

La resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas se considera nula. Cuando sea necesario esta resistencia será proporcionada por el acero de refuerzo necesario (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006).

2.3.5. Módulo de elasticidad

Módulo de elasticidad de la mampostería denotado por Em , se determinara con alguno de los procedimientos que se describen a continuación.

Procedimiento I.

Ensayo de pilas al igual que el ensayo a compresión. El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinara según lo especificado en la norma mexicana correspondiente. Para cargas sostenidas se considerara las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero.

Para optimizar el módulo de elasticidad para cargas de corta duración, el módulo de elasticidad obtenido del ensayo se le dividirá entre 2.3 si son piezas de concreto, o entre 1.7 si son piezas de barro u otro material diferente a del concreto (Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006).

Procedimiento II.

Para determinar el módulo de elasticidad se puede partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería. (Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) describe que para mampostería de tabique de barro u otras piezas, se puede emplear la siguiente formula:

$$Em = 400 fm^* \text{ (para cargas de corta duración)}$$

$$Em = 250 fm^* \text{ (para cargas sostenidas)}$$

Donde:

Em : Módulo de elasticidad de la mampostería.



f_m^* : Resistencia a compresión de la mampostería.

De los resultados obtenidos de los ensayos realizados por (Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992), a partir de la resistencia media a compresión y la resistencia nominal, se obtiene lo siguiente:

Módulo de elasticidad promedio $E = 6440 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad nominal $E_m = 4100 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.6. Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería se encuentra denotado por G_m , y se puede determinar mediante el siguiente procedimiento.

Procedimiento I.

(Félix Alvares & Flores Ballesteros, 2006) menciona que se puede determinar el módulo de corte a partir del módulo de elasticidad, mediante la siguiente ecuación:

$$G_m = 0.4 E_m$$

(Neira Palomeque & Ojeda Siguenza, 1992) propone otra ecuación, que el módulo de cortante puede calcularse mediante la siguiente ecuación empírica:

$$G_m = 0.3 E_m$$

Donde:

G_m : Módulo de corte de la mampostería

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería

3. Estudio sobre los modos de falla bajo acción sísmica en casas de ladrillo

En la mampostería de ladrillo cuando no poseen una cantidad suficiente de refuerzo, o no presentan ningún refuerzo, o no tienen un adecuado confinamiento se producen diferentes tipos de agrietamiento, las cuales dan lugar a las fallas en los muros o paneles (Moreno, Rojas, & Gutiérrez, 2009).

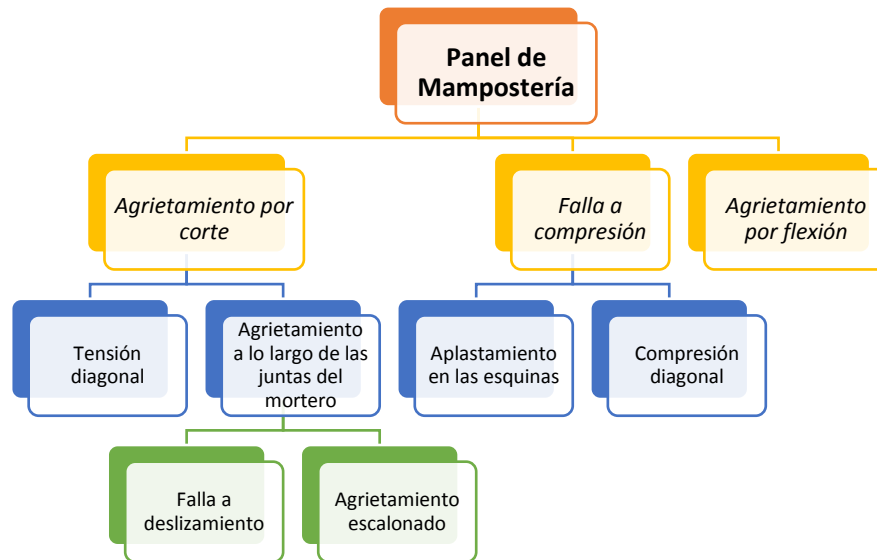
(Asteris, Kakaletsis, Chrysostomou, & Smyrou, 2011) presenta en dos casos los modos de falla de un marco con relleno, el primer caso, paneles de relleno sin aberturas y el segundo caso, paneles de relleno con aberturas.

3.1. Paneles de relleno sin aberturas

(Asteris et al., 2011) en base a los resultados experimentales y analíticos que se ha realizado durante cinco décadas por (Thomas, 1953; Wood, 1958; Mainstone, 1962; Liauw and Kwan, 1983; Mehrabi and Shing, 1997, Al-Chaar et al., 2002), clasifica los modos de falla que se puedan producir en la mampostería sin aberturas siendo los siguientes: aplastamiento en las esquinas, compresión diagonal, corte horizontal (deslizamiento), agrietamiento diagonal y falla del marco o pórtico. De otra manera (Asinari, Prato, Penna, & Magenes, 2010) indica que modos de falla que normalmente se presentan en paredes de mampostería de ladrillo son los siguientes: falla por corte (deslizamiento), falla por corte (tensión diagonal), aplastamiento de las esquinas comprimidas del muro, falla por corte en las columnas de encadenado, y falla flexional con fluencia de las columnas traccionadas.

(Matthews et al., 2007) plantea que los modos de falla en el plano que tienden a dominar en paredes cortas y robustas, donde la relación de la distancia entre los soportes laterales y el espesor de la pared es relativamente pequeño, y presentan tres modos de fallo: falla de corte (diagonal), falla de corte (deslizamiento) y falla a flexión.

De acuerdo con una revisión detallada de los resultados experimentales que han obtenido los diferentes autores disponibles en la literatura, se ha resumido los diferentes modos de falla que puedan ocurrir en la mampostería confinada sin aberturas de la siguiente manera:



El fracaso de un componente no necesariamente representa el colapso de todo el sistema, por lo que se deberá considerarse solo como un estado límite de servicio. Sin embargo, la colapso total de la estructura puede contener uno o más tipos de falla en la mampostería o en el marco, por lo que es necesario en este estudio investigativo conocer los posibles modos de fallo que se puedan producir en las casas de Cuenca, lo cual en esta sección será su objetivo principal.

3.1.1. Agrietamiento por corte

En este tipo de falla, lo que principalmente controla es la resistencia al corte de las juntas del mortero (dominado por la fuerza de adherencia y coeficiente de fricción), la resistencia a tracción de las unidades de ladrillo y de los valores relativos de corte y esfuerzo normal. Dependiendo de estos parámetros, la combinación de esfuerzos de corte con esfuerzos axiales, pueden llegar a producir grietas que crucen las unidades de ladrillo o deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

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 (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

3.1.1.1. Tensión diagonal

La falla por agrietamiento diagonal o tensión diagonal se produce cuando las tensiones principales de tracción superan la resistencia del mampuesto. Es decir, esto ocurre cuando existen esfuerzos elevados de compresión vertical o cuando la resistencia a tracción de las unidades de ladrillo es reducida (Asinari et al., 2010).

Esta falla se caracteriza por tener grietas diagonales en el panel sobre las piezas como se muestra en la **Figura 3.1**. solo si la mampostería alcanza su resistencia a tensión (Hernández Zamora, 2014).

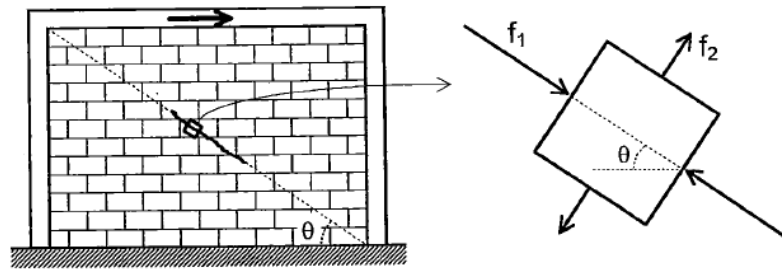


Figura 3.1. Esfuerzo de compresión y tensión en el panel de mampostería

El agrietamiento a tensión diagonal se considera como un estado límite de servicio para mampostería de relleno, y se define como (Hossein & Kabeyasawa, 2004):

$$V_t = 2\sqrt{2}th_m f_t \cos\theta \sin\theta$$

Donde:

f_t : Resistencia de agrietamiento de la mampostería dada por: $f_t \approx 0.166\sqrt{f_p}$

f_p : Es la resistencia a la compresión del prisma de mampostería.

t : Espesor de la pared (cm).

h_m : Altura de la pared de ladrillo (cm).

θ : Angulo comprendido entre la diagonal y la horizontal.

(Caliò & Pantò, 2014) basándose en la teoría de (Turnšek & Čačovič, 1971) que tienen en cuenta la atribución de la geometría de la pared y la distribución de la acción en la máxima resistencia, sugieren:

$$f_v = \frac{f_t}{b} \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{f_t}\right) + 1}$$

Donde:

f_v : Es el esfuerzo cortante promedio en la pared alcanzada en la resistencia máxima.

f_t : Es la resistencia a la tracción de la mampostería.

b : Es el factor de distribución de la tensión de corte (dependiendo de la geometría de la pared y en el valor de la relación entre la vertical N y la carga horizontal H).

σ_n : Es el esfuerzo de compresión media debido a N . carga vertical

(Bourzam, Ikemoto, & Miyajima, 2008) realizaron un estudio para comparar tres enfoques analíticos diferentes en cuanto a la predicción de la resistencia al corte lateral de muros de mampostería confinada. Mediante estudios demostraron que la resistencia lateral real esta sobrestimada. Los enfoques tomados fueron los siguientes:

Turnšek Cacovic:

$$V_t = \frac{f'_t A_w}{b} \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{f'_t}\right) + 1}$$

Tomažević and Klemenc:

$$V_t = \frac{f'_t A_w}{b C_i} \left[1 + \sqrt{C_i^2 \left(1 + \frac{\sigma_v}{f'_t}\right) + 1} \right]$$

Sucuoğlu et al:

$$V_t = \frac{A_w}{b(1 + \beta)} \sqrt{(\beta f'_m)^2 + \beta f'_m \sigma_v (1 - \beta) - \beta \sigma_v^2}$$

Donde:

V_t : La fuerza de resistencia lateral de la pared de ladrillo.

b : El factor de distribución de la tensión de corte depende de la altura h y la l el ancho de la pared de ladrillo.

$$b = 1 \text{ para } \frac{h}{l} \leq 1;$$

$$b = \frac{h}{l} \text{ para } 1 \leq \frac{h}{l} \leq 1.5;$$

$$b = 1.5 \text{ para } \frac{h}{l} \geq 1.5;$$

(Charry Ablanque & Roca Fabregat, 2010) asumiendo que el esfuerzo cortante no se transfiere a través de las juntas verticales, con lo cual, los ladrillos deben transferir el doble de esfuerzo, consideran que:

$$b = 2.3$$

σ_v : El esfuerzo a compresión de la pared ladrillo debido a la carga vertical V .

A_w : El área de la sección transversal horizontal de la pared de ladrillo sin considerar el área de las columnas de borde.

f'_t : La resistencia a la tracción de la mampostería, obtenido por la prueba de compresión diagonal según lo especificado por la norma ASTM C1391.

C_i : Es el coeficiente de interacción que tiene en cuenta para la distribución de fuerzas de interacción, así como la distribución de esfuerzos cortantes a lo largo de la sección transversal horizontal:

$$C_i = 2\alpha b \frac{l}{h}$$

$\alpha = \frac{5}{4}$ (Es un parámetro de forma y distribución de las fuerzas de interacción), h y l son la altura y el ancho de la pared de ladrillo, respectivamente.

$$\beta = \frac{f'_t}{f'_m}$$

f'_m : La resistencia a la compresión de mampostería obtiene mediante el ensayo de Pila de acuerdo con las especificaciones de LUMB1 (1994).

$$f'_t = 0.5187 f'_m \frac{P_d}{(f'_m A - 1.683 P_d)}$$

De la prueba a compresión diagonal según Yokel and Fattal (1976). Donde P_d y A son la carga a compresión diagonal máxima y la sección transversal del espécimen, respectivamente.

(Yoshimura et al., 2004) asume que la resistencia a tensión de la mampostería f'_t viene dada por $f'_t = 0.125 \sqrt{f_z}$ (MPa).

f_z : Resistencia a la compresión del mortero de unión (MPa).

(Calvi & Magenes, 1997) introduce un nuevo factor de corrección modificando la ecuación de Turnšek Cacovic, teniendo:

$$V_t = \frac{f_{bt} A_w}{b(1 + \alpha_v)} \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{f_{bt}}\right) + 1}$$

Donde:

f_{bt} : Resistencia a tensión del ladrillo

$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi' H}{D}$: Radio de corte

ψ' : Factor que considera las condiciones de borde la pared.

$\psi' = 0.5$: Restringido a la rotación en ambos extremos.

$\psi' = 1$: Rígido en un extremo pero puede rotar en la otro.

La relación entre altura – longitud de 1:1 y 1:2 son muy comunes en las estructuras. La altura del panel se define como la dimensión entre las vigas y la longitud se define como la dimensión entre las columnas de unión. Esta relación de altura – longitud también se conoce como la relación de aspecto del panel. En estructuras de mampostería confinada en donde las relaciones altura - longitud en los paneles son entre 1:1 y 1:2 este modo de falla es el más dominante en el plano (Matthews et al., 2007).

3.1.1.2. *Falla a deslizamiento*

La falla a deslizamiento producida en un muro o panel, es una consecuencia principal de la falla por adherencia entre las unidades de ladrillo y el mortero mostrado en la **Figura 3.2**, formando grietas horizontales a lo largo de las juntas del mortero. Esta falla por adherencia se produce cuando los esfuerzos de compresión verticales no son significativos, con relación a los esfuerzos de corte, sumado a esto, una adherencia reducida entre el mampuesto y mortero (Asinari et al., 2010).

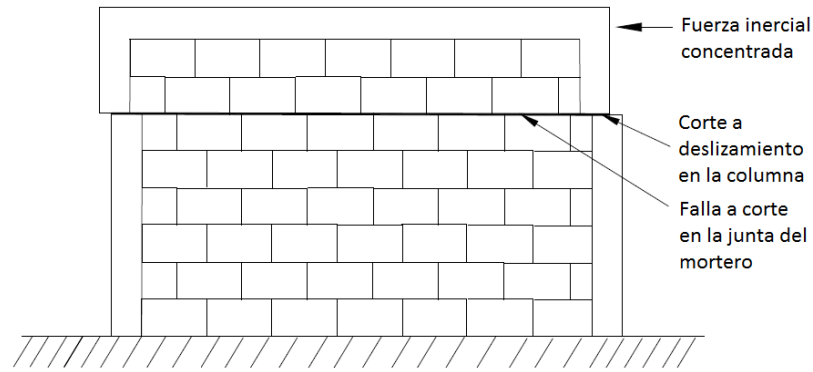


Figura 3.2. Falla a deslizamiento en el panel de mampostería

Sin embargo, (Matthews et al., 2007) menciona que la falla se produce solo si la resistencia de la junta del mortero horizontal es muy débil, aun cuando falle el mortero, la resistencia al corte de las columnas de unión debe ser superada para el colapso global de la pared. Por lo tanto la falla de deslizamiento a corte es menos probable en la mampostería confinada que en mampostería no reforzada.

Pruebas realizadas por (Francisco Javier Crisafulli, 1997) indican que la grieta principal por lo general comienza por debajo de la esquina superior y continua aproximadamente hacia el centro del panel. Entonces las grietas se propagan horizontalmente y cuando se invierte la dirección de la fuerza, la grieta horizontal aumenta de longitud, atravesando el panel.

(Nicola, 2012) propone comprobar a deslizamiento con las siguientes ecuaciones:

$$V_d \leq \frac{\tau_u}{\phi} lt$$

Con

$$\tau_u = f_{vk0} \sqrt{1 + \frac{(0.8 \frac{h}{l} - 0.2) H_{sis}}{1.5 f_{vk0} lt}}$$

Donde

V_d : Es la componente horizontal de la fuerza sísmica actuando en la misma dirección de la pared de ladrillos.

f_{vk0} : Resistencia a corte de los ladrillos.

ϕ : Factor de reducción de las tensiones, igual a 1 para limitar las condiciones de frontera, e igual a 2 para las tensiones admisibles.

t : Espesor de la pared.

I : Es el momento de inercia de la sección transversal del pilar, calculado respecto a su eje ortogonal al plano de la pared (en el caso de pilares con diferente sección asume el valor medio de los dos momentos de inercia).

(Hossein & Kabeyasawa, 2004) partiendo del criterio de Mohr-Coulomb evalúa la máxima fuerza a cortante por deslizamiento directo, de la siguiente manera:

$$V_d = \tau_0 t l_m + \mu N$$

Donde:

t, l_m : Espesor y longitud de la pared de ladrillos, respectivamente.

τ_0 : Capacidad de cohesión de las juntas de mortero.

μ : Coeficiente de fricción de las juntas de mortero.

N : carga vertical de la pared.

Los valores de μ y τ_0 varían de acuerdo a los ladrillos y las condiciones de unión entre los mismos. Los valores de τ_0 oscilan entre $1 \leq \tau_0 \leq 15 \text{ kg/cm}^2$. Aunque μ y τ_0 se pueden calcular con la siguiente ecuación (Hossein & Kabeyasawa, 2004).

$$\tau_0 = 0.04 f'_m$$

$$\mu = 0.654 + 0.000515 f'_z$$

Donde:

f'_m : Resistencia a la compresión de la mampostería.

f'_z : Resistencia a la compresión del mortero de unión.

Además (Calvi & Magenes, 1997) recomiendan la introducción de un factor de corrección κ de la cohesión y la fricción entre las juntas de mortero.

$$\mu' = \kappa \mu$$

$$c' = \kappa c$$

Para

$$\kappa = \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta_y}{\Delta_x}}$$

Donde:

Δ_x, Δ_y : Longitud y altura de la unidad de ladrillo, respectivamente.

Este tipo de falla es un caso particular en estructuras de uno o dos pisos de mampostería confinada. Por lo tanto, siempre y cuando los materiales sean de buena calidad y exista un número adecuado de columnas, la falla a deslizamiento no debe ser una preocupación (Matthews et al., 2007).

3.1.1.3. Agrietamiento escalonado

El origen de esta falla se da cuando las juntas del mortero son débiles en comparación con las unidades de ladrillo, o cuando el esfuerzo de corte predomina sobre el esfuerzo normal. Generalmente el mecanismo de falla es producido por despegamiento a lo largo de las juntas del mortero (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

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 3.3.** (Hernández Zamora, 2014).

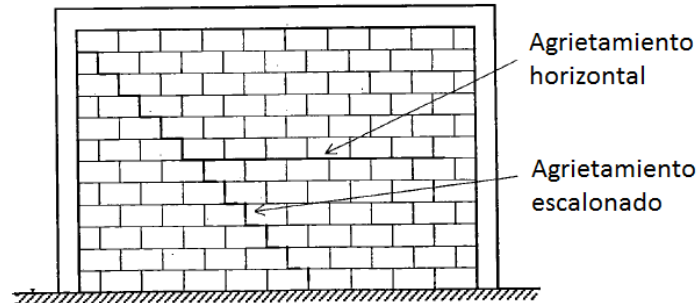


Figura 3.3. Agrietamiento escalonado y horizontal de la pared de mampostería

(Hossein & Kabeyasawa, 2004) partiendo del deslizamiento directo, encuentra una ecuación para calcular la fuerza a cortante máxima V_f , suponiendo el agrietamiento escalonado en la mampostería de relleno. Esta ecuación se halla dada en función del ángulo que forma la diagonal con respecto a la horizontal.

$$V_e = \frac{\tau_0 t l_m}{(1 - \mu \tan \theta)}$$

Donde:

t, l_m : Espesor y longitud de la pared de ladrillos, respectivamente.

τ_0 : Capacidad de cohesión de las juntas de mortero.

μ : Coeficiente de fricción de las juntas de mortero.

θ : Angulo comprendido entre la diagonal y la horizontal.

La resistencia a agrietamiento escalonado en una pared de ladrillo, asumido por (Calvi & Magenes, 1997) está dada con la siguiente ecuación:

$$V = Dt\tau_u$$

Con

$$\tau_u = \min \begin{cases} \tau_{cs} \\ \tau_{ws} \end{cases}$$

Esfuerzo ultimo a corte con deslizamiento.

$$\tau_{cs} = \frac{1.5c + \mu p}{1 + 3 \frac{c\alpha_v}{p}}$$

$$V_d = Dt\tau_{cs}$$

Esfuerzo a agrietamiento escalonado.

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu p}{1 + \alpha_v}$$

$$V_e = Dt\tau_{ws}$$

Donde:

D: Longitud de la pared.

t: Espesor de la pared.

p=N/Dt: Esfuerzo normal sobre la pared.

c: Cohesión de la junta de mortero.

μ : Coeficiente de fricción de la junta de mortero.

Los valores de μ y c deben ser modificados por el factor κ .

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi'H}{D}: \text{Radio de corte}$$

ψ' : Factor que considera las condiciones de borde la pared.

$\psi' = 0.5$: Restringido a la rotación en ambos extremos.

$\psi' = 1$: Rígido en un extremo pero puede rotar en la otro.

H_0 : La altura efectiva determina por las condiciones de frontera.

H: La altura de la pared.

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 (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

3.1.2.1. 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 (pórtico) (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).

En la **Figura 3.4** se presenta el aplastamiento del relleno en al menos una de sus esquinas que se encuentra cargado.

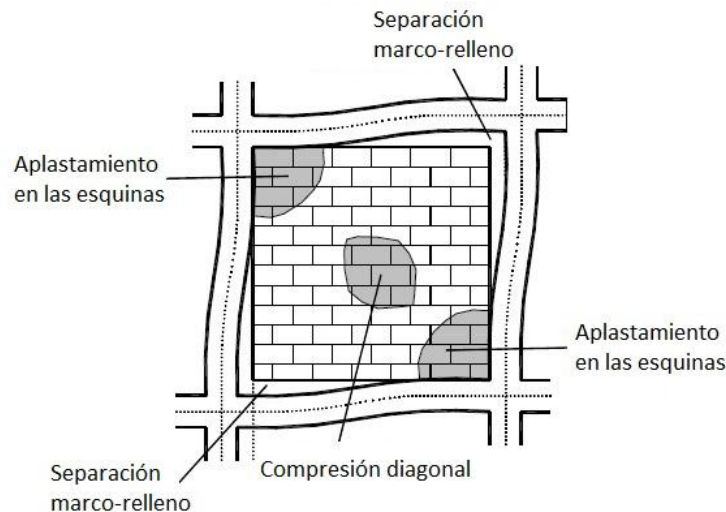


Figura 3.4. Aplastamiento en las esquinas y compresión diagonal en el panel de mampostería

(Nicola, 2012) propone la siguiente ecuación para verificar la falla por aplastamiento en las esquinas:

$$V_a \leq 0.8 \frac{f_k}{\phi} \cos^2(\theta) \sqrt{\frac{E_c}{E_m}} I h t^3$$

Donde:

V_a : Es la componente horizontal de la fuerza sísmica actuando en la misma dirección de la pared de ladrillos.

f_{vk0} : Resistencia a corte de los ladrillos.

f_k : Resistencia a compresión de los ladrillos.

$\theta = \arctan\left(\frac{h}{l}\right)$: Angulo de la diagonal de muro de ladrillos con respecto a la horizontal.

ϕ : Factor de reducción de las tensiones, igual a 1 para limitar las condiciones de frontera e igual a 2 para las tensiones admisibles.

E_m : Es el módulo elástico de la mampostería.

E_c : Es el módulo elástico del hormigón.

t : Espesor de la pared.

I : Es el momento de inercia de la sección transversal del pilar, calculado respecto a su eje ortogonal al plano de la pared (en el caso de pilares con diferente sección asume el valor medio de los dos momentos de inercia).

3.1.2.2. Compresión diagonal

Este modo de falla se encuentra asociado con un relleno o mampostería relativamente delgada, donde los resultados de falla se originan fuera del plano del pandeo del relleno.

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 como se puede observar en la **Figura 3.4**. La separación de las grietas crece debido al aumento del desplazamiento lateral, lo que lleva al panel al fallo por la inestabilidad de la mampostería agrietada. Por lo tanto, este fallo fue consecuencia del agrietamiento diagonal. En cambio en mampostería hueca, la falla a compresión es probable que se produzca luego del agrietamiento, ya que este tipo de unidades de ladrillo son hechos de materiales de alta resistencia para compensar el área de los huecos (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

(Hossein & Kabeyasawa, 2004) basándose en Stafford-Smith and Carter (1969) y en el FEMA 306 (1998), sugiere que la carga lateral máxima a soportar la pared de relleno antes de su falla a compresión viene dada por:

$$V_c = zt f'_m \cos\theta$$

Con:

f'_m : Resistencia a la compresión de la mampostería en dirección horizontal. La que puede ser calculada como el 50% de la resistencia obtenida del ensayo del prisma de mampostería (Agudelo & Rodríguez, 2009).

z : Ancho del puntal equivalente obtenido por:

$$z = 0.175(\lambda h)^{-4} d_m$$

Donde:

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_g h_m} \right]^{\frac{1}{4}}$$

h : Altura de la columna medida de centro a centro de las vigas (cm).

h_m : Altura de la pared de ladrillo (cm).

E_c : Modulo de elasticidad del marco de confinamiento.

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería.

I_g : Momento de inercia de la columna (cm⁴).

d_m : Longitud de la diagonal de la pared de ladrillo (cm).

t : Espesor de la pared (cm).

θ : Angulo comprendido entra la diagonal y la horizontal

3.1.3. Agrietamiento por flexión

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 (Francisco Javier Crisafulli, 1997).

La falla a flexión es un agrietamiento que se presenta en las esquinas y en el centro, de forma vertical en la zona de compresión (falla por flexocompresión) y

grietas horizontales en la zona de tracción siendo de mayor longitud en la parte inferior, mostrado en la **Figura 3.5** (Hernández Zamora, 2014).

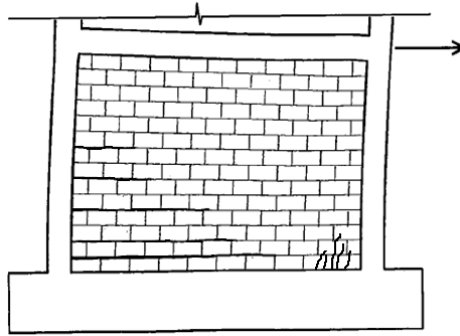


Figura 3.5. Agrietamiento a flexión en el panel de mampostería

Cuando la resistencia a tensión de la mampostería es alcanzada, se produce la falla a flexión, generando grietas horizontales en el extremo del muro que se encuentra sujeto a tensión, siendo de mayor longitud en la parte inferior y conforme sube de altura estas van decreciendo (Hernández Zamora, 2014).

También (Astroza & Schmidt, 2004) menciona que la falla a flexión se puede presentar en muros esbeltos. Esto ocurre cuando se generan tracciones en las columnas de confinamiento, produciendo la fluencia de las armaduras longitudinales y una falla a compresión por flexión en el talón comprimido del muro.

En paredes de mampostería confinada puede resistir significativamente la falla a flexión que en paredes de mampostería no reforzada, 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 es también cuando las juntas de mortero son deficientes mediante la reducción de la resistencia a tracción (Matthews et al., 2007).

Para la resistencia lateral esperada de las paredes de ladrillo confinadas suponiendo el fallo a flexión (Tomažević, Lutman, & Petković, 1996) consideran:

$$V_M = \frac{0.5\sigma_o t l^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c}\right) + (l - 2l')A_{rv}f_y}{h}$$

Donde:

σ_o : Esfuerzo de compresión medio en la pared debido a la carga vertical.

t, l, h : Grosor, longitud y altura de la pared, respectivamente.

l' : Distancia entre el centro del acero de refuerzo y el borde de la pared.

A_{rv} : Área de sección transversal del refuerzo vertical.



f_y : Resistencia del acero.

f_c : Resistencia a compresión de la mampostería.

(Yoshimura et al., 2004) en estudios realizados para investigar los métodos eficaces de fortalecimiento sísmicos de muros de mampostería en los países en desarrollo, utilizó las siguientes ecuaciones que indican los valores teóricos predichos de falla por flexión.

El límite elástico V_{mc1} , es carga lateral a la cual aparece la primera grieta significativa en paredes no confinadas debido al momento de flexión.

$$V_{mc1} = \frac{Z(f_{mt}\sigma_o)}{h'}$$

Donde

Z : Módulo de sección (mm^3).

f_{mt} : Resistencia a la tracción de la mampostería que viene dada por $f_{mt} = 0.125\sqrt{f_z}$ (MPa).

f_z : Resistencia a la compresión del mortero de unión (MPa).

h' : Altura del punto de inflexión (mm).

σ_o : Esfuerzo axial.

Para las pares confinadas V_{mc2} tenemos:

$$V_{mc2} = \frac{M_c}{h'}$$

Donde:

M_c : Momento de fisura

Las deformaciones en los puntos requeridos en la sección transversal horizontal se obtienen a partir del diagrama de distribución de la deformación, tanto de la pared como de las columnas, pero sin tomar en cuenta el refuerzo de las columnas. La deformación del concreto a tensión se tendrá mediante $\varepsilon_c = f_{ct}/E_c$, donde E_c : módulo de elasticidad del hormigón, f_{ct} : resistencia a tracción del hormigón dada por $f_{ct} = 0.56\sqrt{f_c}$, donde f_c : resistencia a compresión del hormigón.

La deformación de la mampostería se calcula a partir de $\varepsilon_m = f_{mt}/E_m$, donde E_m : módulo de elasticidad de la mampostería, f_{mt} : resistencia a tracción de la mampostería que viene dada por $f_{mt} = 0.125\sqrt{f_z}$, donde f_z : resistencia a la compresión del mortero de unión.

La máxima resistencia al corte V_{max1} de las paredes no confinadas después del desarrollo de grietas de flexión se calculó mediante la siguiente ecuación.

$$V_{max1} = \frac{(N + w)l_o}{2h'}$$

Donde:

V_{max1} : Máxima resistencia al corte lateral correspondiente al momento de flexión.

N : Carga axial vertical (N).

w : Peso propio de la pared más la viga que envuelve (N).

l_0 : Longitud de la pared (mm).

h' : Altura del punto de inflexión (mm).

La máxima resistencias al corte V_{max2} después del desarrollo de grietas de flexión en paredes confinadas considera:

$$V_{max2} = \frac{(a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w)}{h'}$$

Donde

V_{max2} : Última resistencia al corte lateral correspondiente al momento de flexión máxima (N).

a_t : Área transversal de las barras longitudinales de las columnas de confinamiento (mm^2).

σ_y : Límite elástico de las barras longitudinales de las columnas de confinamiento (MPa).

a_w : Área transversal del refuerzo vertical de la pared.

σ_{wy} : Límite elástico del refuerzo vertical de la pared.

N : Carga axial vertical que actúa sobre la pared de mampostería (Newton).

h' : Altura del punto de inflexión (mm).

l_w : Distancia centro a centro entre las barras longitudinales de las columnas de confinamiento (mm).

En la **Figura 3.6** se puede observar un diagrama de las fuerzas externas que actúan en la pared de mampostería.

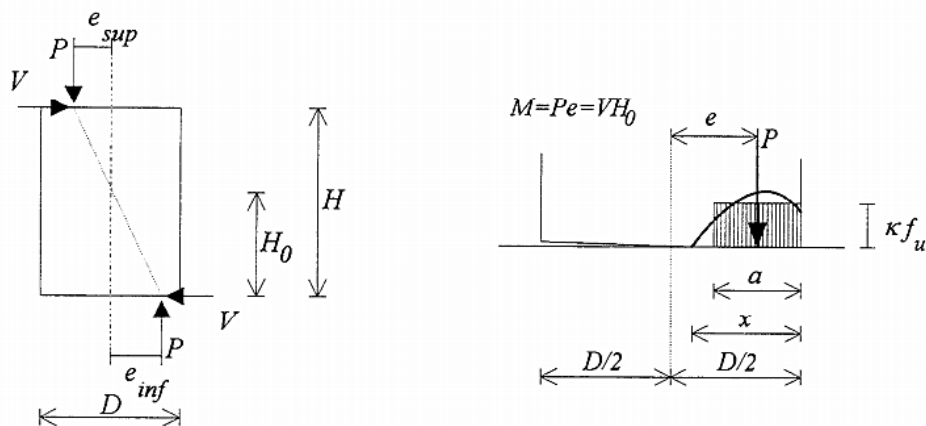


Figura 3.6. Diagrama de fuerzas externas sobre una pared de ladrillo



Realizando un equilibrio de las fuerzas (Calvi & Magenes, 1997) exponen la siguiente ecuación para calcular la máxima resistencia al corte lateral, correspondiente al momento de flexión.

$$V_M = \frac{D^2 P}{H_0 2} \left(1 - \frac{P}{K f_u}\right) = \frac{Dt P}{\alpha_v 2} \left(1 - \frac{P}{K f_u}\right)$$

Donde:

D: Longitud de la pared.

t: Espesor de la pared.

$P=N/Dt$: Esfuerzo normal sobre la pared.

f_u : Resistencia a compresión de la mampostería.

$\kappa = 0.85$: coeficiente de transformación en bloque rectangular equivalente.

H_0 : La altura efectiva determina por las condiciones de frontera.

$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi'H}{D}$: Radio de corte.

ψ' : Factor que considera las condiciones de borde la pared.

$\psi' = 0.5$: Restringido a la rotación en ambos extremos.

$\psi' = 1$: Rígido en un extremo pero puede rotar en la otro.

Para revisar la resistencia a flexión o flexo-compresión debido a las cargas laterales (Sánchez, 1995) propone las siguientes ecuaciones:

Para simple M_R :

$$M_0 = F_R A_s f_y d'$$

Si hubiese caga sobre la pared:

$$M_R = M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } P_u < P_R/3$$

$$M_R = (1.5 M_0 + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u > P_R/3$$

Donde:

A_s : Área de acero colocada en el extremo del muro.

d' : Distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

P_u : Carga axial total sobre el muro.

d : Peralte efectivo del refuerzo a tensión.

$$F_R = 0.8 \text{ si } P_u < \frac{P_R}{3} \quad F_R = 0.6 \text{ para el resto de los casos.}$$

$P_R = F_{R1} F_E f'_m A_T$: Resistencia a compresión axial.

$F_{R1} = 0.6$: Para muros confinados.

$F_{R1} = 0.3$: Para muros no confinados.

f'_m : Esfuerzo a compresión de la mampostería.

F_E : Factor de reducción por esbeltez.

A_T : Área de la sección transversal del muro.

3.2. Paneles de relleno con aberturas

(Kakaletsis & Karayannis, 2008) y (Asteris et al., 2011) en los experimentos que realizaron para mampostería con aberturas, indican que los parámetros a considerarse en las pruebas son: la forma de la abertura, tamaño de la abertura y la ubicación de la abertura dentro del marco.

Forma de la abertura

En la **Figura 3.7** se puede observar la forma de la abertura haciendo referencia si es una ventana o una puerta.

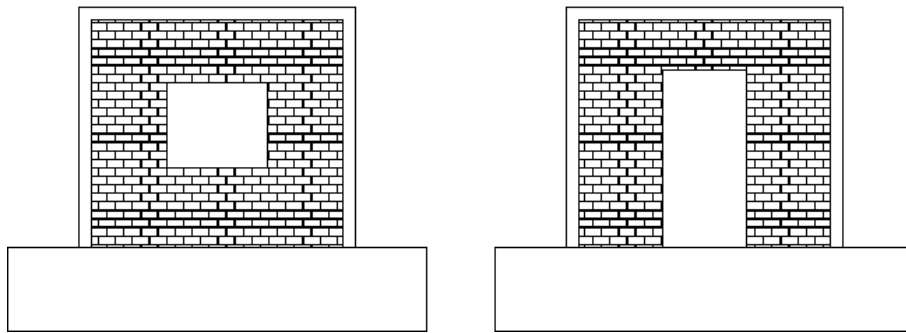


Figura 3.7. Abertura tipo ventana o puerta

Tamaño de la abertura

Es la relación que guarda entre el ancho de la abertura (l_a) y la longitud de relleno de la mampostería (l).

$$\text{Tamaño de la abertura} = \frac{l_a}{l}$$

Ubicación de la abertura

Es la relación que guarda entre, la distancia que existe entre el borde de la abertura al centro-norte de relleno (x) y la longitud de relleno de la mampostería (l).

$$\text{Ubicación de la abertura} = \frac{x}{l}$$

Tomando en cuenta estos parámetros, (Asteris et al., 2011) realizó varios experimentos en paredes de relleno con aberturas de ventanas en un modelo a escala, haciendo variaciones en el tamaño y la ubicación de las aberturas. La configuración para dicho modelo se muestra en la **Figura 3.8**.

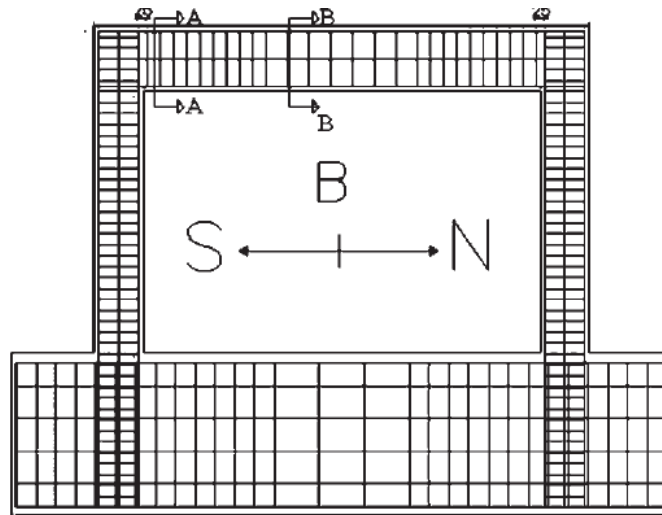


Figura 3.8. Configuración del modelo realizado por Asteris et al. 2011

La sección transversal de la viga fue de $100 \times 200 \text{ mm}$ y para la columna fue de $150 \times 150 \text{ mm}$. La escala utilizada fue de 1:3 del marco prototipo y del acero de refuerzo. En las uniones de viga-columna poseían cinco estribos para prohibir la falla frágil de corte. Los diámetros utilizados para el refuerzo longitudinal era de $\phi = 5.6 \text{ mm}$ y para los estribos era de $\phi = 3 \text{ mm}$. Se aplicó carga lateral por medio de un actuador hidráulico de doble acción, y para aplicar cargas verticales constantes se utilizaron gatos hidráulicos en la parte superior de cada columna y continuamente se iban ajustando durante cada prueba. La carga de compresión axial por columna era igual a 50 kN (Asteris et al., 2011).

Los resultados finales de la experimentación son los modos de falla de cada muestra, que se detallarán a continuación.

3.2.1. Modos de falla en aberturas de ventana

Como era de esperarse en el experimento realizado por (Asteris et al., 2011), la presencia de una abertura colocada en la diagonal del panel de relleno, condujo a la supresión del modo de fallo de compresión diagonal y el modo de fallo de agrietamiento diagonal, debido a que el puntal diagonal comprimido no se forma correctamente, en vez de eso se formó dos diagonales comprimidas, uno a cada lado de la abertura, y mientras la abertura es más pequeña las diagonales comprimidas se pronuncian más.

En las caras exteriores de las columnas en lo alto de sus bases aparecieron grietas de flexión, porque la columna a tensión se arriostró en la parte inferior de la pared. Conjuntamente aparecieron grietas de flexión en las caras externas de las columnas, entre la cara inferior de la viga y la parte superior de la abertura, debido a que la parte superior de la pared forma un bloque de compresión en la intersección de la columna en compresión con la viga superior. La falla que se produjo en las partes superiores e inferiores de la pared se encontraba dominado por la falla a deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales (Asteris et al., 2011).

(Kakaletsis & Karayannis, 2008) idealizan una pared de mampostería con abertura de ventana separando por segmentos de pared como se muestra en la **Figura 3.9**.

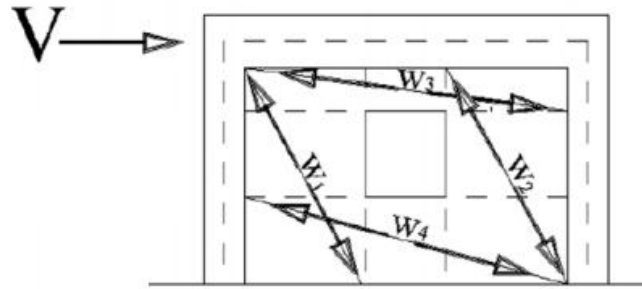


Figura 3.9. Segmentación de un panel de mampostería

En la **Figura 3.10** se presenta los diferentes modos de falla y el equilibrio de fuerzas, donde los segmentos de mampostería W_1 y W_2 se encuentran a la izquierda y la derecha de la ventana, en el medio del segmento alcanzan la compresión diagonal o falla por tensión diagonal. Las zonas W_3 y W_4 que se encuentran por encima y debajo de la ventana fracasan por tensión diagonal.

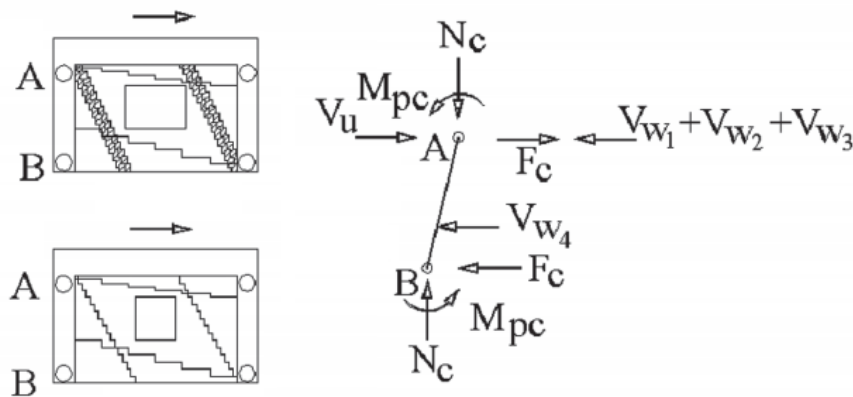


Figura 3.10. Diagrama de fuerzas producido en un panel con abertura de ventana

Partiendo del equilibrio de fuerzas se obtiene la siguiente ecuación:

$$V_u = V_{W1} + V_{W2} + V_{W3} + V_{W4} + 2F_c$$

Donde:

$V_{W1}, V_{W2}, V_{W3}, V_{W4}$: Las resistencias a carga lateral del segmento de acuerdo a su modo de falla producido.

F_c : La resistencia a corte de las columnas.

3.2.2. Modos de falla en aberturas de puertas

El mecanismo de falla del marco con abertura de puerta fue gobernado por las articulaciones plásticas en ambos extremos de la columna, además, se presentó aplastamiento en las esquinas a causa del balanceo del segmento de mampostería, entre la columna a tensión y la puerta en el caso de una puerta excéntrica. Del mismo modo, se originó aplastamiento interno en el otro segmento de mampostería, entre la columna y la puerta; también se produjo falla de corte por deslizamiento en el segmento que se encuentra sobre la puerta. Además de eso, aparecieron grietas de flexión en las caras externas de

las columnas, entre la cara inferior de la viga y la parte superior de la abertura (Asteris et al., 2011).

(Kakaletsis & Karayannis, 2008) al igual que realizaron para paredes con aberturas de ventanas, se idealizó una pared de mampostería con aberturas de puertas, considerando tres segmentos de pared, dos laterales uno superior. En el segmento de pared (a la derecha de la puerta) se produce la falla de aplastamiento en la esquina, en el segmento de pared (izquierdo) se produce la falla de compresión diagonal o tensión diagonal y en la parte superior se origina tensión diagonal, como se muestra en la **Figura 3.11**.

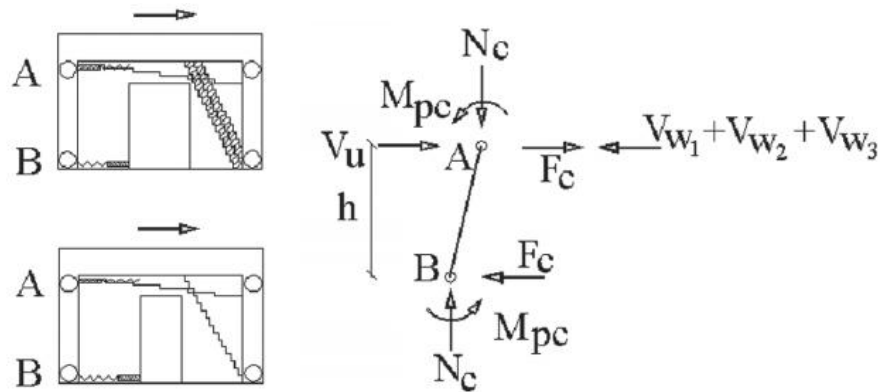


Figura 3.11. Diagrama de fuerzas producido en un panel con abertura de puerta

A partir del equilibrio de fuerzas se obtienen la siguiente ecuación:

$$V_u = V_{W1} + V_{W2} + V_{W3} + 2F_c$$

Donde:

V_{W1}, V_{W2}, V_{W3} : Las resistencias a carga lateral del segmento de acuerdo a su modo de falla producido.

F_c : La resistencia a corte de las columnas.

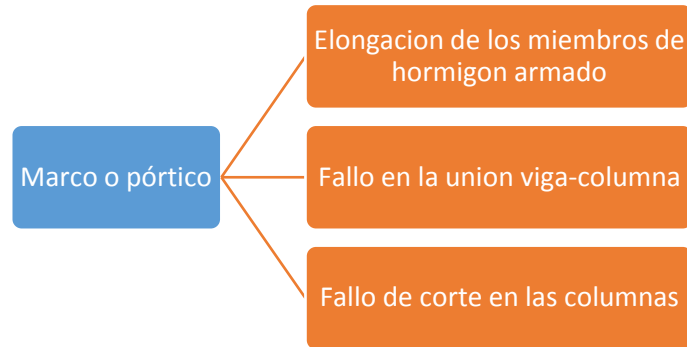
3.3. Modos de falla en el pórtico

Como se sabe la mampostería confinada está compuesta del panel y pórtico, donde el pórtico colabora a gran medida al panel evitando que la mampostería se encuentre expuesta a sufrir daños graves. Por tanto, el pórtico también soporta cargas laterales y verticales, producidas por un evento sísmico y cargas gravitatorias estructurales, respectivamente. Es decir, el pórtico no está exento de sufrir algún tipo de falla como se ha estudiado en el panel de mampostería. Por esta razón en esta sección se estudiará los posibles modos de falla que puedan ocurrir en el pórtico o marco que rodea el panel.

(Francisco J Crisafulli, Carr, & Park, 2000) indican que primer paso y el más importante, es identificar los diferentes modos de falla o efectos perjudiciales que deben ser controlados en las estructuras de marco o pórticos rellenos, mencionando los más importantes como: (a) agrietamiento de corte de la mampostería, (b) elongación de los miembros de hormigón armado, (c) fallo en la unión viga-columna y (d) fallo de corte en las columnas.

Para un análisis correcto de la falla del marco o pórtico, se debe considerar las fallas que se puedan producir en las columnas, vigas y en las uniones viga-

columna, por lo tanto se ha considerado las tres últimas fallas que menciona (Francisco J Crisafulli et al., 2000), presentándolas en el siguiente diagrama:



3.3.1. *Elongación de los miembros de hormigón armado.*

Las columnas y vigas del marco o pórtico deben ser diseñadas de manera que puedan resistir esfuerzos axiales de tracción, como los que se presentan en eventos sísmicos sin que ceda el refuerzo. Las barras longitudinales de los miembros de hormigón armado pueden producir una tensión con una ductilidad significativa, resultando gran elongación en las barras. Sin embargo, esto no es conveniente en estructuras de marcos rellenos, porque la elongación excesiva de los miembros del pórtico reduce el efecto benéfico del pórtico, lo cual restringe la distorsión de corte de la pared de mampostería (Francisco J Crisafulli et al., 2000).

(Francisco Javier Crisafulli, 1997) describe que la causa que lleva a un alargamiento de las columnas es gracias 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 3.12**.

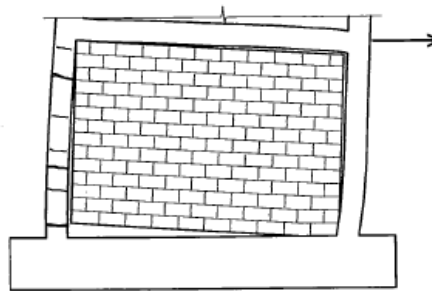


Figura 3.12. Falla del pórtico debido a elongaciones de los miembros

3.3.2. *Fallo en la unión viga-columna*

En las zonas cercanas de las esquinas cargadas se pueden desarrollar altos esfuerzos normales y tangenciales, dando como resultado grandes fuerzas de cortante y momentos de flexión. El esfuerzo de tensión provocado en estas articulaciones puede causar agrietamiento diagonal que se desarrollan a través de la articulación, desde el interior hasta el exterior de la esquina como se presenta en la **Figura 3.13**. Esta falla en las uniones causa efectos desfavorables en el comportamiento de los marcos, debido a que las fuerzas

laterales no son transmitidas de la viga de piso a las columnas y a la mampostería. Por lo tanto, la longitud de contacto en las esquinas cargadas y el ancho equivalente puntal decrece, resultando un incremento de los esfuerzos en la mampostería (Francisco J Crisafulli et al., 2000).

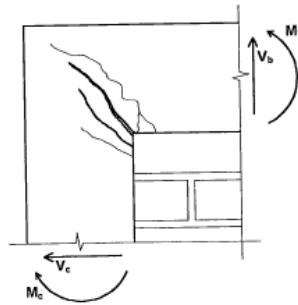


Figura 3.13. Fallo en la unión viga-columna

3.3.3. Fallo de corte en las columnas

Las fuerzas cortantes que se originan en la interacción con el marco relleno pueden ocasionar falla en las columnas. A lo largo de la longitud de contacto se llega a producir las fuerzas máximas de cortante, en la **Figura 3.14** se puede apreciar las grietas cerca de las esquinas cargadas. 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 (Francisco J Crisafulli et al., 2000).

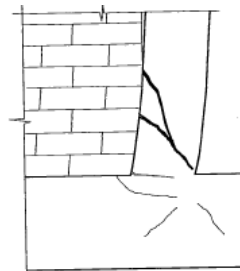


Figura 3.14. Fallo de corte en la base de la columna

Las columnas juegan un papel muy importante en las paredes de mampostería confinada, 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).

La resistencia del armado de los refuerzos verticales que cruzan la grieta puede ser estimado, asumiendo la reacción de hormigón en las barras, como se describe en la **Figura 3.15**.

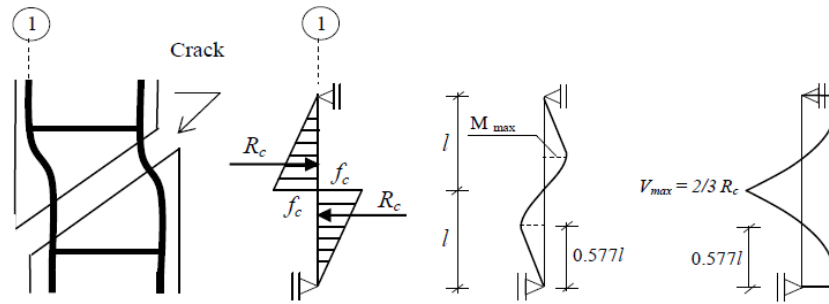


Figura 3.15. Mecanismo de acción del armado de las columnas

La resistencia a corte que producen los estribos es despreciada debido a la gran separación entre ellos, una falla puede estar en esta separación tomando en cuenta que por lo general las fallas de corte son a 45° . Sin embargo, la cantidad de corte que aportan las columnas es evaluada por la siguiente ecuación.

$$V_p = n \frac{2}{3} \lambda d^2 \sqrt{f_y f_c}$$

Donde:

V_p : Aporte a cortante de las columnas.

d y n : Diámetro y número de las barras verticales de la columna respectivamente.

$\lambda = 0.619$ Para el comportamiento elástico, y $\lambda = 0.8056$ para el caso de comportamiento plástico de las barras.

f_y : El límite elástico de las barras verticales.

f_c : La resistencia a la compresión del concreto.

4. Tipología de paredes y modelación de la pared prototipo

(Sánchez, 1995) basado en las 'Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería', clasifica las estructuras de mampostería en: Muros no reforzados, muros reforzados, muros confinados y pórticos rellenos de mampostería o muros de diafragma.

4.1. Mampostería no reforzada

Son aquellas paredes que no poseen refuerzo, es decir, no tienen acero alguno, por lo que la pared es la encargada de soportar las cargas verticales u horizontales a la que se la someta. Las construcciones con paredes de adobe o paredes de ladrillo no reforzadas son deficientes ante un evento sísmico, esto se debe a:

- Escasa resistencia a tensión del adobe y poca adherencia
- No se logra la adherencia entre muros transversales.
- Alto grado de intemperismo.
- Aberturas para puertas o ventanas no reforzadas.

- Cargas muy grandes que provienen de techo muy pesados.

Para mejorar estas paredes es necesario una liga adecuada entre elementos mediante algún tipo de refuerzo, y proporcionar cierto confinamiento y ductilidad a la pared.

En este grupo existe otro tipo de paredes que tiene función arquitectónica, siendo identificadas como **paredes no estructurales**, como por ejemplo paredes divisorias de habitaciones.

4.2. Mampostería reforzada

En la mampostería reforzada embebido de celdas rellenas, conforma un sistema monolítico. Se usa refuerzo horizontal cada cierto número de hiladas para resistir la totalidad de las fuerzas a tensión, y para resistir los esfuerzos a compresión y cortante que no pueda resistir la mampostería simple (Almeida Salazar, 2011).

En la mampostería reforzada posee barras de refuerzos verticales y horizontales la cual mejora la fuerza de los muros. Las unidades de mampostería son generalmente de hueco y están hechos de hormigón o arcilla. Estas barras se colocan dentro de los huecos de las unidades de mampostería como se puede observar en la **Figura 4.1**, que luego son cementados con una lechada de cemento para proteger el refuerzo de la corrosión (Brzev, 2007).

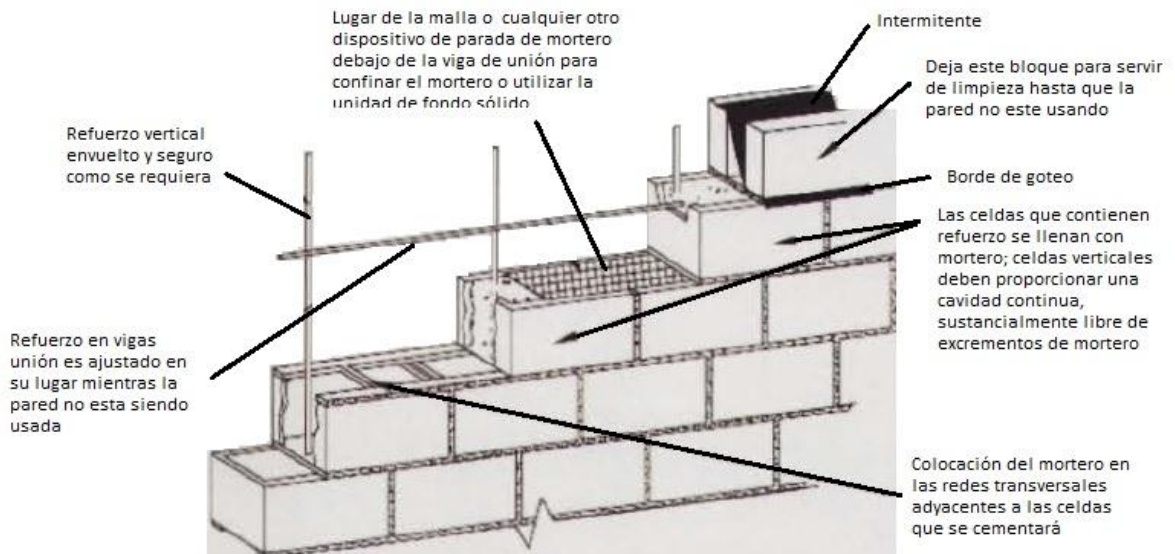


Figura 4.1. Refuerzo típico de una sección de pared de mampostería reforzada

Como se puede observar en la **Figura 4.2**, según (Bordes Morales, 2012) el detallamiento básico de los refuerzos es el siguiente:

El refuerzo vertical se coloca en las esquinas, aberturas e intervalos no mayores a 2.5 m.

El refuerzo horizontal se coloca por encima de las paredes como vigas y por encima y debajo de las aberturas.

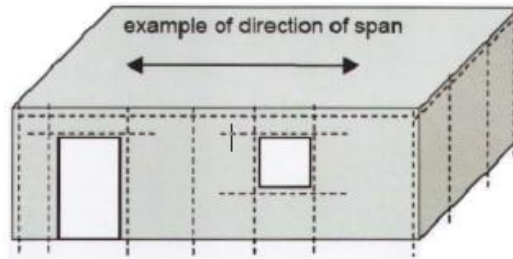


Figura 4.2. Detallamiento básico del refuerzo

En la mampostería reforzada, si todas sus cavidades son rellenas por mortero actúa como un sistema con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico; en cambio, si solo las cavidades que se encuentran reforzadas se inyecta mortero de relleno, actúa como un sistema con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (BACCA SANCHEZ & CLARO LAZARO, 2014).

El refuerzo mínimo en la mampostería ayuda a prevenir la formación de grietas, entre las más comunes se tiene:

Grietas cerca de las aberturas

Causadas por acción de fuerzas cortantes en el plano del muro, y se presentan en las esquinas superiores e inferiores de las aberturas como puertas y ventanas, extendiéndose de forma diagonal, como se muestra en la **Figura 4.3** (Bordes Morales, 2012).

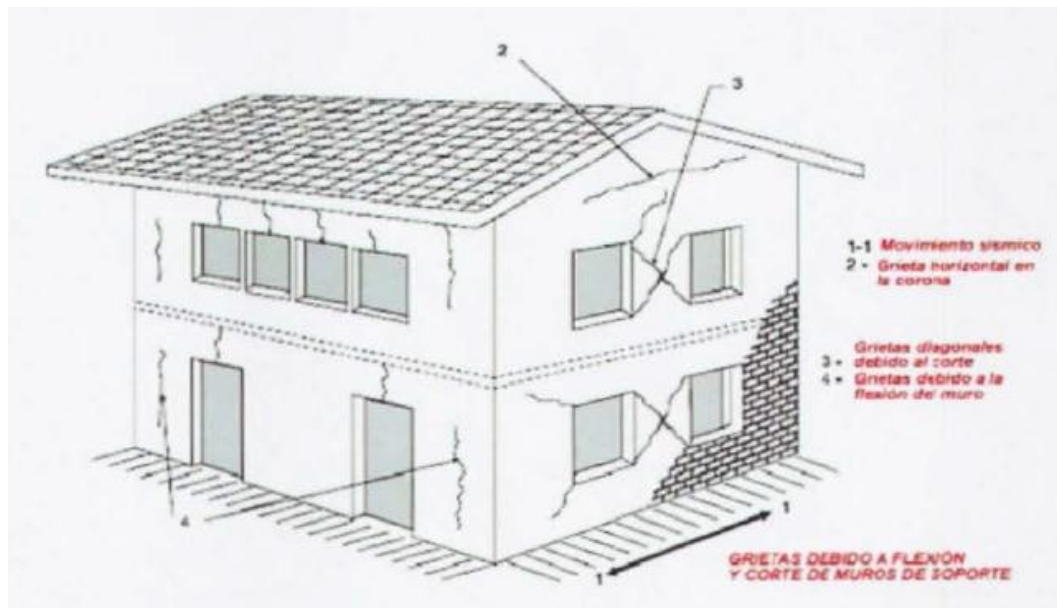


Figura 4.3. Formación de grietas cerca de las aberturas

Grietas en las esquinas

Comienzan en la parte superior del muro y se propagan en forma inclinada, aislando un triángulo superior del muro, el cual colapsa por una combinación de fuerza cortante y por el efecto de la carga vertical, presentado en la **Figura 4.4** (Bordes Morales, 2012).

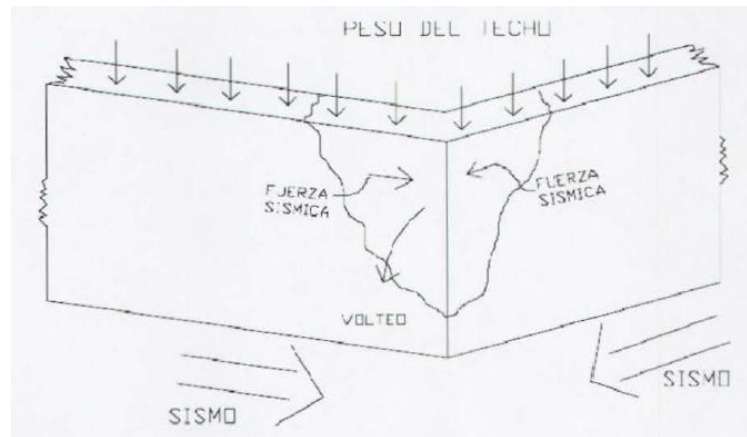


Figura 4.4. Formación de grietas en las esquinas

4.3. Mampostería confinada

En los últimos 100 años, la construcción de mampostería confinada ofrece una alternativa tanto de mampostería no reforzada y construcción del marco RC, es decir, tiene características de ambas tecnologías.

La mampostería confinada se compone de muros de ladrillo de arcilla o de bloques de hormigón. Los miembros horizontales y verticales llamado viguetas y columnetas respectivamente se asemejan a las vigas y columnas de los pórticos rellenos, a diferencia que la sección transversal de la mampostería confinada es mucho más pequeña (Brzev, 2007).

En la **Figura 4.5** se muestran los componentes estructurales de mampostería confinada, que son:

- Paredes de mampostería: transmiten la carga de la losa a la cimentación, las paredes actúan como paredes de arriostramiento capaz de resistir fuerzas sísmicas laterales.
- Viguetas y columnetas: proporciona restricción y confinamiento a las paredes de mampostería, protegiéndoles de la desintegración completa. Resisten cargas verticales y garantizan estabilidad vertical de un edificio frente a un terremoto.
- Piso y techo de losa: transmiten la carga vertical y lateral hacia las paredes. Durante un terremoto las losas se comportan como vigas horizontales y las denominan diafragmas.
- Bandas plinto: transmite las cargas de las paredes hacia los cimientos. Además, protege a las paredes de la planta baja del asentamiento excesivo causado por suelo blando.
- Cimentación: transmite las cargas de la estructura hacia el suelo

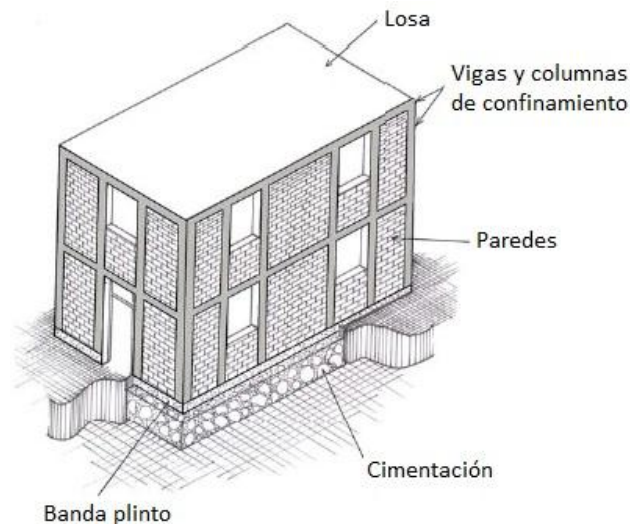


Figura 4.5. Elementos estructurales de una mampostería confinada

Los miembros de confinamiento son eficaces en:

- Mejorar la estabilidad y la integridad de los muros de mampostería para las fuerzas del terremoto fuera o dentro del plano.
- Aumenta la fuerza o resistencia bajo cargas sísmicas laterales.
- Reduce la fragilidad de las paredes bajo cargas sísmicas y mejora su rendimiento antes un terremoto.

4.3.1. Factores que Influyen en la Resistencia de la Mampostería Confinada

(Brzev, 2007) en su estudio 'Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction' explica que los principales factores que influyen en la resistencia de la mampostería confinada son:

4.3.1.1. Densidad de la pared

La densidad de la pared es uno de los factores clave que influyen en los edificios de mampostería confinada. Se puede determinar como el área transversal de las paredes en cada dirección principal dividida por la superficie total del edificio. En México la norma exige un valor de densidad de las paredes de un 6% en cada dirección, y para lugares de alto riesgo sísmico un 10 % de densidad de la pared. En Chile, una encuesta mostró que más del 50 % de los edificios de mampostería confinada tienen una densidad de pared de más de 1.15% y una media del orden de 3.3%.

4.3.1.2. Unidades de mampostería y mortero de union

Los ensayos de laboratorio han demostrado que la resistencia de la pared depende fundamentalmente de la resistencia tanto de los ladrillos, como del mortero de union. Los estudios han comprobado que los edificios construidos con los ladrillos huecos son de resistencia baja, en cambio que los ladrillos solidos han tenido resistencia mayor, así como también los de mortero débil son de menor resistencia que los de un mortero bien diseñado. También se ha demostrado que no hay diferencia significativa de la resistencia entre paredes no reforzadas y paredes confinadas, siempre que mantengan la misma geometría y las propiedades del material.

4.3.1.3. Columnas de borde

La función de las columnas de borde aparece con la formación de la primera grieta, influyendo significativamente en la ductilidad y la estabilidad de los muros de mampostería confinada ya agrietados. El efecto de las columnas de borde le brinda mayor resistencia lateral a las paredes. Estas columnas al poseer estribos con poco espaciamiento en su parte superior e inferior mejoraran la estabilidad y ductilidad de la pared, luego de la aparición de las primeras fisuras.

4.3.1.4. Refuerzo de la pared horizontal

En muchos países no se coloca refuerzo en la viga horizontal, sin embargo hay normativas que lo exigen, como es el caso de México, donde el refuerzo horizontal debe ser una armadura a lo largo de la viga, además, debe estar anclada a la columna con ganchos de 90°, las barras no deben tener menos de 3.5 mm de diámetro ni ser mayor a $\frac{3}{4}$ el espesor de la pared. El refuerzo horizontal tiene un efecto benéfico en la ductilidad de la pared, y proporcionan grietas de corte más uniforme que las paredes sin refuerzo.

(Tomažević & Klemenc, 1997) en su estudio 'SEISMIC BEHAVIOUR OF CONFINED MASONRY WALLS' considera el aporte del refuerzo horizontal, el mismo que incrementa la capacidad de la pared a tracción diagonal ante cargas laterales.

4.3.1.5. Aberturas

La influencia de las aberturas en una pared confinada depende del tamaño de la misma, si la abertura de la pared es menor al 10% del área total de la pared, la resistencia a carga lateral de la pared no se reduce significativamente en comparación con la pared sin aberturas. Las paredes con aberturas mayores desarrollan grietas diagonales en los muelles de las aberturas, como se muestra en la **Figura 4.6**. Se recomienda la estimación de la resistencia lateral de los muros con aberturas de ventanas basándose en el área transversal neta de la pared.

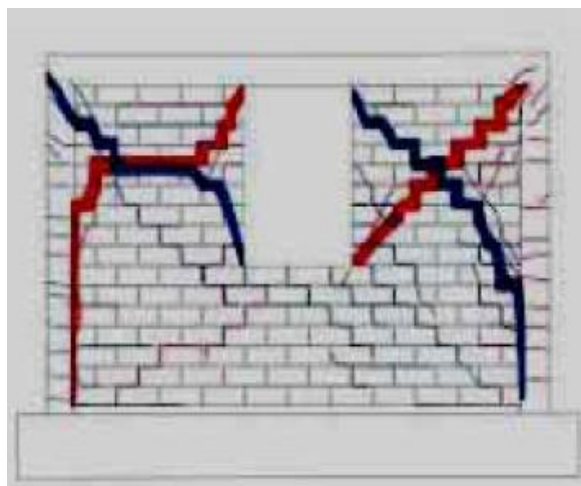


Figura 4.6. Grietas diagonales en los muros con aberturas

4.4. Marco o pórtico relleno

El pórtico relleno está compuesto de miembros estructurales horizontales y verticales, construido sobre los cuatro lados de un panel. Se trata de una pared

rodeada por vigas y columnas, que forman un marco estructural, el mismo que actúa rígidamente ante cargas laterales al actuar como diafragma. La función del pórtico que envuelve la pared es resistir cargas verticales y la flexión general, así como también proporcionar confinamiento a la misma.

Al ser un pórtico portante de carga, el mismo puede quedar sin rellenar en su totalidad, lo que lo coloca en una situación desfavorable ante un sismo, ya que la parte superior queda sujeta a una gran fuerza cortante.

4.5. Diferencia entre mampostería confinada y pórtico relleno.

La apariencia del acabado de la mampostería confinada y los marcos rellenos de mampostería puede ser muy similar, sin embargo, los dos sistemas constructivos son muy diferentes. Las principales diferencias se relacionan con la manera de construcción, así como la forma de soportar las cargas gravitatorias y las cargas laterales. A continuación se describen tres principales diferencias (Brzev, 2007).

4.5.1. Resistencia a las cargas laterales y gravitatorias.

En las paredes de mampostería confinada las cargas gravitatorias y las cargas laterales son soportadas en su gran mayoría por las paredes, ya que las columnas y las vigas de confinamiento son significativamente más pequeñas en comparación con las columnas y vigas de los pórticos rellenos.

En los pórticos con relleno de mampostería, los elementos que soportan las cargas verticales y horizontales son las vigas y las columnas, ya que estos son de sección relativamente grande. En este sistema las paredes no soportan cargas.

4.5.2. Cimientos

Las paredes confinadas tienen una banda plinto sobre la cual se asienta la pared, a diferencia de los pórticos rellenos en los cuales cada columna descansa sobre su propia zapata aislada.

4.5.3. Secuencia de la construcción

En la **Figura 4.7** se muestra el proceso de construcción del pórtico relleno y de la mampostería confinada.

4.5.3.1. Secuencia de la mampostería confinada

- ✓ Lo primero en construir son las paredes.
- ✓ Luego se construyen las columnas in situ.
- ✓ Finalmente, se construyen las vigas en la parte superior de las paredes, de forma simultánea con la construcción de losa del piso superior en el caso de que la construcción continúe hacia arriba o viga de techo en caso de que sea el último nivel de la construcción.

4.5.3.2. Secuencia del pórtico relleno

- ✓ Primero se construye el marco.
- ✓ Las paredes se construyen en una etapa posterior y no están unidas al marco, por tanto no son estructurales, en decir no soportan cargas.

La diferencia más importante, es que las paredes de mampostería confinada soportan cargas mientras que las paredes de relleno no soportan carga alguna.



Figura 4.7. Construcción del pórtico relleno (imagen izquierda) y Construcción de la mampostería confinada (imagen derecha)

La mampostería confinada es la más usada en el medio, ya que conduce a ahorros de hormigón, debido a que los elementos de confinamiento son de menor tamaño que en los pórticos de muros de diafragma. Además como la pared soporta las cargas estos poseen menos acero de refuerzo.

Una vez tomando en cuenta estas premisas, se consideró para nuestro modelo de la pared prototipo una pared de mampostería confinada, con un ancho igual al espesor de la pared de ladrillo.

4.6. Diseño de la pared prototipo

Según estudios realizados por (Gárate Correa, 2010) en la ciudad de Cuenca las viviendas predominantes son unifamiliares ocupando el 68.1%, del total estudiado. Además en su mayoría constan de seis cuartos, tres dormitorios, y dos pisos de construcción.

Revisando las tablas estadísticas de (Gárate Correa, 2010), se observó que un 45.8% de las casas ocupa un área de construcción comprendida entre 100 a 200 m^2 . La investigación realizada por (Arce Maldonado & Saetama Flores, 2014) indica que en la ciudad de Cuenca el 65% de las viviendas tienen una extensión menor a 180 m^2 , y en promedio las construcciones tienen 166,25 m^2 . En base a la información obtenida de arquitectos con experiencia en construcciones presentado en el (**Anexo**), se definió que para el área de estudio de la vivienda es de 150 m^2 , con un frente de 10 m y un fondo de 15 m, sin embargo existe 3 metros de retiro en la parte posterior de la vivienda dejando un fondo de 12 m y una área de construcción de 120 m^2 y con una altura de 2.70 m entre cada entrepiso. El material predominante del piso de estas de casas es de entablado de madera de eucalipto. Y el material que se utiliza para el techo es la teja.

En base a información obtenida de varios arquitectos de la ciudad de Cuenca y recomendaciones de las Normas Técnicas Ecuatorianas de Construcción (INEN) se ha realizado una pared prototipo, que se usara para modelar en el programa ROUAMOKO, presentando la siguiente configuración.

4.6.1. Geometría general de la pared prototipo

Debido a encuestas o entrevistas realizadas por (Jiménez, 2002), menciona que la medida de las luces de los vanos se encuentra entre 4 a 6 m en la

dirección mayor, en cambio en la dirección menor estas longitudes disminuyen, pero no en mayor medida, con relaciones de aspecto del 0.8 a 1, es decir de 3.2 a 4.8 metros aproximadamente.

Las alturas de las columnas varían en un rango común de 2.7 a 3 m. Para las columnas del primero piso se encuentra alrededor de 3m, en cambio, para el segundo piso o superiores esta alrededor de 2.7 m (Jiménez, 2002). Lo cual coincide con la opinión de los arquitectos entrevistados. La altura del entrepiso y las dimensiones de los vanos se presentan en la **Figuras 4.8 y 4.9** de la parte frontal y latera de la vivienda tipo respectivamente.

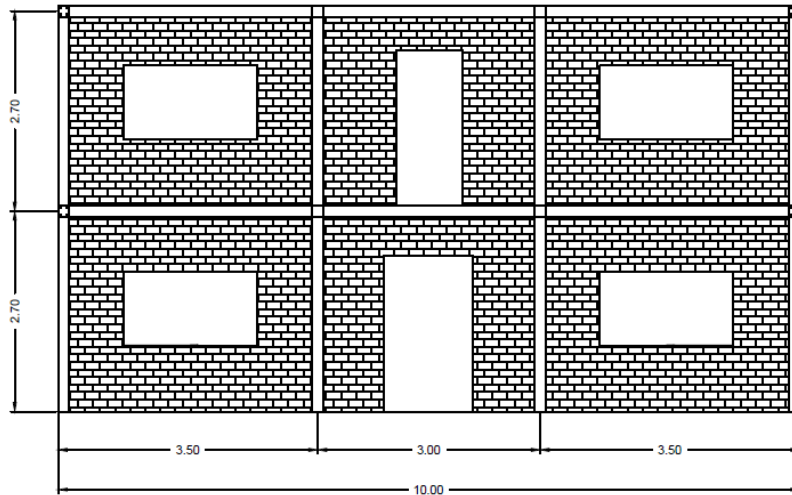


Figura 4.8. Vista frontal de la vivienda

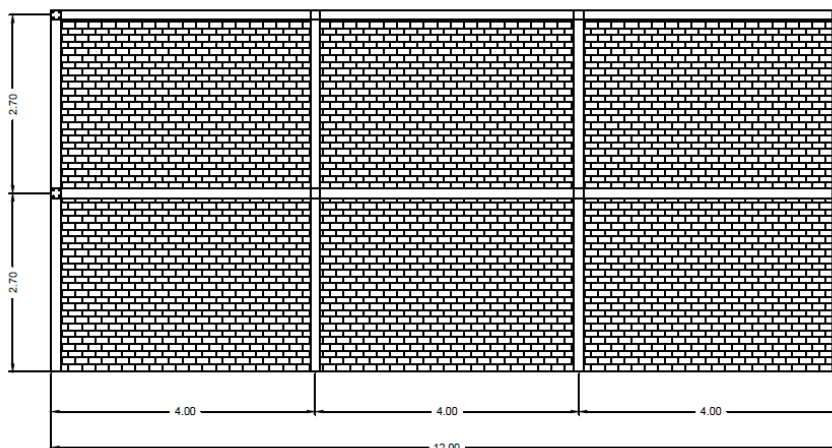


Figura 4.9. Vista lateral de la vivienda

4.6.2. Geometría de las ventanas y puertas

En las **Figuras 4.10, 4.11 y 4.12** se presentan las dimensiones de las ventanas y puertas que se utilizaban en el primer y segundo piso, manteniendo una simetría entre sí.

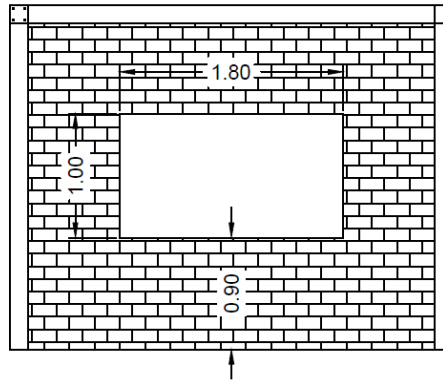


Figura 4.10. Dimensiones de las ventanas

Como se puede observar, las dimensiones de la ventana cumplen con lo mencionado de la norma (INEN 11, 1987), que presenta medidas modulares variables de 120 X 90 cm, 180 X 100 cm y 240 X 120 cm.

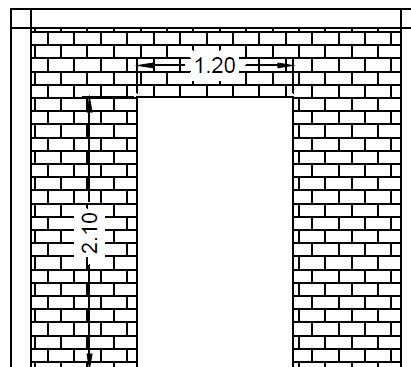


Figura 4.11. Dimensiones de la puerta principal

La norma (INEN 13, 1987) recomienda que las puertas deben tener un tamaño máximo de 0.6 X 1.2 X 1.8 m, aunque la norma fue presentada en el año de 1987, que mantienen dimensiones similares a los de los años 70, ya que las puertas se los realizaban de mayor tamaño según indican algunos arquitectos.

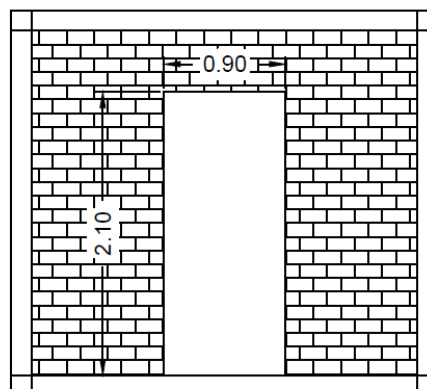


Figura 4.12. Dimensiones de la puerta del segundo piso

4.6.3. Unidad de ladrillo

El tipo de ladrillo que se utilizaba para las construcciones de mampostería confinada es ladrillo panelón mediano, debido a su capacidad portante, definido con las siguientes dimensiones:

Alto = 8 cm

Largo = 29 cm

Ancho = 15 cm

La norma (INEN 005-4, 1984) describe que para diferentes situaciones de uso de muros, separa en varios tipos los ladrillos; para nuestro modelo, el ladrillo se encontrará sujeto a cargas pesadas, por lo tanto la norma recomienda un ladrillo Tipo A, ladrillo macizo.

4.6.4. Junta de mortero

El tipo de mortero utilizado en mampostería confinada es mortero de cemento con una relación de 1:3:w (cemento: arena: agua), según entrevistas realizadas a arquitectos. Además mencionan que el espesor de la junta de mortero es de 1 cm.

Según la norma (INEN 005-4, 1984), indica que debe ser tal, que la medida de cuatro hiladas de ladrillo y tres juntas tomen los valores que se indican a continuación: (a) para ladrillos tradicionales debe ser igual a cuatro veces el espesor del ladrillo más 3 cm, y (b) para ladrillos modulares debe ser igual a 39. Por tanto, dando un espesor de la junta de 1 a 1.5 cm aproximadamente.

4.6.5. Geometría y configuración del refuerzo del marco

Las dimensiones de la sección de las vigas y columnas a utilizar son de 15 x 15 cm y por lo general presentan el mismo armado de refuerzo por facilidad de construcción. El armado de las columnas y vigas son 4 barras de acero corrugado de 10 mm de diámetro, con estribos cuadrados de 5.5 mm de diámetro cada 20 cm, como se presenta en la **Figura 4.13**. El recubrimiento de las columnas y vigas es de 2,5 cm en todas las direcciones.

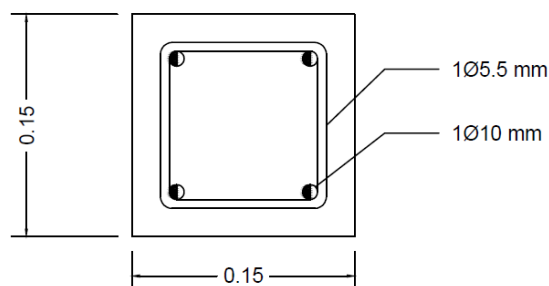


Figura 4.13. Detalle del refuerzo de las columnas y vigas

4.6.6. Sistema de entepiso

El sistema de piso que predomina en las casas de los años 70 o posterior es el envigado de madera de eucalipto. Este sistema consiste en vigas de madera con secciones variables de 12 x 14, 14 x 16 hasta de 18 x 20 que se apoyan en las paredes, y se encuentran espaciadas en un rango de 60 a 80 cm, y sobre encima de estas se encuentra un tramado de tiras de sección variable desde 4

x 4 cm hasta 8 x 8 cm separadas cada 45 cm, y por último se encuentra el entablado, su espesor es variable de 1,5 hasta 3 cm (Jiménez, 2002).

(Carangui Regalado & Lasso Reino, 2010) presenta en la **Tabla 4.1** los grupos estructurales de maderas tropicales con su respectiva densidad. Además describe que la densidad del eucalipto cuando se encuentra verde es de 1.16, secada al aire es de 0.73, anhidra de 0.7 y básica de 0.55 por tanto se encuentra en un rango de 0.55 a 1.16 gr/cm³ dependiendo del estado en que se encuentre la madera.

Tabla 4.1. Densidades de las maderas y su respectivo grupo estructural

Grupo	Nombre Común	Densidad (gr/cm ³)
A	Guayacán pechiche	0.76
A	Caimitillo	0.74
A	Moral fino	0.71
B	Chanul	0.66
B	Chimi	0.62
B	Yumbingue	0.61
B	Mascarey	0.59
B	Romerillo fino	0.57
C	Eucalipto	0.55
C	Pacora	0.54
C	Fernasanchez	0.53
C	Pituca	0.51
C	Romerillo azuceno	0.44
C	Piaste	0.43
C	Sande	0.40

Como se puede observar la madera eucalipto es perteneciente al Grupo C, sin embargo (Enríquez Morocho, 2014) separa al eucalipto en el grupo B correspondiendo a una densidad media de 0.56 a 0.70 gr/cm³, aunque se puede apreciar que la densidad del eucalipto obtenida de la **Tabla 4.11** se encuentra en cerca al rango. Para obtener el peso que proporciona la madera, se tomó una densidad de 0.7 gr/cm³ para nuestro proyecto.

5. Modelización de la pared prototipo en ruaumoko-2d

5.1. Idealización de la curva Fuerza-Desplazamiento

(Tomažević & Klemenc, 1997) para representar en la curva fuerza-desplazamiento idealizaron con una relación tri-lineal, que se muestra en la **Figura 5.1**. En la cual tres puntos característicos se definen en la curva experimental, estos puntos son los estados límites:

- Limite elástico.- Determinada por la carga lateral V_{cr} y un desplazamiento d_{cr} , se identifica por la primera aparición de una grieta significativa, lo que produce un cambio en la rigidez inicial.
- Resistencia Máxima.- Determinada por la carga lateral V_{max} y un desplazamiento $d_{V_{max}}$, es la máxima carga lateral a la que se la puede someter a la pared.

- Estado Final.- Determinada por la carga lateral V_{dmax} y el máximo desplazamiento d_{max} alcanzado justo antes del colapso de la pared.

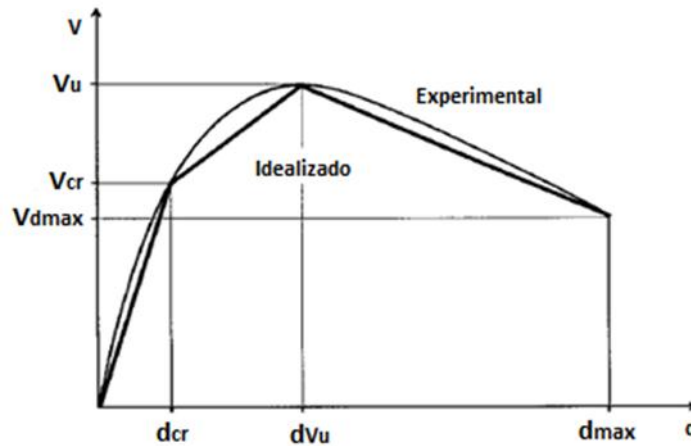


Figura 5.1. Curva teórica de Carga - Desplazamiento propuesta por Tomažević & Klemenc, 1997

5.1.1. Determinación de los componentes de la curva

Para encontrar los componentes que conforma la curva, se toma en cuenta la carga lateral máxima que resiste la pared. Por ejemplo (Tomažević & Klemenc, 1997) realizaron estudios de muros de mampostería simple y confinados con proporciones de $h/b = (1-5)$ y a una escala de 1:5, para desarrollar un método racional para modelar el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinados. La ecuación propuesta por (Tomažević & Klemenc, 1997) para calcular la carga lateral máxima consideran el efecto de la interacción de los elementos de confinamiento superior e inferior (excluyendo las columnas).

$$V_u = \frac{f'_t A_w}{b C_i} \left[1 + \sqrt{C_i^2 \left(1 + \frac{\sigma_V}{f'_t} \right) + 1} \right]$$

Para encontrar el límite elástico, la resistencia a corte calculada de la pared debe ser reducida por el factor de reducción de C_{cr} ,

$$V_{cr} = C_{cr} V_u$$

(Tomažević & Klemenc, 1997) indican que el valor observado experimentalmente: C_{cr} varía entre (0.7 a 0.8), en cambio (Agudelo & Rodríguez, 2009) asumen que el valor de $C_{cr} = 0.65$, por lo que para este estudio se tomó como $C_{cr} = 0.7$.

En consecuencia, la resistencia máxima de la pared de mampostería confinada H_{max} es necesario sumar la resistencia a corte de la pared (V_u), más la contribución de resistencia por las varillas de acero de refuerzo de las columnas de borde. V_p (Tomažević & Klemenc, 1997).

$$V_{max} = V_u + V_p$$

Para la resistencia de colapso o resistencia última (H_{dmax}), por razones prácticas se toma el valor de la capacidad de resistencia máxima al corte y se reduce por un factor de reducción de resistencia obtenido experimentalmente

C_{sr} , que representa la relación entre la resistencia restante de la pared en el límite final y la máxima resistencia:

$$V_{dmax} = C_{sr}V_{max}$$

(Hossein & Kabeyasawa, 2004) asumen que el valor de $C_{sr} = 0.3$, mientras que (Tomažević & Klemenc, 1997) indican que el valor observado experimentalmente de C_{sr} en paredes cuadradas, varía entre (0.6 a 0.7). (Vázquez & Barrios, 2013) en su artículo 'RESISTENCIA LATERAL EN PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA' propone que la estructura está en el colapso para un valor de $C_{sr} = 0.4$. En nuestro estudio el valor tomado fue $C_{sr} = 0.4$ ya que el estudio se lo realizó para paredes confinadas.

(Hossein & Kabeyasawa, 2004) indica que el máximo desplazamiento para la fuerza lateral máxima d_{vmax} , y el máximo desplazamiento antes del colapso d_{max} se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$d_{vmax} = \frac{\varepsilon'_m d_m}{\cos\theta}$$
$$d_{max} = 3.5(0.01h_m - d_{vmax})$$

Donde:

d_m : Longitud de la diagonal de la pared de ladrillo.

h_m : Altura de la pared.

θ : Angulo comprendido entre la diagonal y la horizontal.

ε'_m : Deformación unitaria de la mampostería. (Hossein & Kabeyasawa, 2004) proponen $\varepsilon'_m = 0.0018$, mientras (Agudelo & Rodríguez, 2009) realizan estudios con $\varepsilon'_m = 0.0025$. Para este estudio se usó $\varepsilon'_m = 0.0021$

(Vázquez & Barrios, 2013) proponen ecuaciones para el desplazamiento en la carga lateral máxima y para el máximo desplazamiento, en función de la degradación de rigidez inicial teniendo así que:

$$d_{vmax} = \frac{V_u}{0.25K_{0H}}$$
$$d_{max} = \frac{0.4V_u}{0.03K_{0H}}$$

Con el valor de la rigidez inicial, y la carga lateral máxima se puede calcular el desplazamiento para la primera fisura d_{cr} usando la geometría de la curva:

$$d_{cr} = \frac{V_{cr}}{K_{0H}} = \frac{C_{cr}V_u}{K_{0H}}$$

Siendo K_{0H} la rigidez elástica horizontal.

A continuación en la **Figura 5.2** se muestra un modelo de la curva fuerza – desplazamiento asociada al comportamiento de muros bajo fuerzas monolíticas, en la que se puede observar valores experimentales de paredes de mampostería confinada (Mali, 1979).

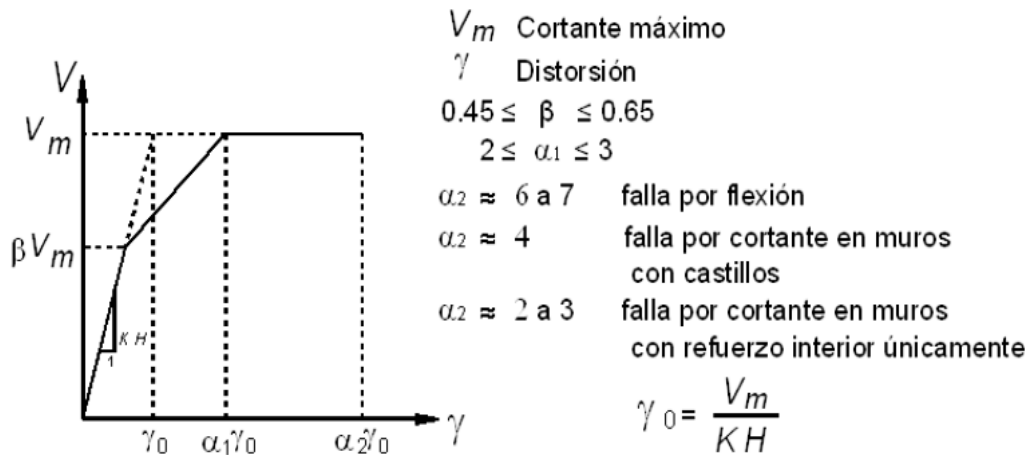


Figura 5.2. Curva fuerza-desplazamiento de panel de mampostería bajo fuerzas monolíticas

5.1.2. Determinación de la rigidez

5.1.2.1. Rigidez Horizontal

(Agudelo & Rodríguez, 2009) presentan un modelo de la curva fuerza – desplazamiento, en base de la rigidez para el modelo de resortes no lineales. Donde la rigidez inicial K_o se calcula de la siguiente ecuación:

$$K_{oH} = \frac{ztE_m \cos^2 \theta}{d_m}$$

Con:

z : Ancho del puntal equivalente obtenido por:

$$z = 0.175(\lambda h)^{-4} d_m$$

Donde:

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_g h_m} \right]^{\frac{1}{4}}$$

h : Altura de la columna medida de centro a centro de las vigas (cm).

h_m : Altura de la pared de ladrillo (cm).

E_c : Modulo de elasticidad del marco de confinamiento.

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería.

I_g : Momento de inercia de la columna (cm⁴).

d_m : Longitud de la diagonal de la pared de ladrillo (cm).

t : Espesor de la pared (cm).

θ : Angulo comprendido entra la diagonal y la horizontal.

(Hossein & Kabeyasawa, 2004) presentan una manera más simple de calcular la rigidez, basándose en la carga lateral máxima V_u y el máximo desplazamiento dicha carga d_{Hmax} .

$$K_{0H} = 2 \left(\frac{V_u}{d_{Vmax}} \right)$$

(Council, 2000) en el FEMA-356 presenta una estimación de la rigidez que se determina analíticamente de la siguiente manera:

$$K_{0H} = \frac{1}{\frac{h^3}{\varphi E_m I_g} + \frac{h}{A_t G_m}}$$

Donde:

h : Altura de la pared.

φ : Es un parámetro que depende de las condiciones de borde de la pared variando de (3 a 12), el valor es 3 para una pared en voladizo y 12 si la pared es doblemente empotrada.

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería.

I_g : Inercia de la sección transversal del muro deducida analíticamente para un elemento rectangular.

A_T : Área transversal de la pared.

G_m : Modulo a cortante de la mampostería.

5.1.2.2. Rigidez vertical

La rigidez vertical puede calcularse de la siguiente manera:

$$K_{0V} = 3 \left(\frac{EA}{h} \right)$$

Donde:

E : Modulo elástico de la mampostería.

A : Sección transversal de la pared.

h : Altura de la pared de mampostería.

5.1.2.3. Rigidez a flexión

En este modelo no se considera que las paredes trabajan a flexión ya que en Cuenca las paredes no son cortas de longitud, es decir, la relación altura – ancho es relativamente baja.

5.2. Degradación de la curva de fuerza-desplazamiento

Una vez que la pared alcanza la resistencia máxima esta empieza a reducir su carga mientras se sigue desplazando, es decir, posee una degradación de carga hasta llegar a su colapso total.

La degradación de la curva está asociada con la ductilidad de la pared. Por esta razón la pared puede tener diferentes modos de degradación dependiendo de la

falla predominante en la misma. Para la falla por deslizamiento la ductilidad es alta, mientras que para la falla por tensión diagonal es baja. Para la falla por agrietamiento escalonado la ductilidad es un valor intermedio entre las dos ductilidades de los modos de falla anteriores.

Varios autores proponen la degradación de diferentes maneras ya sea experimentalmente o basadas en formulaciones teóricas.

(Council, 2000) basándose en evidencia experimental muestra un modelo de fuerza – desplazamiento generalizado para paredes de mampostería, considerando modos de falla por deslizamiento y flexión. En la **Figura 5.3** se observa los parámetros c, d, e, cuyos valores están dados como límite de *drift*.

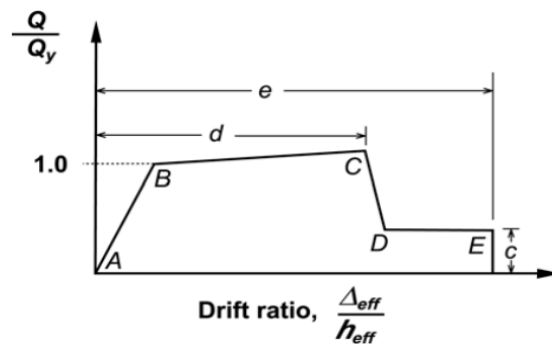


Figura 5.3. Parámetros de la curva de degradación propuesta por el FEMA 356

Donde:

$$c = 0.6 \%$$

$$d = 0.4\%$$

$$e = 0.8\%$$

Cuyos valores son para la falla por deslizamiento.

En la **Figura 5.4** se muestra el modelo de la curva propuesta por (Cattari, Lagomarsino, D’Ayala, Novelli, & Bosiljkov, 2012) que presenta la degradación de la curva para el caso particular de pilares con modo de falla por corte.

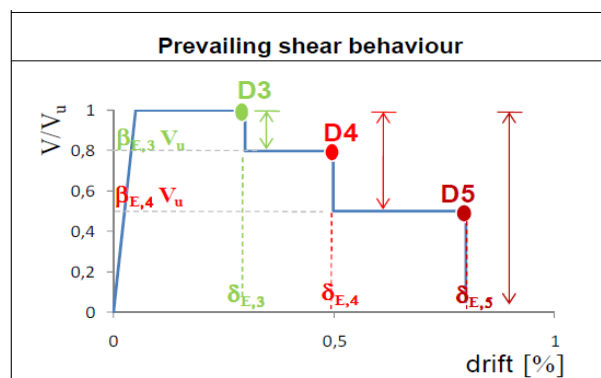


Figura 5.4. Curva de degradación propuesta por Cattari et al. 2012

Los valores de los drift deben estar dentro de los rangos que se muestran en la **Tabla 5.1**.

Tabla 5.1. Rangos de drifts propuesta por PERPETUATE

Límites	δ_1		δ_2		δ_3	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
PERPETUATE	0.3	0.6	0.4	1.2	0.6	1.5

Los valores de los drift están dados para paredes con propiedades propias de proyecto PERPETUATE. Tomando en cuenta que nuestra mampostería es artesanal y no tiene las mismas propiedades, se reducirán estos límites un 0.05% para que se adapte mejor a este estudio.

Estos límites se presentan para fallas a corte sin diferenciar entre estas, es decir, comprenden las fallas por agrietamiento directo y fallas por agrietamiento escalonado. Para poder diferenciar los drifts de los diferentes modos de falla se realizó un esquema para los límites presentado en la **Figura 5.5**, donde los valores de drift bajos son para falla por tensión diagonal y los altos para agrietamiento escalonado.

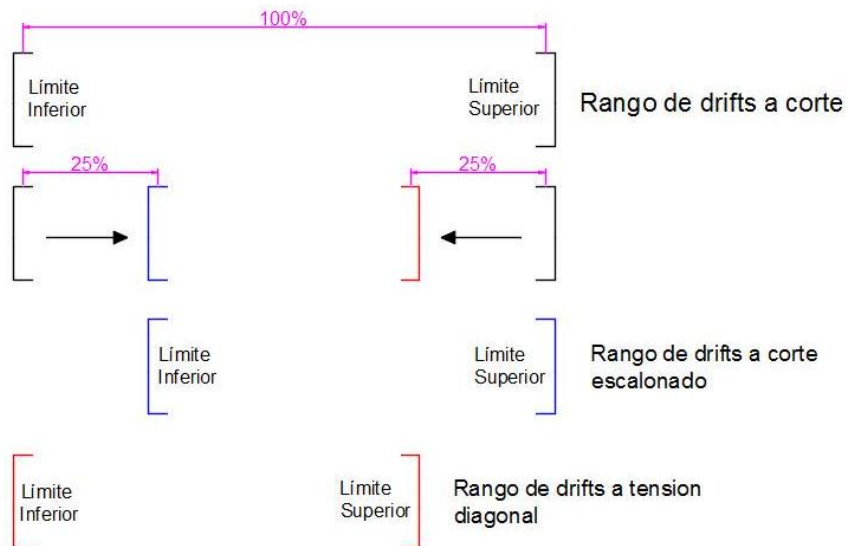


Figura 5.5. Rango de límites de drifts para diferentes tipos de falla a corte

Considerando que los límites por agrietamiento directo toman el 75% inferior, y que los límites por agrietamiento escalonado toman el 75% superior de los límites propuestos por (Cattari et al., 2012), se realizó la **Tabla 5.2**. En nuestro estudio se tomó el valor promedio de cada límite para la primera corrida y el valor menor para la segunda corrida.

Tabla 5.2. Límites de drifts para falla a corte de agrietamiento directo y agrietamiento escalonado

Límites	δ_1		δ_2		δ_3		Modo de Falla
	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	
PERPETUATE	0.3	0.6	0.4	1.2	0.6	1.5	Corte
Limt. Reducidos	0.25	0.55	0.35	1.15	0.55	1.45	Corte
Adaptados al estudio	0.25	0.48	0.35	0.95	0.55	1.23	Agr. Directo
	0.33	0.55	0.55	1.15	0.78	1.45	Agr. Escalonado

Una vez definido los parámetros, se procedió a implementar nuestro modelo en el programa RUAUMOKO-2D, donde se utilizó macro – elementos basados en resortes. Cada resorte representa un panel de mampostería relleno o un panel de aberturas de puerta o ventana. El modelo consiste en realizar un análisis estático no lineal en paredes de mampostería confinada, y para realizar dicha modelización se consideró solo los modos de falla por cortante (tensión diagonal, falla a deslizamiento y agrietamiento escalonado) que se puedan producir en los paneles, permitiendo que el lector pueda realizar un estudio a futuro en modelización de paredes de mampostería considerando fallas a flexión.

En lo que a la idealización de la curva fuerza – desplazamiento se refiere, se definió una curva tri – lineal para todo el modelo, en base a los experimentos realizados por (Tomažević & Klemenc, 1997) en especímenes de mampostería rellena.

Como finalidad del modelo propuesto para analizar paredes de mampostería confinada, se desarrollaron análisis pushover de dos paredes (frontal y lateral) de una vivienda tipo de las casas de Cuenca alrededor de los años 70, de las cuales se considera una pared con pórtico, otra sin pórtico de mampostería rellena y de la misma manera para mampostería con aberturas.

5.3. Numeración del modelo de la pared lateral y frontal

Nuestro modelo generado consta de 10 elementos, los cuales 6 elementos son tipo resorte que se utilizaron en la dirección vertical, y 4 elementos son rígidos, utilizados en la dirección horizontal. En la **Figura 5.6** se presenta la modelización de los elementos con su respectiva numeración. Como se puede observar en el modelo, el orden de numeración fue el siguiente:

- 1) Elementos en la dirección vertical (resorte) numerados de derecha a izquierda.
- 2) Elementos en la dirección horizontal (rígidos) numerados de derecha a izquierda.
- 3) Nodos en la dirección vertical numerados de abajo hacia arriba.
- 4) Nodos en la dirección horizontal numerados de derecha a izquierda.

Cabe recalcar que este orden de numeración se lo realizó por orden de planta, es decir, comenzando por el primero piso y luego por el segundo piso.

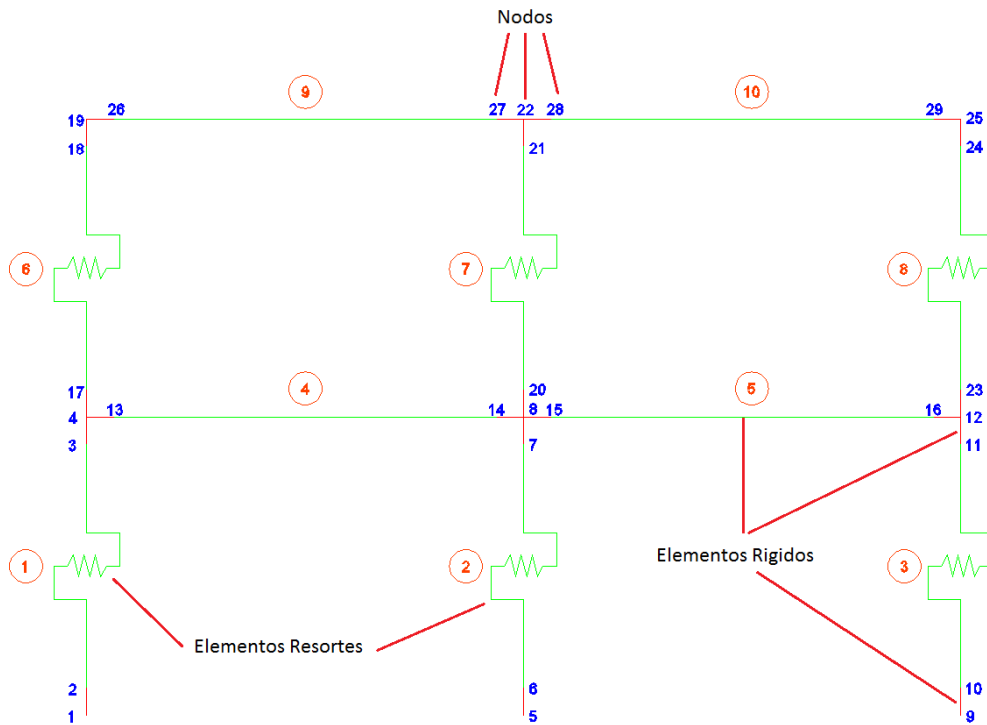


Figura 5.6. Numeración de los elementos y nodos del modelo de la pared lateral

La numeración de los nodos y resortes para el modelo de la pared frontal fue la misma numeración utilizada en la pared lateral. La única variación fue las dimensiones horizontales de la posición de los resortes y nodos, debido a que la pared frontal tiene un ancho de 10 m y la pared lateral de 12 m. En la **Figura 5.7** se observa la modelización de la pared frontal.

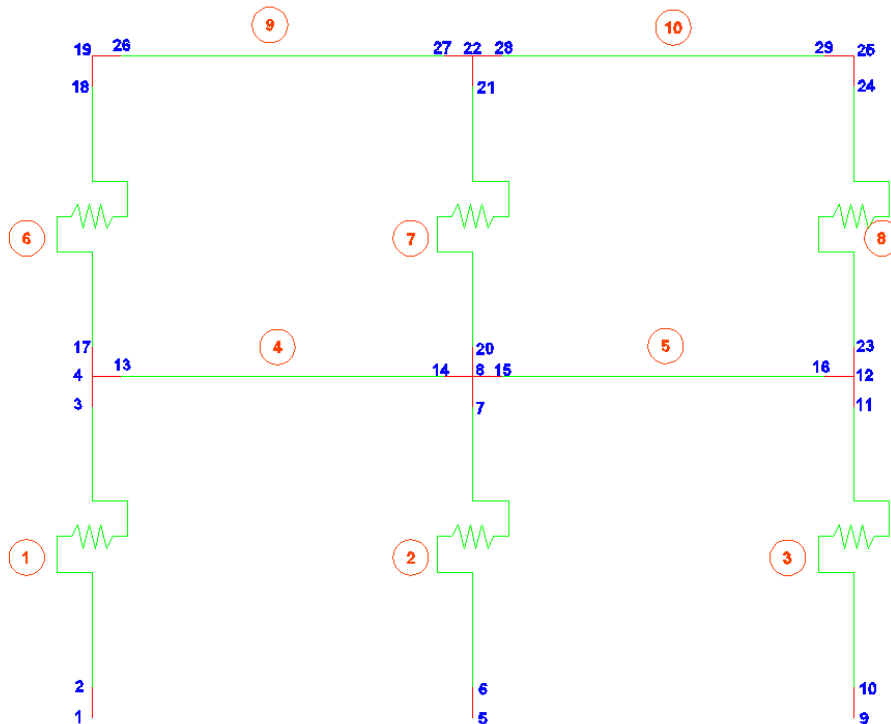


Figura 5.7. Numeración de los elementos y nodos del modelo de la pared frontal

5.4. Evaluación de masas y cargas verticales

En el modelo se consideraron las masas que se concentran a nivel de entrepiso, el valor de las masas dependió solo de las cargas de las paredes. En la **Figura 5.8** se observa las áreas de las masas para cada nodo de interés (4, 8, 12, 19, 22 y 25).

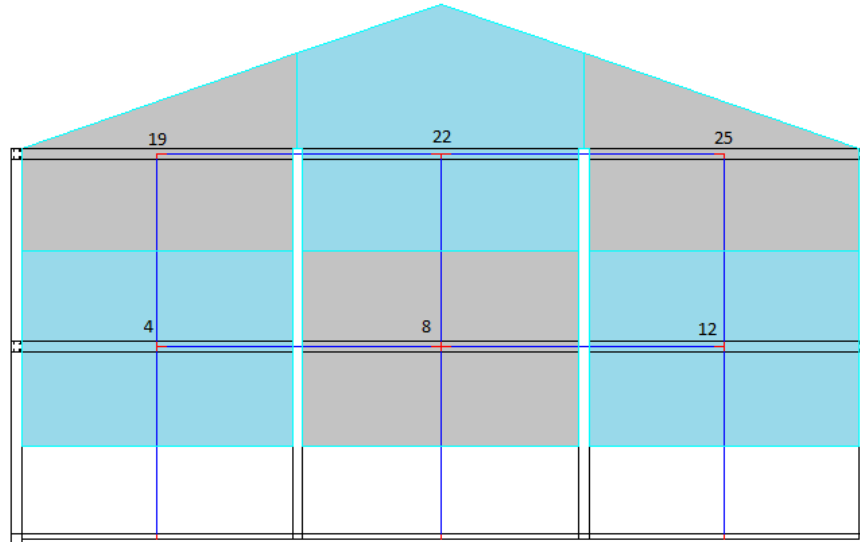


Figura 5.8. Área de las masas de la pared lateral para cada nodo

Para obtener las cargas verticales que soporta cada nodo de interés, se calculó las cargas a nivel de piso, es decir, para los nodos del primer piso (nodos 4, 8 y 12) se obtuvo la carga de las paredes de dicho piso y la carga del entrepiso. En cambio para los nodos del segundo piso (nodos 19, 22 y 25) se considera la carga de las paredes del segundo piso y la carga del techo. Cabe recalcar que para distribuir la carga del entrepiso a las paredes, se consideró el sistema de losa unidireccional. Es decir, se distribuye la carga en un solo sentido, hacia el lado más largo. En la **Figura 5.9** se muestra la distribución del entrepiso de la primera planta.

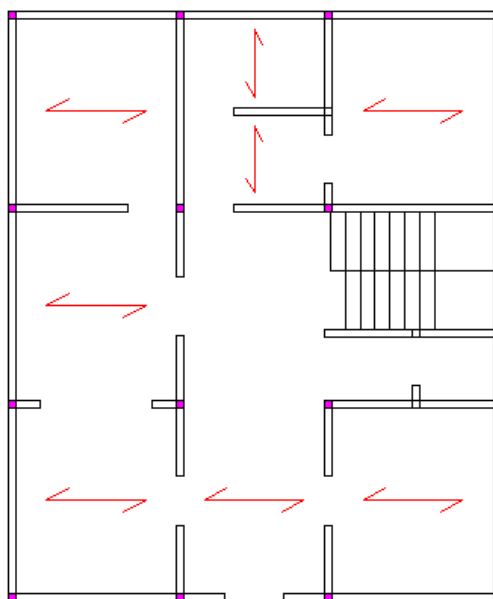


Figura 5.9. Distribución de la carga del entrepiso de la primera planta

Para calcular las masas que soportan cada piso, es necesario definir el peso específico de los materiales que se utilizan en la edificación. Los materiales que se tomaron en consideración de acuerdo a encuestas realizadas a profesionales locales e información obtenida de literaturas técnicas, se tiene que para el techo se usaba teja de arcilla cocida, zinc y envigado de madera, y para el entrepiso se usaba entablado de madera de eucalipto. Una vez hecho estas precisiones, se presenta en la **Tabla 5.3** los pesos específicos y en la **Tabla 5.4** los pesos por área utilizados para las paredes, entrepiso y techo en las edificaciones de Cuenca.

Tabla 5.3. Pesos específicos usados en las edificaciones de Cuenca

Material	Peso Específico (kg/m ³)
Ladrillo	1700
Eucalipto	700
Teja arcilla cocida	2000
Zinc	7200

Tabla 5.4. Pesos por área de los materiales usados en las edificaciones de Cuenca

Material	Espesor (cm)	Peso por área (kg/m ²)
Teja	3	60
Zinc	0.7	50.4
Envigado Techo	2	14
Entrepiso	4	28
Pared Ladrillo	15	255

Para obtener el peso por área de los materiales que se describieron en la **Tabla 5.4**, se obtuvo dividiendo el peso específico de los materiales para el espesor. Para los materiales que son de teja, envigado del techo y entrepiso se obtuvo un espesor equivalente de 3, 2 y 4 cm respectivamente, en cambio el espesor para las planchas de zinc es de 0.7 mm y para las paredes de ladrillo es de 15 cm.

Para el estudio de la pared frontal de la casa tipo, se realizó el mismo análisis que para el de la pared lateral. En la **Figura 5.10** se muestra el área de masas para cada nodo (4, 8, 12, 19, 22 y 25), como se puede observar no se toma en consideración el área de la abertura ya sea ventana o puerta.

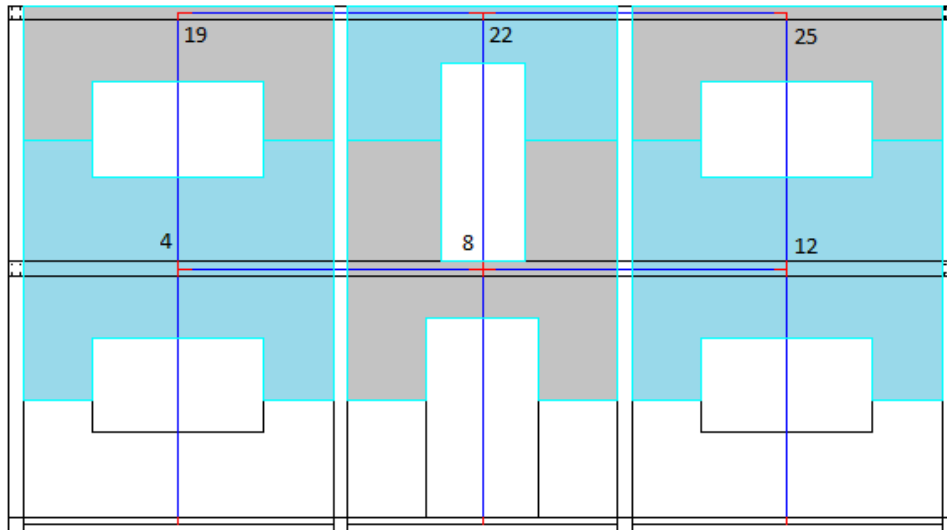


Figura 5.10. Área de las masas de la pared frontal para cada nodo

Una vez generado el modelo, se obtienen las masas del modelo global y las cargas verticales sobre los nodos de interés de estudio que se presenta en la **Tabla 5.5**. Para el cálculo de las cargas verticales que se aplican en dichos nodos, se utilizó el método de transferencia de cargas correspondiente al sistema unidireccional de cada piso.

Tabla 5.5. Masas y cargas verticales sobre los nodos de la pared lateral

Nodo	Masas (KN)	Carga Vertical (KN)
4	25.85	25.78
8	26.36	26.29
12	25.85	25.78
19	19.87	44.12
22	30.52	55.01
25	19.87	44.12

De la misma manera para obtener las cargas verticales que se aplican en los nodos (4, 8, 12, 19, 22 y 25), se utilizó el mismo sistema que en la pared lateral, presentando en la **Tabla 5.6** las masas y las cargas verticales sobre los nodos.

Tabla 5.6. Masas y cargas verticales sobre los nodos de la pared frontal

Nodo	Masas (KN)	Carga Vertical (KN)
4	17.76	16.39
8	14.06	11.88
12	17.76	16.39
19	8.86	29.20
22	8.30	24.44
25	8.86	29.20

5.5. Análisis del segmento de pared con abertura

Para el análisis de los elementos resorte (1, 2, 3, 6, 7 y 8) en el que cada resorte representa una pared con abertura, el modelo de cada uno de estos se dividió en un modelo de sub – resortes como se puede apreciar en la **Figura 5.11 y 5.12**.

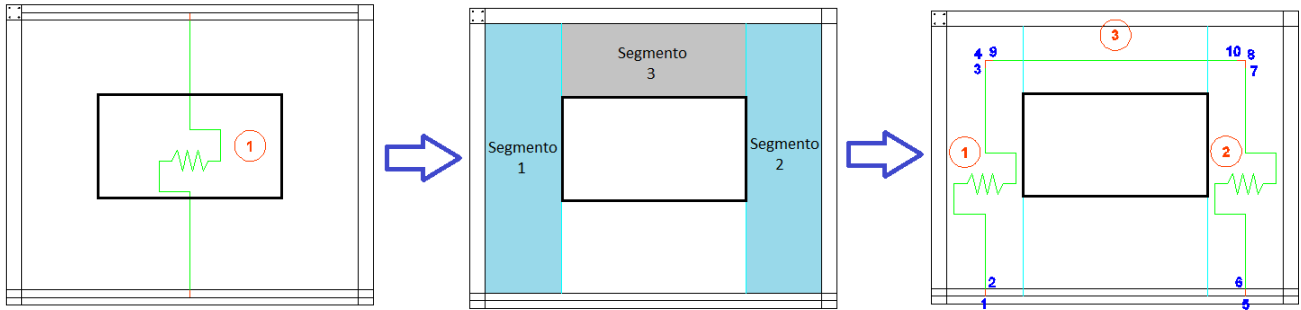
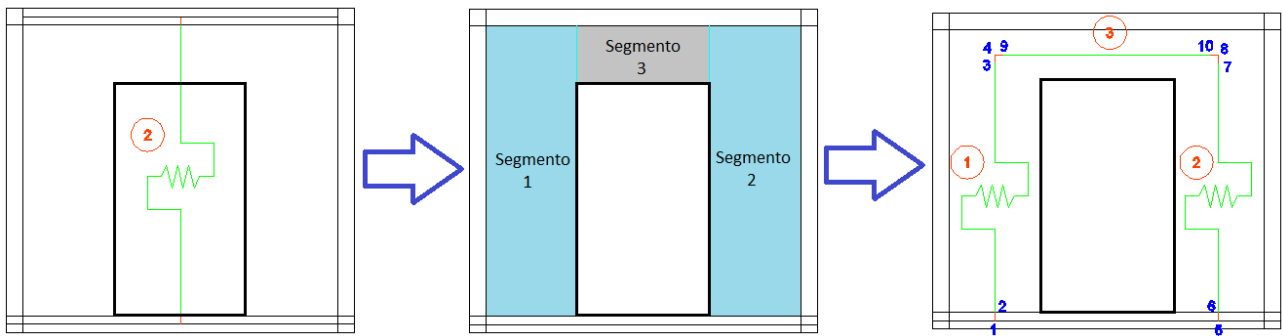


Figura 5.11. Modelización de una pared del primer piso con abertura de ventana



Al segmento de mampostería representado por el elemento 1 y 2 con abertura de ventana y puerta, respectivamente, se le dividió en sub-segmentos de pared. Los sub – segmentos laterales fueron representados por resortes y el sub – segmento superior fue representado por un elemento rígido.

A partir de esta modelización en la cual cada sub – segmento se le considera como una pared pequeña, se procede a ingresar el modelo en el programa RUAUMOKO-2D de cada segmento de pared con abertura. Obteniendo como resultado la curva pushover (fuerza – desplazamiento), de la cual la misma se obtiene la resistencia lateral de cada pared.

Se procedió de esta manera debido a la falta de información sobre experimentos

Figura 5.12. Modelización de una pared del primer piso con abertura de puerta

de paredes con aberturas, en las cuales no presentaban ecuaciones para representar la falla de las paredes debido a cargas laterales.

5.6. Modelización de la pared lateral

5.6.1. Resistencia lateral máxima

La resistencia lateral máxima de la pared sin aberturas viene dada por:

$$V_u = \min\{V_t, V_d, V_e\}$$

En este estudio se utilizó las siguientes ecuaciones detalladas en la *sección 3.1* que trata acerca de los modos de falla.

Falla por tensión diagonal propuesta por (Turnšek & Čačovič, 1971).

$$V_t = \frac{f'_t Dt}{b} \sqrt{\left(\frac{p}{f'_t}\right) + 1}$$

La falla por deslizamiento según (Calvi & Magenes, 1997).

$$V_d = Dt\tau_{cs}$$

Con

$$\tau_{cs} = \frac{1.5c + \mu p}{1 + 3\frac{c\alpha_v}{p}}$$

y la falla por agrietamiento escalonado definida por (Calvi & Magenes, 1997).

$$V_e = Dt\tau_{ws}$$

Con

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu p}{1 + \alpha_v}$$

Para encontrar los valores de las cargas laterales máximas se realizó una hoja de cálculo donde se tomó las siguientes consideraciones:

Las resistencias a compresión del ladrillo, mortero y mampostería fueron definidas mediante un promedio de las resistencias, que se encuentra detallado en el Capítulo 2, que describe las propiedades mecánicas de los componentes de la mampostería.

La resistencia a tensión de la mampostería se calculó a partir de la resistencia a compresión del mortero mediante la ecuación de (Yoshimura et al., 2004). Para esta ecuación f'_t y f_z deben considerarse en (MPa)

$$f'_t = 0.125\sqrt{f_z}$$

La cohesión y el coeficiente de fricción c, μ son determinados a partir de las resistencias a compresión de la mampostería y del mortero, a partir de las fórmulas de (Hossein & Kabeyasawa, 2004). Estos valores de c, μ fueron reducidos por el factor de corrección κ recomendado de (Calvi & Magenes, 1997) *sección 3.1*, tomando las dimensiones del ladrillo que se encuentran descritas en la *sección 4.6.3*.

$$c = 0.04f'_m$$

$$\mu = 0.654 + 0.000515f_z$$

En base a estas consideraciones se obtienen la siguiente **Tabla 5.7** de propiedades del material.

Tabla 5.7. Propiedades de los materiales utilizados en el modelo

Propiedades de los Materiales	
Rest. Compresión Mortero f_z (kg/cm ²)	70
Rest. Compresión Ladrillo f_b (kg/cm ²)	70
Rest. Compresión Mampostería f'_m (kg/cm ²)	27
Rest. Tensión Mampostería f'_t (kg/cm ²)	3.36
Dimensiones Ladrillo (cm)	29x15x9
Factor de Corrección κ	0.703
Cohesión Mortero c (kg/cm ²)	1.08
Coefficiente de fricción μ (kg/cm ²)	0.681

La pared lateral se la conformo por 6 pequeñas paredes que poseen las siguientes dimensiones mostradas en la **Tabla 5.8**, todas las paredes poseen las mismas dimensiones lo que facilito el cálculo de la resistencia lateral.

Tabla 5.8. Dimensiones de la pared lateral

Segmento de Pared	
Largo D (cm)	377.5
Alto H (cm)	262.5
Espesor t (cm)	15
b	1
α_v	0.35

El factor de distribuciones de corte “b” es 1 ya que la relación altura-ancho de las paredes da un valor menor que 1. Y el valor del radio de corte α_v fue determinado para $\psi' = 0.5$ (restringido a la rotación).

En la fórmula de la resistencia lateral se nota la clara influencia de las cargas verticales, como no todas las paredes poseen las mismas cargas verticales se tienen diferentes resistencias laterales para cada pared.

Cada pared está asociada al nodo que se encuentra por encima de ella, es decir que soporta la carga axial que se encuentra determinada para ese nodo. La **Tabla 5.9** muestra las resistencias laterales para los diferentes modos de falla de las paredes, en función de la carga que se allá en el nodo superior a la pared. La resistencia lateral máxima es la menor de las resistencias siendo esta el V_u .

Tabla 5.9. Resistencias laterales de los diferentes modos de falla a corte de la pared lateral

	Resorte	P (kg)	$\frac{P}{(kg/cm^2)}$	V_t (kg)	V_d (kg)	V_e (kg)	V_u (kg)	$\frac{V_u}{(KN)}$
4	1	8361.3	1.48	16943.9	6814.0	6166.3	6166.3	60.49
8	2	9548.02	1.69	17307.6	7510.1	6588.6	6588.6	64.63
12	3	8361.3	1.48	16943.9	6814.0	6166.3	6166.3	60.49
19	4	4497.3	0.79	15689.7	4289.7	4778.5	4289.7	42.08
22	5	5607.2	0.99	16063.3	5073.5	5180.7	5073.5	49.77
25	6	4497.3	0.79	15689.7	4289.7	4778.5	4289.7	42.08

Las columnas de confinamiento aportan de manera significativa a la resistencia lateral de las paredes, el aporte de cada columna esta dado en la **Tabla 5.10**. Esta estimación se realizó tomando en cuenta el armado del refuerzo de las columnas que se encuentra detallado en la *sección 4.6*.

Tabla 5.10. Aporte de las columnetas en estado elástico y plástico

Aporte por columnas de confinamiento		
Limite	Elástico	Plástico
f_y (kg/cm ²)	4200	4200
f_c (kg/cm ²)	180	180
n	4	4
d (cm)	1	1
λ	0.8056	0.619
V_p (kg)	1867.88	1435.23
V_p (KN)	18.32	14.08

Hay que tomar en cuenta que la pared lateral posee 4 columnas que la confinan y la resistencia de estas aporta a las tres paredes, es por esto que a la resistencia de cada pared se suma 1.33 veces la resistencia de una columna. Obteniendo la **Tabla 5.11**.

Tabla 5.11. Resistencia lateral de las paredes de ladrillo más el aporte de las columnas

Resorte	V_u (KN)	$V_u + V_p$ (KN)
1	60.49	84.9
2	64.63	89
3	60.49	84.9
4	42.08	66.5
5	49.77	74.1
6	42.08	66.5

5.6.2. Determinación de la rigidez

Las rigideces horizontal y vertical se determinaron con las fórmulas del FEMA-356 revisar *sección 5.1.2*. Para la rigidez a flexión se colocó un valor elevado, ya que en este estudio se ignoró que la pared no falla por flexión, debido a que en cuenca las paredes son largas y el fallo más común es debido al corte con deslizamiento.

En la **Tabla 5.12** se presentan las rigideces que se utilizaron en el fichero de datos para posteriormente ingresar en RUAUMOKO-2D. Para la rigidez horizontal se asumió $\varphi = 12$ tomando en cuenta que las paredes son confinadas y le brindan una condición de empotramiento. El área transversal y el momento de inercia fueron obtenidas de la geometría de las paredes. El módulo de elasticidad de la mampostería se obtiene a partir de la formula experimental $E_m = 400f'_m$, el módulo de cote es el 40% del módulo de elasticidad, revisar *sección 2.3.6*.

Tabla 5.12. Determinación de las rigideces de la pared lateral

$A_T(\text{cm}^2)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$E_m(\text{kg/cm}^2)$	$G_m(\text{kg/cm}^2)$	$K_{ov}(\text{kg/cm})$	$K_{oH}(\text{kg/cm})$	$K_{oz}(\text{kg/cm})$
5662.5	67245137	10800	4320	698914.3	78085.79682	valor alto

5.6.3. Determinación de ductilidades

Para la implementación en Ruaumoko es necesario ingresar las ductilidades, y de esta manera obtener la degradación tal como se muestran en la **Figura 5.13**.

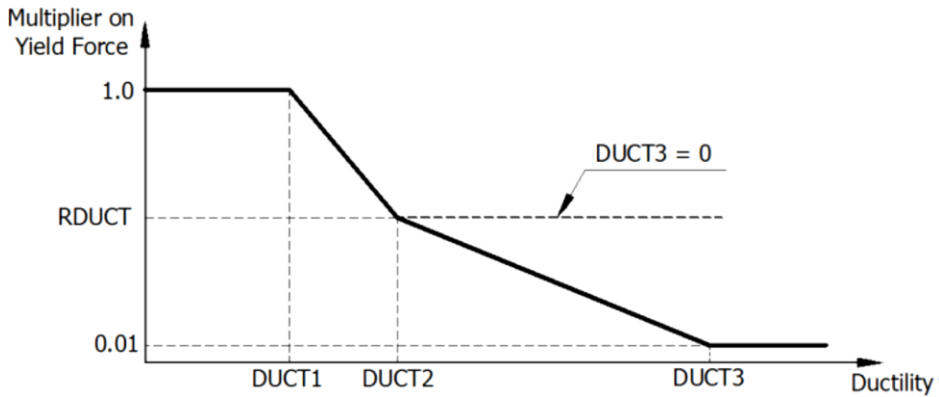


Figura 5.13. Ductilidades de la curva de degradación

Donde:

DUCT1: ductilidad al inicio de la degradación

DUCT2: ductilidad en el cambio en la intensidad de degradación

DUCT3: ductilidad última, máxima ductilidad a la que puede llegar la pared

RDUCT: Es porcentaje de carga residual en el cambio de intensidad de degradación

Estas ductilidades se calcularon con la siguiente expresión:

$$DUCT_i = \frac{\delta_i}{\delta_{Vmax}}$$

Donde:

δ_i : Son los drift propuestos para la degradación de la curva.

δ_{Vmax} : Es el drift del desplazamiento de la carga máxima. Se calculó de la ecuación

$$\delta_{Vmax} = \frac{d_{Vmax}}{H}$$

En los resortes 1, 2 y 3 el modo de falla predominante es el agrietamiento escalonado por lo que los drifts se tomaron en la **Tabla 5.2**. En los resortes 4, 5 y 6 la falla predominante fue el deslizamiento por esta razón se usó los valores de drift propuestos en el FEMA. El δ_{Hmax} fue calculado a partir de las ecuaciones presentadas en la *sección 5.1.1*.

En la pared lateral se realizaron dos modelos, el primero considerando los límites inferiores, obteniendo así, un primer estudio para las ductilidades mínimas (caso más desfavorable), y para el segundo modelo se consideró el promedio de los límites de las ductilidades. La **Tabla 5.13** muestra las ductilidades mínimas y promedio de cada resorte de la pared lateral.

Tabla 5.13. Calculo de las ductilidades de cada resorte del modelo de pared lateral

Resorte	δH_{max}	Ductilidades Mínimas			Ductilidades Promedio		
		DUCT 1	DUCT 2	DUCT 3	DUCT 1	DUCT 2	DUCT 3
1,3	0.17	1.89	3.20	4.50	2.54	4.94	6.46
2	0.18	1.80	3.05	4.29	2.42	4.71	6.16
4,6	0.13	2.97	4.08	5.94	2.97	4.08	5.94
5	0.15	2.66	3.66	5.32	2.66	3.66	5.32

5.7. Modelización de la pared Frontal

5.7.1. Resistencia lateral máxima

Para calcular la resistencia lateral máxima de la pared con aberturas, se subdividió a cada pared en segmentos de pared de columnas anchas y vigas dintel como se describió en la *Sección 5.5*, considerando que las vigas dintel son rígidas y transfieren las cargas a las columnas anchas. Se pueden presentar los tres modos de falla: falla por tensión diagonal, agrietamiento escalonado y desplazamiento por corte. La falla por tensión diagonal y agrietamiento escalonado se presenta a nivel de columna ancha, y la falla por deslizamiento a nivel de toda la pared.

La resistencia lateral del resorte de cada columna ancha, se toma como la menor de las dos resistencias para los modos de falla que se presentan en las columnas.

$$V_u = \min\{V_t, V_e\}$$

La resistencia lateral y las ductilidades para la pared frontal fueron obtenidas a partir de las curvas pushover de cada pared con abertura antes modelada, por ejemplo, para la pared del primer nivel con abertura de ventana se obtuvo la siguiente curva.

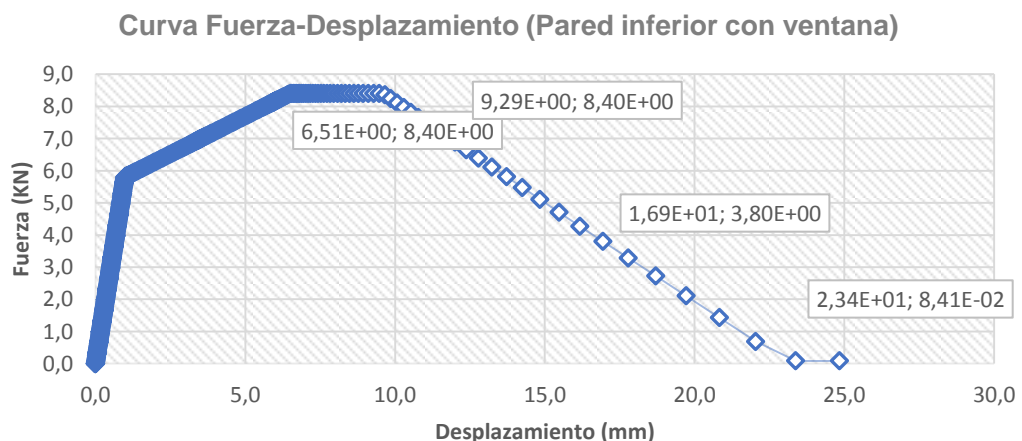


Figura 5.14. Curva Fuerza-Desplazamiento de la pared inferior con ventana

Como se observa en la **Figura 5.14** la resistencia lateral máxima (R.L.M) de la pared es 8.40 kN para un desplazamiento de 6.5mm. Esta resistencia lateral máxima es comparada con la resistencia que se calcula para la falla por deslizamiento, la menor de las dos se tomó como la resistencia lateral máxima de la pared.

A la resistencia lateral máxima se le sumo el aporte de las columnas de confinamiento, obteniendo así, las resistencias laterales máximas totales de cada resorte de los segmentos de pared mostrados en la **Tabla 5.14**. De la misma manera, en la pared lateral el aporte es 1.33 veces la resistencia de cada columna.

Tabla 5.14. Resistencia lateral máxima de los segmentos de pared con aberturas de la pared frontal

Resortes	Nivel de Pared	Tipo Abertura	R.L.M V_u (KN)	R.L.M total $V_u + V_p$ (KN)
1, 3	1º nivel	Ventana	8.4	32.77
2	1º nivel	Puerta	8.6	32.97
4, 6	2º nivel	Ventana	6.6	30.97
5	2º nivel	Puerta	9	33.37

5.7.2. Determinación de la rigidez

La rigideces de paredes con aberturas se obtuvo usando un método simplificado. El método consiste en usar una pared equivalente, al cual se lo dividió en 3 secciones, para el caso de paredes con aberturas de ventana; y en 2 secciones para el caso de paredes con aberturas de puerta. Para lo cual se consideró solamente rigidez a corte en cada tramo.

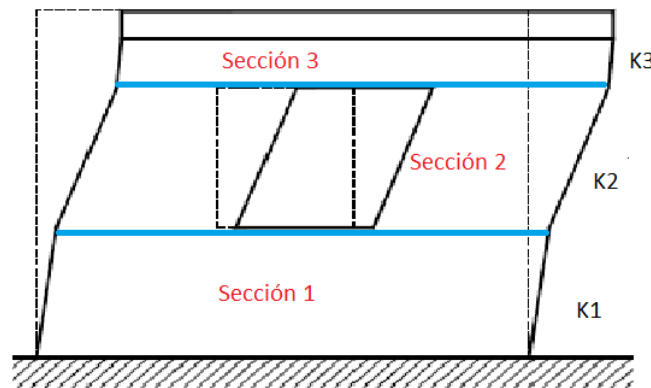


Figura 5.15. División de sub-segmentos de pared, de una pared con abertura de ventana

Como se muestra en la **Figura 5.15** cada sección tienen una deformación diferente, por lo que la rigidez estará dada por la siguiente ecuación (Flores, Mendoza, & Reyes, 2004).

$$Kh = \left(\frac{1}{K1} + \frac{1}{K2} + \frac{1}{K3} \right)^{-1}$$

Donde K1, K2 y K3 son las rigideces de cada sección.

Bajo estos criterios se tienen las siguientes rigideces horizontales y verticales para paredes con aberturas **Tabla 5.15**. Las paredes con abertura de ventana poseen las mismas dimensiones, entonces su rigidez será la misma (resortes 1, 3, 4, y 6), esto no ocurre en las paredes con aberturas de puerta, debido a que las puertas son de diferente tamaño y por ende su rigidez diferente (resortes 2 y 5). Para la rigidez a la rotación se colocó un valor elevado ya que este estudio no se consideró fallo por vuelco.

Tabla 5.15. Rigideces de los segmentos de pared con aberturas de la pared frontal

Resortes	Nivel de Pared	Tipo Abertura	$K_{ov}(kN/m)$	$K_{oH}(kN/m)$	$K_{oz}(kN/m)$
1, 3, 4, 6	1º nivel	Ventana	398337.3	37001.1	valor alto
2	1º nivel	Puerta	321020.9	13106.5	valor alto
5	2º nivel	Puerta	370862.7	19117.4	valor alto

5.7.3. Determinación de ductilidades

Si se toma puntos de control en los cambios de pendiente de la curva, como se muestra en la **Figura 5.16**, se observa la manera en que se degradara la misma; además, se encontró los desplazamientos en cada punto de control. Estos desplazamientos fueron usados para determinar las ductilidades con la siguiente ecuación:

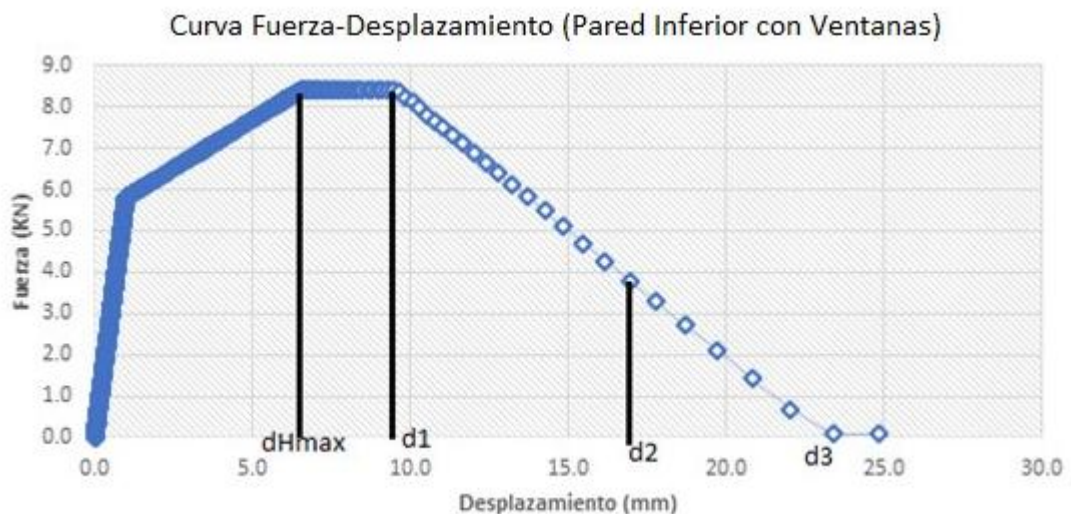


Figura 5.16. Puntos de control en la curva Fuerza-Desplazamiento de la pared inferior con ventana

Donde.

$$DUCT_i = \frac{d_i}{d_{vmax}}$$

Para cada pared con abertura se obtuvo dos curvas pushover. La primera curva con los límites inferiores de drift y la segunda curva con los promedios de los límites de los drifts. De las dos graficas se obtuvieron las diferentes ductilidades (ductilidades inferiores y ductilidades promedio) para la pared frontal presentadas en la **Tabla 5.16**.

Tabla 5.16. Ductilidades mínimas y promedios de los segmentos de pared con aberturas de la pared frontal

Resorte	Nivel de Pared	Tipo Abertura	Ductilidades Mínimas			Ductilidades Promedio		
			DUCT 1	DUCT 2	DUCT 3	DUCT 1	DUCT 2	DUCT 3
1, 3	1º nivel	Ventana	1.48	2.60	3.59	1.89	3.65	5.03
2	1º nivel	Puerta	1.81	3.2	4.66	2.6	5.11	7.03
4, 6	2º nivel	Ventana	1.78	3.07	4.32	2.32	4.55	6.1
5	2º nivel	Puerta	2.83	4.59	6.92	3.55	6.74	9.56

5.8. Aplicación de carga a la estructura

El método consiste en aplicar una carga lateral, distribuida de forma vertical en la estructura, en la que debe incrementarse monótonamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento.

En este estudio la carga se aplicó de manera triangular con un valor de cero en la base, 1/3 de la carga total en el nudo 4, y 2/3 de la carga total en el nudo 19, como se observa en la **Figura 5.17**.

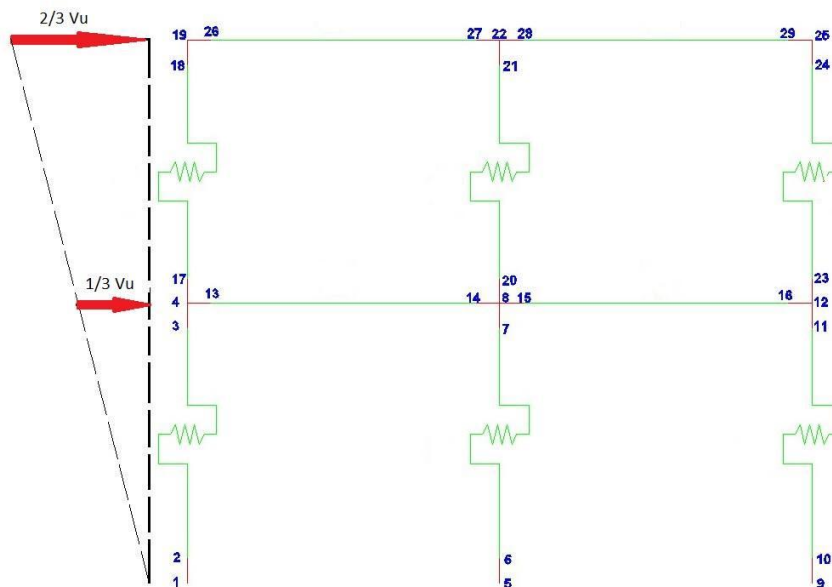


Figura 5.17. Aplicación de la carga lateral sobre el modelo de la pared frontal y lateral

6. Resultados y Discusión

6.1. Resultados

Los resultados que se presentan a continuación son generados por el programa Ruaumoko para los modelos presentados anteriormente.

El modelo de pared lateral siendo el más simple de los modelos presentados muestra la siguiente curva de fuerza-desplazamiento **Figura 6.1**.

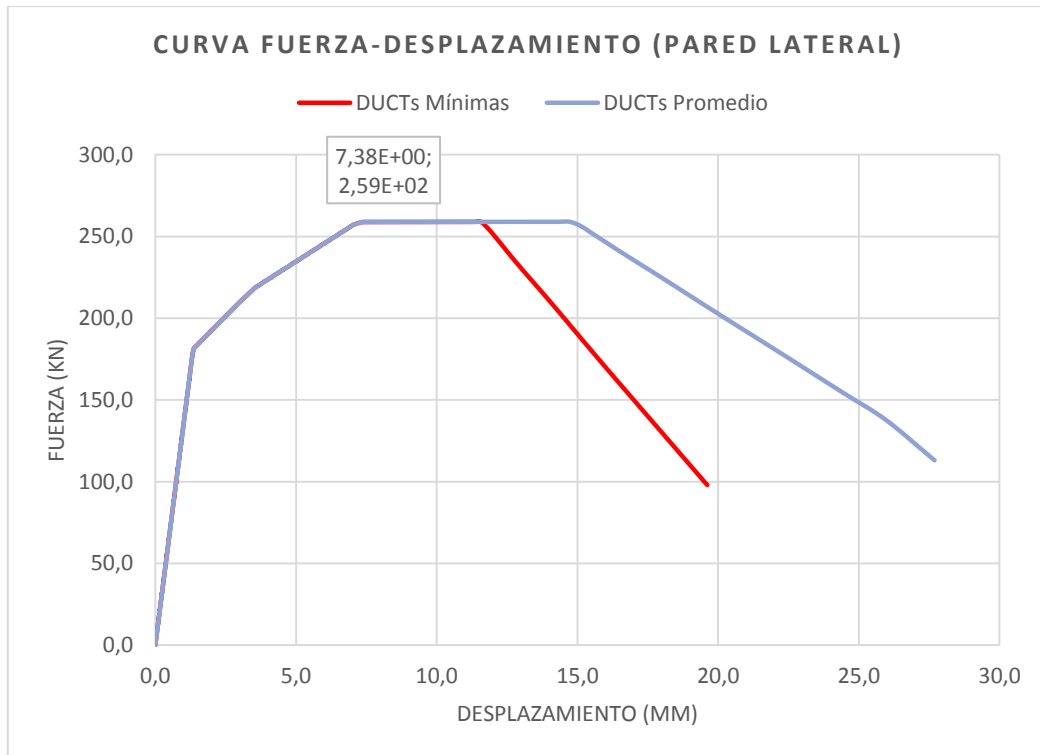


Figura 6.1. Curva fuerza-desplazamiento de la pared lateral con ductilidades mínimas y promedios

En la **Figura 6.1** se muestra las curvas que se obtienen al ingresar las ductilidades bajas, y al ingresar las ductilidades promedio de los límites de ductilidad que se adoptaron a este estudio, partiendo de los impuestos por el FEMA y (Cattari et al., 2012) en el Proyecto PERPETUATE.

Como se observa en la **Figura 6.1** el cortante máximo que resiste la pared lateral es 259 kN, para un desplazamiento de 7.38mm.

A continuación, se presentan las curvas fuerza – desplazamiento para las paredes con aberturas utilizadas para modelos de la pared frontal, la cual consta de 6 segmentos paredes con aberturas. En la **Figura 6.2** se observa las curvas pushover de una pared con abertura de ventana y de puerta para el primer y segundo piso de la casa.

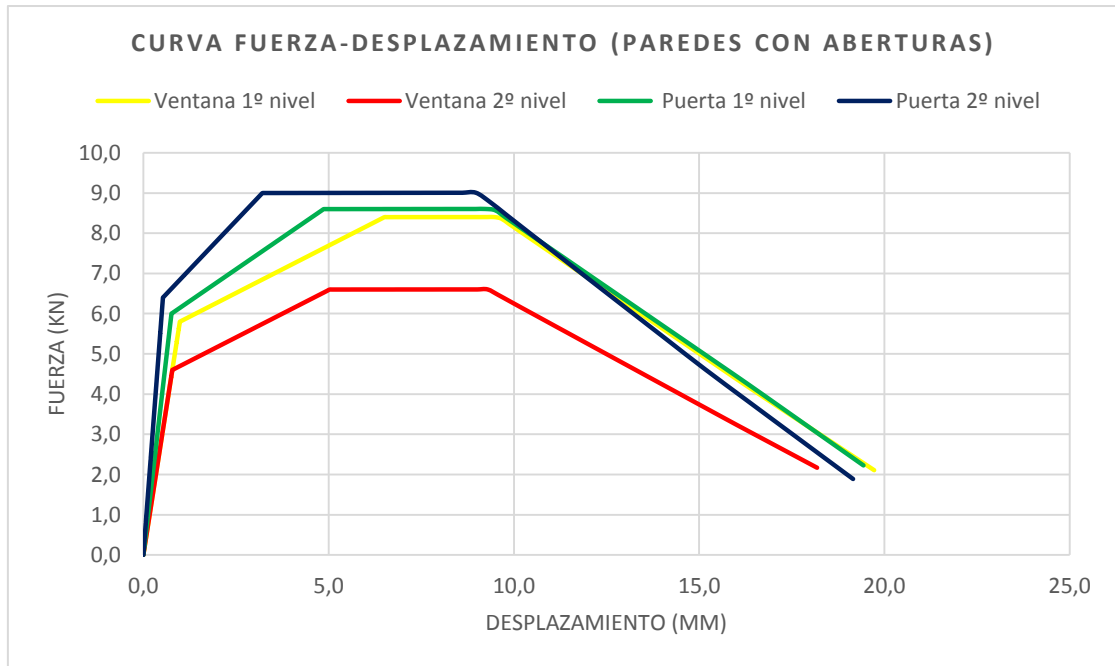


Figura 6.2. Curva fuerza-desplazamiento de segmentos de paredes con aberturas con ductilidades mínimas

La **Figura 6.2** hace referencia a paredes con abertura de ventanas y puertas, tomando en consideración las ductilidades mínimas, mientras que en la **Figura 6.3** se observa las curvas obtenidas del programa utilizando las ductilidades promedio.

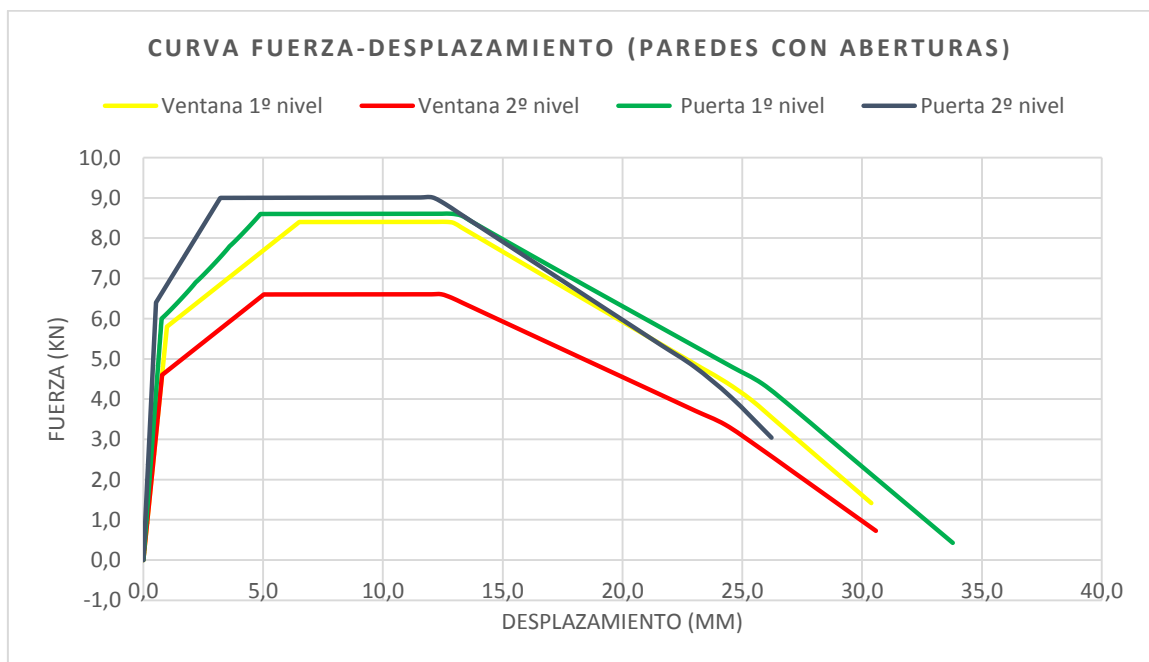


Figura 6.3. Curva fuerza-desplazamiento de segmentos de paredes con aberturas con ductilidades promedio

A partir de estas curvas se pudo obtener los desplazamientos y cargas laterales máximas de cada pared con aberturas, información que valida como datos de entrada para la modelación de la pared frontal.

Como se explicó en el modelo la obtención de las ductilidades y resistencia laterales máximas, dependieron en su totalidad de las paredes con aberturas antes

mencionadas. Con dichos resultados y con las mismas consideraciones que se llevó a cabo el análisis pushover de la pared lateral, la curva fuerza-desplazamiento de la pared frontal se muestra en la **Figura 6.4**.

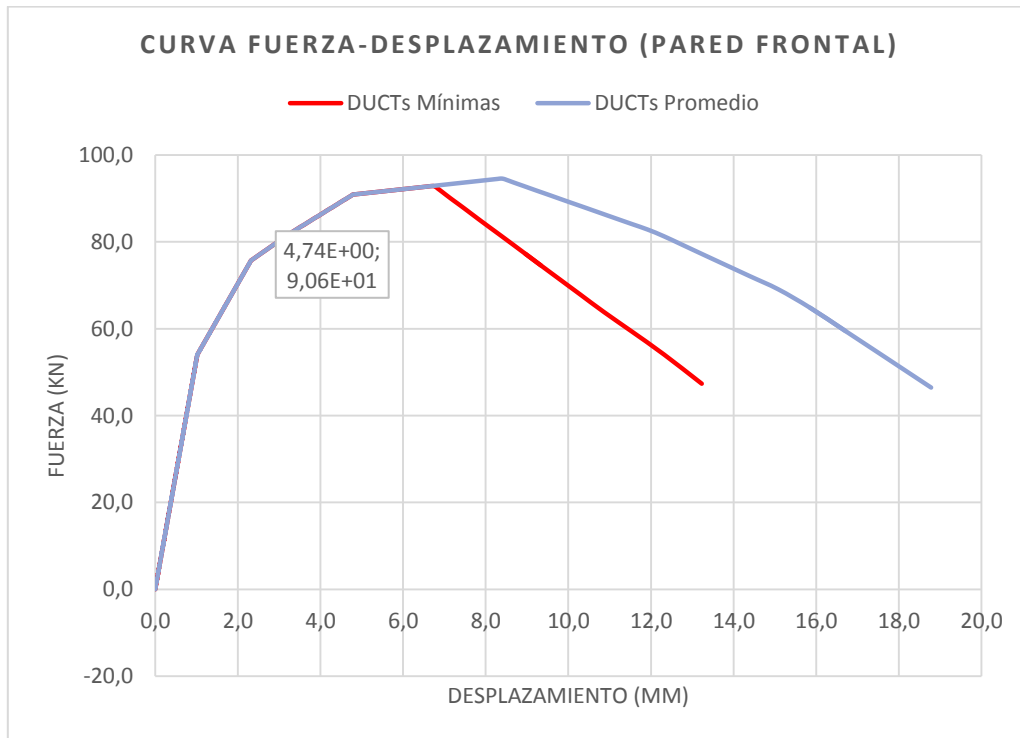


Figura 6.4. Curva fuerza-desplazamiento de la pared frontal con ductilidades mínimas y promedio

El cortante máximo que soporta la pared frontal (pared con aberturas) es de 90.6 kN para un desplazamiento máximo de 4.74 mm.

Como se había mencionado, en nuestro estudio se realizaría un modelo de la pared frontal y lateral con y sin confinamiento, es decir, paredes con y sin marco o pórtico de hormigón.

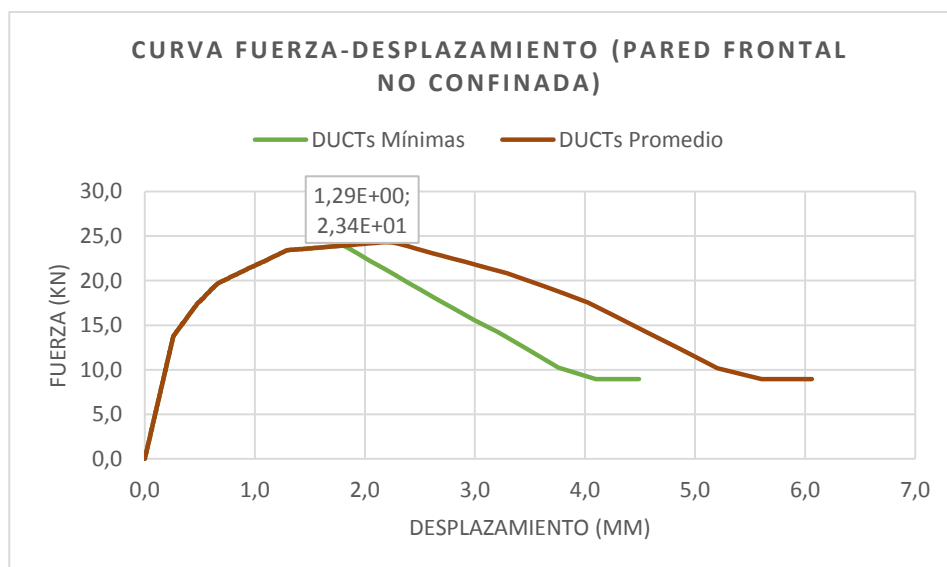


Figura 6.5. Curva fuerza - desplazamiento de la pared frontal sin marco de confinamiento

En la **Figura 6.5** se muestra las curvas fuerza – desplazamiento de la pared frontal sin marco. Además, se ha realizado una variación en las ductilidades, esto es, modelando la pared frontal y obteniendo las curvas pushover con una ductilidad promedio y una mínima.

Si se observa la **Figura 6.6** claramente se puede ver la diferencia entre las curvas de la pared lateral confinada y la pared lateral no confinada. Al igual que las figuras mostradas anteriormente se realizó diferentes curvas pushover dependiendo de las ductilidades.

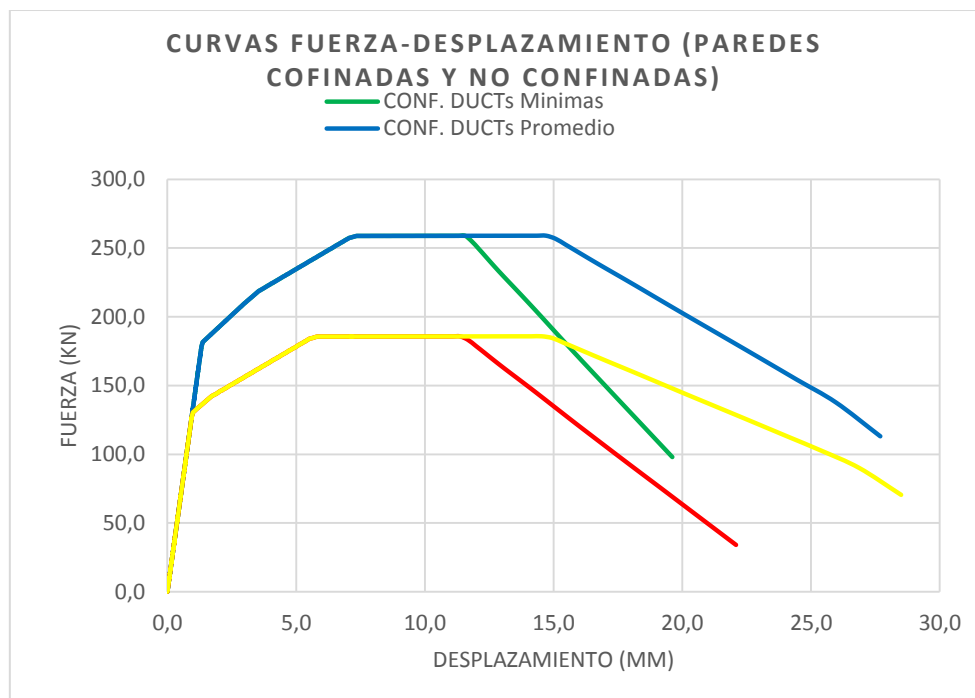


Figura 6.6. Comparación entre las curvas fuerza - desplazamiento de la pared lateral, confinada y no confinada, con ductilidades mínimas y promedio

Como se observa, todas las curvas parten con la misma rigidez inicial, y a medida que aumenta la carga las paredes empiezan a deformarse hasta alcanzar la carga de agrietamiento, donde la rigidez se degrada hasta alcanza un valor de cero en la carga máxima. Cuando la curva alcanza su carga máxima, esta se mantiene prácticamente horizontal hasta empezar su degradación.

6.2. Discusión

El modelo propuesto para el estudio de las paredes de ladrillo, ha respondido satisfactoriamente a pesar de ser muy sencillo y fácil de aplicar. Al comparar los resultados obtenidos en este estudio con los de otros autores como (Galasco, Lagomarsino, & Penna, 2006) o (Cuevas & Gilmore, 2008) en su artículo 'Evaluación Basada en Desplazamientos de Edificaciones de Mampostería Confinada', se puede notar que la curva fuerza – desplazamiento posee características similares, con la diferencia de que nuestra curva está hecha para paredes de ladrillo con características físicas y mecánicas propias de la ciudad.

De los resultados antes mencionados, se encontró que la resistencia de las paredes de mampostería confinada, se encuentra ligada con las propiedades de los materiales que cada pared. Entre las propiedades mecánicas más importantes que rigen la resistencia de la pared se tiene: resistencia a compresión y a tensión de

la mampostería, módulos de elasticidad y módulos de corte de la mampostería; dimensiones, resistencias a compresión y tensión de las unidades de ladrillo y resistencia a compresión del mortero de unión.

Otros factores como las condiciones de borde y la relación altura – ancho de cada pared, también influyen en la resistencia de los resortes que conforman el sistema modelado.

En vista que en Cuenca no se ha hecho ensayos en paredes de ladrillo, resultó difícil obtener las ductilidades. Por lo que, para este proyecto se consideró las ductilidades recomendadas en otros estudios, trabajando con las ductilidades mínimas y promedio de los límites recomendados. Como era de esperarse en los modelos que se hicieron correr con las ductilidades bajas, la curva se degrada rápidamente, teniendo una caída inmediata luego de alcanzar su carga máxima. Algo muy diferente sucedieron con los modelos que poseen las ductilidades promedio, en las que, la curva prolonga su degradación.

El autor (Mann & Müller, 1982) presenta en su estudio realizado de 300 muestras a escala de paredes de mampostería, una envolvente de falla que puedan producirse en función de los esfuerzos cortantes y axiales como se muestra en la **Figura 7.1**, en donde se puede observar que para esfuerzos cortantes muy bajos se presenta los modos de falla por deslizamiento y agrietamiento escalonado. Al realizar una comparación de los resultados obtenidos en este estudio con los del autor, se observa que los esfuerzos cortantes obtenidos corresponden al rango de rotura friccional.

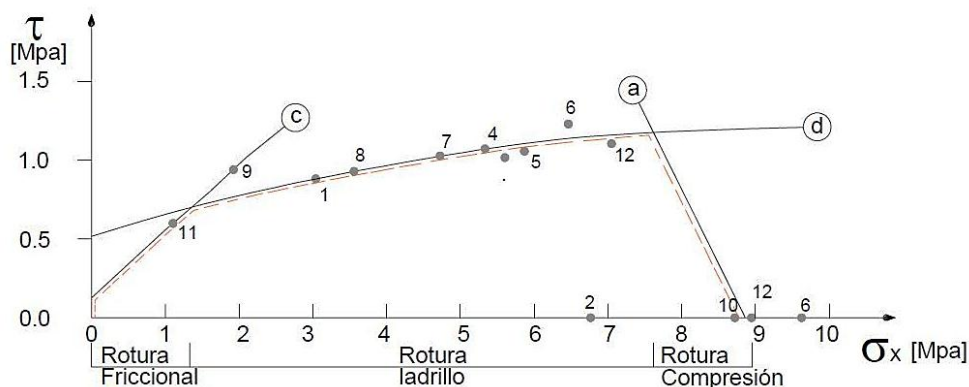


Figura 6.7. Envolvente de roturas presentada por Mann & Müller, 1982

El análisis tomado en cuenta en este estudio fue para modos de falla a corte solamente. Un análisis por flexión en las paredes de las casas de la ciudad no fue necesario, debido a que al realizar la investigación de la pared prototipo se encontró que en Cuenca la mayor parte de las paredes son largas, y el fallo a flexión no se presenta en este tipo de paredes.

Cabe mencionar que la baja resistencia de las paredes con aberturas se debe al gran tamaño de cada abertura que poseen las paredes. Al poseer un gran tamaño las aberturas, los resortes que se colocan en el modelo para representar los subsegmentos de pared, poseen muy baja resistencia lateral, debido a que representan paredes muy cortas. Esto explica la baja resistencia que tienen los modelos de pared con aberturas.



Entonces, las paredes laterales tienen mayor resistencia por no tener aberturas, y además estas tienen mayor carga axial, ya que sobre estas se apoya la pared cumbrera y sobre esta el techo de la edificación.

Siguiendo las formulaciones presentadas en los capítulos anteriores, los modos de falla más propensos a presentarse en las paredes de las casas de Cuenca son: falla por deslizamiento en las paredes del segundo nivel de la pared lateral, falla por agrietamiento escalonado en las paredes del primer nivel de la pared lateral y en todas las paredes de la pared frontal.

Analizando los resultados obtenidos de la **Figura 6.5**, se pudo notar que si se construye una pared frontal, de una casa modelo de Cuenca, sin colocar las columnas de confinamiento esta tendrá una resistencia lateral máxima de apenas 23 kN. Mientras que si se construye la misma pared, con las respectivas columnas y vigas de confinamiento, la pared asumirá una resistencia lateral máxima de 90.6 kN. Como se observa la diferencia de resistencias es muy significativa, por lo que se concluye, que las columnas de confinamiento son de vital importancia para las construcciones de mampostería.

7. Conclusiones y Recomendaciones

- ✚ El modelo de análisis estático no lineal para el estudio de paredes ladrillo puede representar satisfactoriamente las curvas pushover en paredes de la ciudad.
- ✚ Observado detenidamente los modelos de pared con aberturas, se concluyó que el tamaño de la abertura y la carga axial que posee cada pared, determina la resistencia lateral máxima. Así por ejemplo, las paredes con ventana de primer y segundo nivel de la edificación, tienen el mismo tamaño de abertura pero la de primer nivel al tener la mayor carga axial, es más resistente a corte que la del segundo nivel. Por otra parte, en las paredes con abertura de puerta, la pared de primer nivel tiene mayor carga axial, por lo que se espera mayor resistencia lateral; sin embargo, no se dio esto, debido a que la abertura de puerta de primer nivel es de mayor tamaño que la del segundo nivel.
- ✚ Al realizar una comparación entre la pared lateral y la pared frontal, se pudo notar una gran variación entre sus resistencias a corte, la pared lateral resistió aproximadamente 260kN, mientras que la pared frontal no alcanza los 100kN. Esto es una clara evidencia de cómo afectan las aberturas en una pared de mampostería confinada.
- ✚ Respecto a las tipologías de las casas de la ciudad, se concluyó que es muy variada, y que la tipología predominante son paredes de mampostería confinada, por lo tanto, nuestro estudio se basó en este tipo de paredes para realizar el análisis no lineal en paredes con o sin aberturas.
- ✚ La pared frontal prototipo de Cuenca, se caracteriza por tener aberturas de gran tamaño lo que la hace menos resistente ante cargas laterales. Por tanto, ante un evento sísmico la pared más propensa a falla es la pared frontal.
- ✚ Los materiales usados en la construcción de paredes de mampostería en Cuenca, se concluyó que algunas de las propiedades mecánicas como resistencia a compresión y a corte son relativamente bajas, esto es una causa de que no se realiza un control de calidad de dichos materiales y que la materia prima no es de buena calidad.
- ✚ Las columnas de confinamiento aportan notablemente en la resistencia lateral de las paredes, ya que poseen acero de refuerzo que trabaja muy bien a tensión y a corte, siendo estos los requerimientos exigidos para una columna ante una carga lateral.
- ✚ El aporte de las columnas de confinamiento, es de valiosa importancia en las paredes de mampostería, ya que la resistencia de las columnas no depende de factores externos, como por ejemplo la carga axial o las aberturas que tenga la pared.
- ✚ Según la comparación realizada con el estudio de (Mann & Müller, 1982), se concluyó que las paredes de las casas de Cuenca, se encuentran en un rango de esfuerzos axiales muy bajos, por lo que las fallas predominantes coinciden con las presentadas por el autor, como se esperaba, falla a deslizamiento y agrietamiento escalonado.
- ✚ Para tener un estudio a priori, lo recomendable sería que se realicen ensayos de muros de mampostería de la ciudad, para de esta manera, poder tener una aproximación más exacta y pueda ser comparada con el modelo teórico de estudio de paredes de mampostería confinada que se ha presentado en este trabajo.



- ✚ En el país no existe una normativa que exija un control o requerimientos mínimos en cuanto a la resistencia a tracción de la mampostería y ladrillo se refiere, por lo que se recomienda que se realicen estudios sobre este tema, para así ampliar el campo de conocimiento y poder tener una mejor aproximación de los resultados obtenidos en estudios posteriores.
- ✚ Es trascendental que todas las construcciones de mampostería se las realice con columnas de confinamiento, en especial para las construcciones de nuestra ciudad, que posee carga axial baja, y el tamaño de sus aberturas ya sea de puertas o ventanas es grande.



Referencias

- A, V. A., & C., E. D. (1992). *El ladrillo armado en la construcción de viviendas*. Universidad de Cuenca. Retrieved from <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/5708>
- Agudelo, J. A., & Rodríguez, R. R. L. (2009). CURVAS DE FRAGILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO CON PAREDES DE MAMPOSTERÍA. CASO DE ESTUDIO: ESTRUCTURAS DE 1 Y 2 NIVELES EN PUERTO RICO. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes E Infraestructura Civil*, 9(1).
- Almeida Salazar, N. G. (2011). Utilización de fibras de caucho de neumáticos reciclados en la elaboración de bloques de mampostería para mitigar el impacto ambiental en el cantón Ambato.
- Arce Maldonado, M. L., & Saetama Flores, T. R. (2014). Determinación de los precios de vivienda en la ciudad de Cuenca 2011-2012: un análisis econométrico basado en la metodología hedónica.
- Asinari, M., Prato, C. A., Penna, A., & Magenes, G. (2010). Modelación numérica de paneles de mampostería encadenada a través de macro-elementos, 3–4. Retrieved from <http://jornadasaie.org.ar/jornadas-antiores/2010/contenidos/trabajos/tema-c/029.pdf>
- Asteris, P. G., Kakaletsis, D. J., Chrysostomou, C. Z., & Smyrou, E. E. (2011). Failure modes of In-filled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 11(1), 11–20.
- Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (70), 59–75.
- BACCA SANCHEZ, G., & CLARO LAZARO, J. A. (2014). RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERIORMENTE USANDO MALLA ELECTROSOLDADA CON FINES DE REFORZAMIENTO EN VIVIENDAS DE LA CIUDAD DE OCAÑA.
- Bordes Morales, J. A. (2012). *Diseño estructural de una vivienda de mampostería reforzada utilizando la norma TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08 y la propuesta de norma de diseño del subcomité 5-mampostería estructural y vivienda 1 y 2 pisos del CEC-2010*.
- Bourzam, A., Ikemoto, T., & Miyajima, M. (2008). LATERAL RESISTANCE OF CONFINED BRICK WALL UNDER CYCLIC QUASI-STATIC LATERAL LOADING. In *Uf th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Brzev, S. (2007). *Earthquake-resistant confined masonry construction*. NICEE, National Information Center of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur.
- Caliò, I., & Pantò, B. (2014). A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures. *Computers & Structures*, 143, 91–107.
- Calvi, G. M., & Magenes, G. (1997). Seismic evaluation and rehabilitation of masonry buildings. In *Proceedings of The US-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit* (pp. 123–132).
- Carangui Regalado, S. A., & Lasso Reino, V. V. (2010). Estudio de los sistemas constructivos tradicionales en madera.



- Cattari, S., Lagomarsino, S., D'Ayala, D., Novelli, V., & Bosiljkov, V. (2012). Correlation of performance levels and damage states for types of buildings, PERPETUATE (EC-FP7 project), Deliverable D17.
- Charry Ablanque, J. A., & Roca Fabregat, P. (2010). Estudio experimental del comportamiento de paredes de obra de fábrica de ladrillo ante la acción de cargas laterales.
- Council, B. S. S. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Report FEMA-356, Washington, DC.*
- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Capacity design of infilled frame structures. In *12th world conference on earthquake engineering.*
- Cuevas, O. Z., & Gilmore, A. T. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica, (79), 25–48.*
- Enríquez Morocho, D. E. (2014). Reforzamiento estructural para forjados de madera en edificaciones patrimoniales y contemporáneas.
- Félix Alvares, N. R., & Flores Ballesteros, F. A. (2006). Análisis y estudio de la Mampostería armada de ladrillo estructural.
- Flores, L. E., Mendoza, J. A., & Reyes, C. (2004). Ensayo de muros de mampostería con y sin refuerzo alrededor de la abertura. In *Proc., XIV National Congress on Structural Engineering.*
- Galasco, A., Lagomarsino, S., & Penna, A. (2006). On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. In *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.*
- Gárate Correa, R. F. (2010). Factores técnicos que determinan el tipo de construcción en la ciudad de Cuenca.
- Gómez Ortiz, P. A. (2013). Estudio y análisis de nuevas tipologías de ladrillos introducidos en Cuenca para la aplicación en la autoconstrucción.
- Hernández Zamora, R. U. (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.*
- Hosseini, M., & Kabeyasawa, T. (2004). Effect of infill masonry walls on the seismic response of reinforced concrete buildings subjected to the 2003 Bam earthquake strong motion: a case study of Bam telephone center.
- INEN 005-4, N. (1984). Código Ecuatoriano de la Construcción. Mampostería de Ladrillo. In *Instituto Ecuatoriano de Normalización (First, p. 68).* Quito.
- INEN 0297, N. (1978). Ladrillos cerámicos. Requisitos. In *Instituto Ecuatoriano de Normalización (First, p. 7).* Quito.
- INEN 0488, N. (2009). Cemento Hidráulico. Determinación de la resistencia a la compresión de morteros en cubos de 50 mm de arista. In *Instituto Ecuatoriano de Normalización (First, p. 21).* Quito.
- INEN 11, N. (1987). Guía práctica. Uso de medidas preferidas para vivienda. Ventanas. In *Instituto Ecuatoriano de Normalización (p. 17).* Quito.



- INEN 13, N. (1987). Guía práctica. Uso de medidas preferidas para vivienda. Puertas interiores y exteriores. In *Instituto Ecuatoriano de Normalización* (p. 13). Quito.
- Jiménez, J. (2002). Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación. *Quito, Ecuador*.
- Kakaletsis, D. J., & Karayannis, C. G. (2008). Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2), 197–221.
- León, Z., & Felipe, E. (2012). Mampostería post-tensada. Una alternativa constructiva para Ecuador.
- Mali, R. (1979). *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*. UNAM, Instituto de Ingenier{í}a.
- Mann, W., & Müller, H. (1982). Failure of Shear-Stressed Masonry. An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls. In *Proc. Br. Ceram. Soc.* (p. 223).
- Matthews, T., Riahi, Z., Centeno, J., Charlet, A., Garcia, H. J., Hoffman, C., ... Elwood, K. (2007). Evaluation of Confined Masonry Guidelines for Earthquake-Resistant Housing. *UBC EERI*.
- Moreno, D. F. P., Rojas, S. X. P., & Gutiérrez, C. A. M. (2009). Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8(14), 51–69.
- Neira Palomeque, F. E., & Ojeda Siguenza, L. R. (1992). Dinteles de ladrillo armado.
- Nicola, P. (2012). *ANALISI SISMICA NON LINEARE DI TELAI IN C.C.A. CON TAMPONAMENTI*. Università degli Studi di Bologna.
- Sánchez, T. A. (1995). Diseño y construcción de estructuras de mampostería. *México. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Feb. 1995. México, DF MX*.
- Tomažević, M., & Klemenc, I. (1997). Seismic behaviour of confined masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(10), 1059–1071.
- Tomažević, M., Lutman, M., & Petković, L. (1996). Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation. *Journal of Structural Engineering*.
- Turnšek, V., & Čačovič, F. (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. In *Proceedings of the 2nd international brick-masonry conference. British Ceramic Society, Stoke-on-Trent* (pp. 149–156).
- Vázquez, T. C., & Barrios, H. H. (2013). Resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada. *Ingeniería*, 17(3), 179–190.
- Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K. T., Wangdi, R., & Oshikata, A. (2004). Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper*. Citeseer.



Anexo

Arquitectos:		Julio Pintado (Prof. Urbanismo)	Rómulo Cabrera (Historiador)	Marcelo Vásquez (Prof. Construcciones)		
Casa	Largo	10 a 15	12	-		
	Ancho	9 a 12	10	-		
Alturas	h 1ª nivel	2.7 a 3	2.4 a 2.7	2.7		
	h 2º nivel	2.7 a 3	2.4 a 2.7	2.7		
Techo	Pendiente	25%	36%	40%		
	# Aguas	2 o 4	2 o 4	2 o 4		
Material	Entrepiso	Madera	Madera	Hormigón o Madera		
	Techo	tejas	tejas	eternit		
	Ladrillo	Panelón mediano	Panelón mediano	panelón mediano (14x28x8)		
	Mortero	1:3:w	1:3:w	1:3:w		
Pared de Frente (10 a 12 m)	Confinamiento	Ubicación columnas	cuatro columnas equidistantes tres vanos	cuatro columnas equidistantes tres vanos	-	
		Dim. Columnas	20X20	ancho de pared	15x20	
		As columna	4 ø de10	4 ø de12	viga V5 (4 ø de 9)	
		As Viga	4 ø de10	6 ø de10	viga V5 (4 ø de 9)	
		F'c	180	180	140	
	Ventanas	#	4 (2 para cada piso)	4 (2 para cada piso)	-	
		Dimensiones	2.4x1.2	(mitad vano)x1.10	-	
		Ubicación	centradas en vanos exteriores a 0.95 del piso	centradas en vanos exteriores a 0,9 del piso	centradas en vanos a 0,9 del piso	
	Puertas	#	2 (1 para cada piso)	2 (1 para cada piso)	2 si es que tienen balcón	
		Dimensiones	1piso (2x2.2) 2piso (1x2.2)	1piso (1.2x2.1) 2piso (0.9x2.1)	1piso (1.2x2.1) balcón (0.9x2.1)	
		Ubicación	centrada en vano central	centrada en vano central	-	
	Pared Lateral	Confinamiento	Ubicación columnas	C/3m	C/3m	-
			As columna	4 ø de10	4 ø de12	viga V5 (4 ø de 9)
			As Viga	4 ø de10	6 ø de10	viga V5 (4 ø de 9)
F'c			180	180	140	
# Ventanas		no tiene	no tiene	-		
# Puertas		no tiene	no tiene	-		