

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Prácticas de análisis y diseño sismo-resistente de muros de
mampostería no estructural de hormigón y arcilla**

Proyecto de investigación

Oswaldo Xavier Espinosa Jarrín

Ingeniería civil

Trabajo de titulación presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 21 de diciembre de 2018

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE CIENCIAS E INGENIERÍAS

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Prácticas de análisis y diseño sismo-resistente de muros de mampostería
no estructural de hormigón y arcilla**

Oswaldo Xavier Espinosa Jarrín

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Juan Carlos Pantoja Moyano, Msc. en
Ingeniería Civil

Firma del profesor

Quito, 21 de diciembre de 2018

Derechos de Autor

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante: _____

Nombres y apellidos: Oswaldo Xavier Espinosa Jarrín

Código: 00116649

Cédula de Identidad: 1718138124

Lugar y fecha: Quito, 21 dediciembre de 2018

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación es dedicado a mi familia, quienes me han acompañado en cada momento y meta que me he propuesto. A mi madre, quien siempre me ha brindado su amor incondicional y sus consejos inspirándome a nunca rendirme. A mi padre por forjar mi carácter y enseñarme que el estudio es el mejor regalo que uno puede recibir. A mis dos hermanos por inspirarme y animarme con todas las risas que hemos compartido.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Ing. Juan Carlos Pantoja, quien fue el director del presente trabajo de titulación, por los conocimientos brindados durante la realización de este documento.

RESUMEN

Los muros de mampostería no estructural de hormigón y arcilla son elementos cuyo diseño y modelación es de gran importancia en el comportamiento estructural de los edificios. La presente investigación busca recopilar información acerca del diseño y modelación de estos elementos, con el fin de que sean capaces de soportar cargas laterales sin colapsar o perjudicar a los elementos del pórtico que los rodea. Para esto, se ha tomado en consideración la información brindada en varias normas, códigos y publicaciones. Además, se presentan varios muros de mampostería no estructural modelados haciendo uso de los métodos investigados y se los compara.

ABSTRACT

Concrete and clay non-structural masonry walls are elements whose design and modelling are of great importance in the structural building's behavior. This investigation seeks to gather information about the design and modelling of these elements, so that they can support lateral loads without collapsing or damaging the elements of the frame that surrounds it. For this purpose, the information provided in various standards, codes and publications has been taken into consideration. In addition, several non-structural masonry walls modelled using the investigated methods are presented and compared.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS.....	11
ÍNDICE DE FIGURAS.....	13
INTRODUCCIÓN	15
ANTECEDENTES.....	16
GENERALIDADES.....	17
1. Mampostería no estructural.....	17
2. Mampuestos de hormigón	17
2.1. Ensayos para mampuestos de hormigón	18
2.1.1. Dimensiones.....	18
2.1.2. Aspectos visuales	19
2.1.3. Absorción, densidad y otros.....	19
2.1.4. Resistencia a la compresión simple	19
3. Mampuestos de ladrillo	20
3.1. Ensayos para mampuestos de ladrillo:	21
3.1.1. Resistencia a compresión:.....	21
3.1.2. Resistencia a flexión	21
3.1.3. Absorción de humedad	22
4. Mortero de Pega	22
4.1. Ensayos para mortero de pega:	24
4.1.1. Adherencia	24
4.1.2. Resistencia a compresión.....	25
5. Modos de falla de muros de mampostería	25
5.1. Falla por flexión.....	25
5.2. Falla de corte por deslizamiento	25
5.3. Falla de corte.....	25
5.4. Falla de aplastamiento por compresión diagonal.....	26
6. Patologías	26
6.1. Arriostamiento de pórticos estructurales con mampostería no estructural.....	26
6.2. Falta de juntas al combinar elementos estructurales y no estructurales.....	27
6.3. Implementación de pórticos parcialmente rellenos con muros de mampostería no estructural.....	27
6.4. No anclar elementos de fachada contra fuerzas horizontales	27
Diseño y modelación de muros de mampostería no estructural	28
1. Diseño y modelación según el TMS 402/602 (2011): Building Code Requirements for Masonry Structures	28
1.1. Generalidades.....	28
1.1.1. Propiedades de los mampuestos.....	28
1.1.2. Cambios volumétricos de los mampuestos	28
1.2. Muros de mampostería no estructural	29
1.2.1. Resistencia requerida	29
1.2.2. Resistencia de diseño	29
1.3. Muros de mampostería no estructural no participantes	30
1.3.1. Juntas de aislamiento en plano para muro de mampostería no estructural.....	30
1.3.2. Diseño de los muros de mampostería no estructural para cargas fuera del plano	30

1.4. Diseño de resistencia de mampostería no estructural	30
1.4.1. Criterio de diseño	30
1.4.2. Resistencia axial y a flexión de los muros de mampostería no estructural.....	30
1.5. Muros de mampostería no estructural participantes	34
1.5.1. Requerimientos de las conexiones en plano para muros de mampostería no estructural participantes.	34
1.5.2. Requerimientos de las conexiones fuera del plano para muros de mampostería no estructural participantes.	35
1.5.3. Diseño de muros de mampostería no estructural participantes para fuerzas en el plano.....	35
1.5.4. Diseño de elementos del pórtico con muros de mampostería no estructural participante para cargas en el plano.	36
1.5.5. Diseño de los muros no estructurales participantes para fuerzas fuera del plano	36
2. Diseño y modelación según el FEMA 273 (1997): Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.	37
2.1. Generalidades.....	37
2.2. Criterios para muros de mampostería no estructural en el plano	38
2.2.1. Rigidez	38
2.2.2. Criterio de aceptación de resistencia.....	39
2.2.3. Criterio de aceptación de deformaciones	40
2.3. Criterios para muros de mampostería no estructural fuera del plano	42
2.3.1. Rigidez	42
2.3.2. Criterio de aceptabilidad de resistencia	43
2.3.3. Criterios de aceptabilidad de deformación	44
3. Diseño y modelación según el Eurocódigo 8 (2004): Design of Structures for Earthquake Resistance	46
3.1. Generalidades.....	46
3.2. Elementos no estructurales	46
3.2.1. Verificación.....	46
3.3. Criterios para pórticos con muros de mampostería no estructural.....	48
3.3.1. Requerimiento y criterios.....	48
3.3.2. Irregularidades producidas por los muros de mampostería	48
3.3.3. Irregularidades en el plano.....	50
3.3.4. Irregularidades en elevación	51
3.4. Requisitos adicionales.....	51
4. Modelación de muros de mampostería no estructural según Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015)	53
4.1. Generalidades.....	53
4.2. Macro modelación	53
4.3. Modelos de puntal simple vs múltiple	56
5. Macro-modelo para análisis de pórticos con muros de mampostería no estructural con aberturas y cargas verticales, propuesto por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015)	57
5.1. Generalidades.....	57
5.2. Modelo propuesto y determinación para muros.....	57
5.3. Modelo propuesto considerando efectos causados por las aberturas y las cargas verticales	60
Aplicación	62

1. Modelación según el TMS 402/602 (2011): Building Code Requirements for Masonry Structures	65
2. Modelación según el FEMA 273 (1997): Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.	65
3. Modelación según Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015).....	66
4. Modelación según Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015).....	66
Resultados de modelación	68
Conclusiones	71
Recomendaciones	73
Referencias Bibliográficas.....	74

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Listado de sismos destructivos ocurridos en Ecuador ordenados por M_w , asociados al fenómeno de subducción (Instituto Geofísico del Ecuador., Escuela Politécnica Nacional, s/f).....	15
Tabla 2. Clasificación de bloques de hormigón de acuerdo con su uso (NTE INEN 3066, 2016).	17
Tabla 3. Clasificación de bloques de hormigón por densidad (NTE INEN 3066, 2016).	17
Tabla 4. Dimensiones modulares y nominales de los bloques de hormigón (NTE INEN 3066, 2016).	18
Tabla 5. Resistencia neta mínima a compresión en bloques de hormigón (NTE INEN 3066, 2016).	20
Tabla 6. Clasificación de ladrillos cerámicos (NTE INEN 297, 2014).	20
Tabla 7. Dimensiones modulares normales de ladrillos cerámicos (NTE INEN 317, 2014). ..	20
Tabla 8. Resistencias mecánicas y absorción de humedad que deben cumplir los ladrillos cerámicos (NTE INEN 297, 2014).	21
Tabla 9. Calificación de morteros de mampostería por su uso (NTE INEN 2 518, 2010).	22
Tabla 10. Especificación por dosificación (NTE INEN 2 518, 2010).	23
Tabla 11. Especificación por propiedades (NTE INEN 2 518, 2010).	23
Tabla 12. Módulo de ruptura, f_r psi (kPa) (TMS 402/602, 2011).	31
Tabla 13. Factores m para muros mampostería no estructural (FEMA 273, 1997).	40
Tabla 14. Relaciones fuerza-deflexión simplificadas para muros de mampostería no estructural (FEMA 273, 1997).	41
Tabla 15. Relación h_{inf}/t_{inf} máxima de los muros de mampostería no estructural para la cual no se necesita un análisis fuera del plano (FEMA 273, 1997).	42
Tabla 16. Relaciones h/t permisibles para muros de mampostería no estructural fuera del plano (FEMA 273, 1997).	43
Tabla 17. Coeficiente χ para el cálculo de fuerzas de muros fuera del plano (FEMA 273, 1997).	44
Tabla 18. Valores de λ_2 dependiendo de esbeltez (FEMA 273, 1997).	44
Tabla 19. Factor de comportamiento de elementos no estructurales (Eurocode 8, 2004).	47
Tabla 20. Factor de importancia de elementos no estructurales (Eurocode 8, 2004).	47
Tabla 21. Detallamiento de estribos en las columnas sísmicas principales de hormigón de alta ductilidad (Eurocode 8, 2004).	50
Tabla 22. Expresiones propuestas para el cálculo de w/d , ordenadas cronológicamente (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015).	54
Tabla 23. Datos asumidos para los elementos del pórtico utilizados en los diferentes modelos.	62

Tabla 24. Datos asumidos para el muro de mampostería no estructural de bloque de hormigón en los diferentes modelos.....	62
Tabla 25. Relaciones ancho-longitud de diagonal, w/d, obtenidos de los diferentes modelos considerando una altura constante igual a 99 in.	63
Tabla 26. Rigideces de los modelos para diferentes valores de la relación altura-longitud del muro, normalizadas para las obtenidas mediante el TMS 402/602 (2011).....	69
Tabla 27. Cortante en columnas obtenido de los modelos, normalizadas para la obtenida en el TMS 402/602 (2011).	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Dimensiones de bloques de hormigón (NTE INEN 3066, 2016).....	18
Figura 2. Falla por flexión en muro de mampostería no estructural (Masias, 2002).....	25
Figura 3. Falla por deslizamiento en muro de mampostería no estructural (Masias, 2002). ...	25
Figura 4. Falla por cortante en muro de mampostería no estructural (Masias, 2002).	26
Figura 5. Falla por aplastamiento por compresión diagonal en muro de mampostería no estructural (Astroza & Schmidt, 2004).	26
Figura 6. Consecuencia de arriostrar pórticos con muros de mampostería no estructural (Bachmann, 2003).....	27
Figura 7. Muro de mampostería no estructural aislado del pórtico mediante junta de aislamiento (Bachmann, 2003).	27
Figura 8. Efecto de columna corta en pórticos parcialmente rellenos con muros de mampostería no estructural (Bachmann, 2003).	27
Figura 9. Anclaje de muros de fachadas contra fuerzas horizontales, a) insuficiente, b) correcto (Bachmann, 2003).....	28
Figura 10. Diagrama de interacción para elementos de mampostería no estructural (TMS 402/602, 2011).	32
Figura 11. Relación de esfuerzos de segundo orden y esfuerzos de primer orden (TMS 402/602, 2011).	34
Figura 12. Observación de las resistencias predichas para muros de mampostería no estructural cargados fuera del plano (TMS 402/602, 2011).	37
Figura 13. Relación fuerza-deformación idealizada para muros de mampostería no estructural (FEMA 273, 1997).....	42
Figura 14. Macro modelo adaptado de: c) Crisafulli et al. (2000) y d) Amato et al. (2008) ...	54
Figura 15. Modelo desarrollado por Kadysiewskil y Mosalam (2009)	54
Figura 16. Variación de la relación w/d con respecto a las rigideces relativas λh y λ^* (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015).....	55
Figura 17. Modelo formulado por Crisafulli (1997); Crisafulli y Carr (2007); y Smyrou et al. (2011) (como se cita en Tarque, Candido, Camata & Spacone, 2015).....	56
Figura 18. Nomenclatura empleada para el modelo, a) muro de mampostería no estructural con abertura, b) Macro-modelo (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).....	58
Figura 19. Descomposición de un macro-modelo en dos esquemas basados en los principios de superposición, b) Modelo simplificado del pórtico arriostrado por el puntal, c) Esqueleto del pórtico (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).....	58
Figura 20. Incremento de longitud de contacto dependiendo del tamaño de su abertura en muros cuadrados, $l/h=1$ (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).	60
Figura 21. Incremento de longitud de contacto dependiendo del tamaño de su abertura en muros rectangulares $l/h=2$ (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).	60

Figura 22. Valores asumidos para k_y variando con respecto a λ^* considerando las relaciones de apertura y las cargas verticales (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015)...61	
Figura 23. Variación de la relación ancho-longitud diagonal del puntal diagonal equivalente dependiendo de la relación altura-longitud del muro.64	
Figura 24. Modelación de puntales diagonales equivalentes mediante ETABS 2016, extruidos.....68	
Figura 25. Modelación de puntales diagonales equivalentes mediante ETABS 2016.69	
Figura 26. Relación entre rigideces de los diferentes modelos, normalizadas para la obtenida en el TMS 402/602 (2011).69	

INTRODUCCIÓN

La mampostería no estructural es un sistema que consiste en la colocación de bloques de hormigón o arcilla unidos con mortero entre sí, con el fin de generar paredes divisorias resistentes y duraderas. Este sistema es el más empleado actualmente debido a que presenta varias ventajas, tanto a nivel económico como constructivo. La principal ventaja es la reducción del peso de los muros en comparación a muros de hormigón armado. Al reducir peso, se logra disminuir la masa sísmica beneficiando la resistencia y el comportamiento del edificio en presencia de un sismo; lo cual es importante al momento de evitar daños estructurales y en la mampostería, que puedan significar la pérdida de vidas. Por otro lado, el hecho de reducir el peso de los muros representa una ventaja económica, ya que se necesita elementos estructurales (vigas y columnas) de menor tamaño.

Ecuador es un país con un historial sísmico extenso, contando con sismos de gran magnitud. Esto se debe a que se encuentra ubicado sobre la zona de subducción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Este país ha sido escenario de varios sismos que han terminado no solo con un gran número de infraestructuras, sino también han afectado a un gran número de poblaciones. A continuación, se presenta en la Tabla 1, los sismos más influyentes registrados por el Instituto Geofísico del Ecuador.

Tabla 1. Listado de sismos destructivos ocurridos en Ecuador ordenados por Mw, asociados al fenómeno de subducción (Instituto Geofísico del Ecuador., Escuela Politécnica Nacional, s/f).

Ubicación	Año	Magnitud (Mw)
Esmeraldas (Mompiche)	1906	8.80
Manabí (Pedernales)	1942	7.80
Manabí (Pedernales)	1958	7.80
Esmeraldas (San Lorenzo)	1979	8.10
Manabí (Pedernales)	2016	7.80

En secciones posteriores se analiza ciertos aspectos con respecto al sismo del 16 de abril del 2016. Este evento es importante, debido a que después de que este ocurra, se pudo identificar que un gran número de edificaciones que presentaban fallas tanto estructurales como en la mampostería, las cuales causaron su colapso.

El presente documento tiene como objetivo generar una guía para el diseño sismo-resistente de muros de mampostería no estructural en Ecuador. Por consiguiente, se estudia el comportamiento que tienen los muros divisorios de bloques de hormigón y de arcilla ante un sismo. Se estudia los efectos que estos elementos tienen sobre la estructura, considerando si estos aportan o no a la rigidez lateral. Además, se analizan los cambios en el centro de rigidez del edificio, y como evitar que este se vea afectado. Esto es de gran importancia, debido a que una alteración en el centro de rigidez del edificio significa la presencia de una excentricidad con el centro de masas; lo cual en presencia de fuerzas sísmicas provoca una torsión en la estructura.

ANTECEDENTES

El 16 de abril del 2016 en las costas del Ecuador tuvo lugar un sismo de magnitud 7,8 Mw cuyo epicentro se ubicó en el cantón Pedernales, el cual se encuentra ubicado en la provincia de Manabí. El Instituto Geofísico y la Escuela Politécnica Nacional (2016) afirman que este sismo se produjo a una profundidad de 20 km y se caracterizó por su mecanismo de falla inverso causado por la subducción entre la placa tectónica de Nazca y la placa tectónica Sudamericana. Además de la presencia de numerosas replicas frente a las costas de las provincias de Manabí y Esmeraldas.

El sismo tuvo una intensidad máxima de 9 EMS (Escala Macro-sísmica Europea) en las zonas de Pedernales y San José de Chamanga. Este valor refleja el colapso de muchas edificaciones vulnerables y el daño producido en edificaciones construidas por las normas técnicas (IGPEN, 2016). Varias instituciones evaluaron edificaciones ubicadas en las diferentes localidades afectadas por el sismo; las cuales mostraban algunas patologías y problemas estructurales como: fisuras en muros de mampostería, desprendimiento de mampostería, falta de arriostramiento en paredes, corte en las paredes, mampuestos mal colocados, corrosión en el acero de refuerzos, efectos de torsión en planta, flexibilidad en los edificios, masas en el último piso, piso blando, columna corta, fisuras en columnas y ausencia de criterio técnico al construir (Arévalo, y otros, 2017).

En definitiva, uno de los principales problemas que se presentó en la gran mayoría de las edificaciones afectadas fueron los daños excesivos en los muros de mampostería no estructural, provocados por malas prácticas constructivas y diseños erróneos. Radicando el problema en la falta de control sobre los mampuestos y extendiéndose hasta los daños provocados en el sistema de mampostería al tener que soportar carga lateral ejercida por los elementos estructurales debido a su flexibilidad (Arévalo, y otros, 2017).

GENERALIDADES

1. Mampostería no estructural

Los muros de mampostería no estructural son utilizados para separar espacios físicos en edificaciones, por lo que solo deben soportar cargas ejercidas por su peso propio (NTE INEN 3066, 2016). Además de que estos también actúan como aisladores térmicos, acústicos, ante la humedad y ante el fuego. No obstante, al momento de diseñar se debe asegurar su capacidad para resistir esfuerzos de compresión y corte producidos por la deformación de los elementos estructurales que los rodean.

Las normativas empleadas en diferentes países consideran la interacción de la mampostería no estructural con los elementos estructurales en la etapa de diseño y modelamiento. Estas consideraciones se tomaron en base a estudios y observaciones realizadas por especialistas acerca del comportamiento de edificaciones después de sismos de gran magnitud; donde se concluye que ante tales sucesos, la mampostería no estructural modifica el comportamiento de la estructura (Tasligedik, Pampanin, & Palermo, 2011). Además, se sabe que los sistemas de mamposterías sin acero de refuerzo en su interior son vulnerables ante acciones sísmicas. Esto se debe a que estos presentan un comportamiento frágil al exponerse a acciones cíclicas, por lo que se busca recurrir a otras estrategias para soportar tales acciones.

2. Mampuestos de hormigón

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) especifica que todo material de construcción debe cumplir con los requisitos del Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) o en la norma ASTM. Motivo por el cual se toma como referencia la normativa NTE INEN 3066 (2016), titulada “Bloques de Hormigón, requisitos y métodos de ensayo”. Esta norma dice que los bloques de hormigón se consideran huecos cuando el área neta de la superficie de carga de estos es menor que 75%. Además, esta los clasifica de acuerdo con el uso que se les otorga y de acuerdo con su densidad tal como se presenta en la Tabla 2 y 3.

Tabla 2. Clasificación de bloques de hormigón de acuerdo con su uso (NTE INEN 3066, 2016).

Clase	Uso
A	Mampostería estructural
B	Mampostería no estructural
C	Alivianamiento en losas

Tabla 3. Clasificación de bloques de hormigón por densidad (NTE INEN 3066, 2016).

Tipo	Densidad (kg/m ³)
Liviano	< 1680
Medio	1680 a 2000
Normal	>2000

Por otro lado, la NTE INEN 3066 especifica las dimensiones modulares y nominales que cualquier tipo de bloque de hormigón deben cumplir, las cuales se presentan en la Tabla 4 y

se identifican en la Figura 1. Adicionalmente, esta norma indica que los bloques Clase B deben cumplir con un espesor mínimo de tabiques y paredes de 13 mm. También exige que la tolerancia máxima para el largo, ancho y altura reales de estos debe ser de ± 3 mm de las medidas nominales respectivas.

Tabla 4. Dimensiones modulares y nominales de los bloques de hormigón (NTE INEN 3066, 2016).

Dimensiones modulares (Mn)			Dimensiones modulares (mm)			Dimensiones nominales (mm)		
Largo	Ancho	Altura	Largo	Ancho	Altura	Largo	Ancho	Altura
4	3	2	400	300	200	390	290	190
		2.5			250			2490
3	x	2	300	x	200	290	x	190
		1.5			150			140
2	1	1	100	100	100	190	90	90

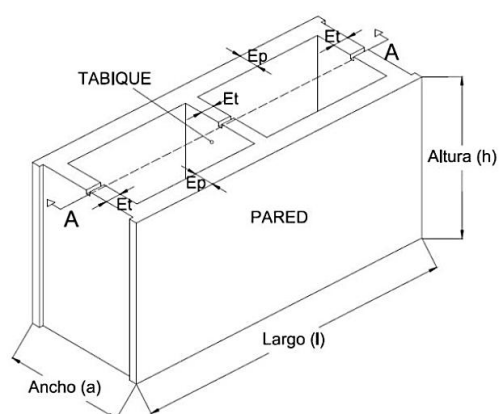


Figura 1. Dimensiones de bloques de hormigón (NTE INEN 3066, 2016).

2.1. Ensayos para mampuestos de hormigón

Con el fin de garantizar una buena calidad, los bloques de hormigón deben cumplir con los ensayos descritos en todos los Anexos correspondientes a la norma NTE INEN 3066 (2016). Los ensayos son de: dimensiones, aspectos visuales, absorción de agua y resistencia a compresión simple.

A continuación, se presenta una breve descripción de los ensayos.

2.1.1. Dimensiones

Este ensayo se encuentra ubicado en el Anexo B de la norma NTE INEN 3066 y consiste en la medición de las diferentes dimensiones de los bloques de hormigón con el fin de comprobar si cumplen ciertos requisitos. Para esto se toma como muestra tres bloques de hormigón sin defectos y se hace uso de micrómetros, reglas y calibradores para las mediciones. Las dimensiones medidas son las siguientes:

- El ancho en el centro del largo del bloque en la superficie de carga superior y en la superficie de carga inferior.
- La altura en el centro de largo del bloque, en cada una de las dos paredes.
- El largo en el centro de la altura de cada una de las paredes.
- El espesor más delgado de las paredes y de los tabiques, 12 mm por debajo de la superficie superior de la unidad.

Una vez obtenidos estos valores se prosigue a comparar los espesores registrados de las paredes opuestas. Si la diferencia es menor a 3 mm se calcula el espesor mínimo de la pared mediante el promedio de los datos respectivos tomados; mientras que si la diferencia es mayor de 3mm se considera el espesor mínimo de cara en el menor valor registrado. Se especifica que se debe medir el espesor de los tabiques de cada bloque con una aproximación de 0,1mm y calcular el promedio. Por último, con los valores de las medidas de las dimensiones antes especificadas se busca calcular el área de tabiques normalizada en cada unidad mediante la fórmula establecida en la norma.

2.1.2. Aspectos visuales

Este ensayo se encuentra descrito en el Anexo C de la norma NTE INEN 3066 y trata del análisis visual de la forma, textura y tonalidad de todos los bloques de hormigón que serán implementados. De esta forma se asegura que los bloques no cuenten con los siguientes defectos:

- Las dimensiones reales cumplan las tolerancias establecidas.
- Despostillados de diámetros mayor a 25mm en las caras.
- Fisuras con un ancho mayor a 0,5 mm y longitudes mayores a 25% de la altura modular de las caras.
- Roturas en las unidades.

2.1.3. Absorción, densidad y otros

Este ensayo se encuentra en el Anexo D de la norma NTE INEN 3066 y busca calcular la absorción, contenido de humedad, densidad, área promedio, área neta, espesor equivalente y el porcentaje sólido mediante fórmulas que dependen de la masa de la muestra al estar sumergida en agua, al estar saturada y al estar seca.

Para hallar la masa de la muestra sumergida se debe sumergir durante 24 horas tres bloques de hormigón en agua cuya temperatura debe estar entre 16°C y 27°C. Después se busca hallar la masa de las muestras saturadas por lo que se deja escurrir los bloques encima de una malla metálica durante 60 segundos \pm 5 segundos y se retira el agua visible con un pañuelo húmedo, este proceso se debe repetir cada 24 horas hasta que la diferencia entre dos resultados consecutivos sea inferior al 0,2%. Por último, se secan los bloques en un horno ventilado con una temperatura entre 100 °C y 115°C para medir la masa de la muestra seca, de igual manera se pesan los bloques cada 24 horas hasta que la diferencia entre dos resultados consecutivos sea inferior al 0,2%.

2.1.4. Resistencia a la compresión simple

Este ensayo se encuentra en el Anexo E de la norma NTE INEN 3066 y busca hallar la resistencia a compresión simple de tres bloques de hormigón. Estos bloques deben encontrarse por 48 horas en un ambiente con humedad relativa inferior al 80% y a una temperatura de 24°C \pm 8°C. Al momento de colocar el bloque en la máquina, se debe procurar que este se encuentre en posición vertical y que su centroide coincida con el centro de aplicación de carga del elemento. La carga debe ser aplicada a una velocidad uniforme de

tal manera que la carga restante se aplique cada 1 minuto y 2 minutos. Por último, se obtiene la resistencia ante esfuerzo de compresión simple en área bruta y en área neta.

Este ensayo es el más relevante, motivo por el cual la norma NTE INEN 3066 (2016) indica las resistencias netas mínimas a compresión simple, las cuales se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Resistencia neta mínima a compresión en bloques de hormigón (NTE INEN 3066, 2016).

Descripción	Resistencia neta mínima a la compresión simple (MPa)
	Clase B (Mampostería no estructural)
Promedio de 3 bloques	4,0
Por bloque	3,5

3. Mampuestos de ladrillo

Los ladrillos son unidades de mampostería de arcilla moldeada y cocida. Para su clasificación se toma como referencia la norma NTE INEN 297 (2014) ya que está indica que los ladrillos cerámicos se clasifican en huecos o macizos, pero también se dividen en diferentes tipos según sus características. En la Tabla 6 se presenta una breve descripción de los diferentes tipos de ladrillos cerámicos.

Tabla 6. Clasificación de ladrillos cerámicos (NTE INEN 297, 2014).

Ladrillos cerámicos macizos	Tipo A	Ladrillo prensado de color rojizo con ángulos y aristas rectas. Sin manchas, eflorescencia, quemados ni desconchados aparentes.
	Tipo B	Ladrillo de máquina de color rojizo con ángulos y aristas rectas. Puede tener pequeñas imperfecciones en sus caras exteriores, variaciones en rectitud de aristas hasta de 5 mm
	Tipo C	Ladrillo semejante al tipo B, más puede ser fabricado a mano. Puede tener imperfecciones en sus caras exteriores, variaciones en rectitud de aristas hasta de 8 mm
Ladrillos cerámicos huecos	Tipo D	Ladrillo de máquina de color rojizo con ángulos y aristas rectas. Empleado para muros soportantes, tabiques divisorios no soportantes y relleno de losas alivianadas de hormigón armado.
	Tipo E	Ladrillo de máquina de color rojizo con ángulos y aristas rectas. Empleado únicamente en tabiques divisorios no soportantes y relleno de losas alivianadas de hormigón armado.
	Tipo F	Ladrillo de máquina de color rojizo con ángulos y aristas rectas. Empleados únicamente en relleno de losas alivianadas de hormigón armado.

Por otro lado, la norma NTE INEN 317 (2014) especifica las dimensiones modulares normales de los ladrillos cerámicos, estas dimensiones se presentan en la Tabla 7. Además, esta norma indica que la dimensión de la junta es menor o igual a 10mm.

Tabla 7. Dimensiones modulares normales de ladrillos cerámicos (NTE INEN 317, 2014).

Largo	Ancho	Profundidad
-------	-------	-------------

2M	x	1M	x	1M
3M	x	1,5M	x	1M
4M	x	2M	x	1M
5M	x	2,5M	x	2M

Los ladrillos cuentan con varias normas que buscan explicar los ensayos usados para medir su resistencia a compresión, resistencia flexión y absorción de humedad (NTE INEN 297, 2014). En la Tabla 8 se presentan las resistencias mecánicas y la absorción de humedad que deben cumplir los ladrillos cerámicos.

Tabla 8. Resistencias mecánicas y absorción de humedad que deben cumplir los ladrillos cerámicos (NTE INEN 297, 2014).

Tipo de ladrillo	Resistencia mínima a compresión MPa		Resistencia mínima a flexión MPa	Absorción máxima de humedad %
	Promedio de 5 unidades	Individual	Promedio de 5 unidades	Promedio de 5 unidades
Tipo A	25	20	4	16
Tipo B	16	14	3	18
Tipo C	8	6	2	25
Tipo D	6	5	4	16
Tipo E	4	4	3	18
Tipo F	3	3	2	25

3.1. Ensayos para mampuestos de ladrillo:

Los mampuestos de ladrillo deben cumplir con los ensayos descritos en sus correspondientes normas. Los ensayos son de: resistencia a compresión, resistencia a flexión y absorción de humedad. A continuación, se presenta una breve descripción de los ensayos.

3.1.1. Resistencia a compresión:

Con el fin de medir esta característica de los ladrillos cerámicos se utiliza la norma NTE INEN 294 (1977), ya que esta describe el ensayo respectivo. Esta norma indica que se debe utilizar cualquier máquina de compresión que cuente con un plato con rotula de segmento esférico. Para este ensayo se utiliza cinco ladrillos secos y enteros de los cuales se toma la mitad de cada uno para ser ensayada, teniendo en cuenta que estas deben tener caras planas y paralelas. Al momento del ensayo las muestras deben ser centradas con respecto a la rótula asegurándose de que la carga se ejerza en dirección de su menor dimensión. La máquina debe aplicar las cargas con una velocidad cualquiera hasta la mitad de la carga máxima probable; mientras que la carga restante se debe aplicar gradualmente en un intervalo de tiempo entre un minuto a dos minutos. Finalmente se calcula la resistencia a compresión al obtener la carga aplicada y el área donde se la aplicó.

3.1.2. Resistencia a flexión

Esta propiedad es medida haciendo uso de la norma NTE INEN 295 (2014), la cual describe el ensayo respectivo. Esta norma indica que se puede utilizar cualquier maquina empleada para ensayos a flexión, la cual debe tener apoyos con longitud de por lo menos el ancho de la muestra y que aseguren un contacto total con ella. El ensayo requiere de cinco ladrillos secos, enteros y sin defectos. La muestra debe ser colocada tomando su cara mayor sobre los apoyos y asegurándose de que exista una separación de 15 cm entre los apoyos. Al momento del ensayo se coloca la pieza superior en el centro de la luz y se prosigue a aplicar la carga a una velocidad no mayor a 1,5 mm por minuto hasta la rotura de la muestra. Finalmente, se encuentra la resistencia a flexión con los datos obtenidos y mediante ecuaciones descritas en la norma.

3.1.3. Absorción de humedad

El ensayo respectivo para medir esta propiedad se encuentra descrito en la norma NTE INENE 296 (2015). Para este ensayo se necesita cinco ladrillos cerámicos como muestras. La norma indica que primero se debe obtener la masa constante del ladrillo, para esto se lo debe secar en una estufa a 110°C y después dejarlo enfriar a temperatura ambiente. Después se prosigue a encontrar el peso de la muestra parcialmente saturado, para esto se debe sumergir la muestra en el agua destilada a una temperatura de 15°C a 30°C durante 24 horas y después se lo seca con una toalla húmeda para pesarlo. Finalmente, con los datos obtenidos se calcula el porcentaje de absorción de humedad.

4. Mortero de Pega

El mortero de pega es una mezcla de conglomerados inorgánicos, áridos, agua y en algunos casos aditivos (NEC, 2015). Este tiene como principal función adherir las unidades de mampostería entre sí, con el fin de que estas trabajen de forma integral y otorgar ciertas características deseadas. La norma NTE INEN 2518 (2010) establece dos especificaciones para la elaboración de morteros utilizados en construcción, los cuales son: por dosificación y por propiedades. Los morteros elaborados de acuerdo con las especificaciones por dosificación deben seguir las cantidades de manera precisa; mientras que los elaborados de acuerdo con las especificaciones por propiedades deben ser determinados mediante ensayos de laboratorio. Ambas especificaciones se presentan a continuación en la Tabla 10 y Tabla 11.

Tabla 9. Calificación de morteros de mampostería por su uso (NTE INEN 2 518, 2010).

Ubicación	Segmento de construcción	Tipo de Motero	
		Recomendado	Alternativo
Exterior, por encima del terreno	Muro portante	N	S ó M
	Muro no portante	OB	N ó S
	Antepecho	N	S
Exterior, por encima del nivel de terreno	Muro de cimentación, pared de retención, pozos de inspección, desagües, pavimentos, caminos y patios.	SC	M ó NC
Interior	Muro portante	N	S ó M
	Tabiques no portantes	O	N
Interior o exterior	Reparación o acabado	Apéndice X	Apéndice X

B Mortero usado cuando la mampostería no tiene riesgo de congelación, cargas laterales o de cargas

por vientos fuertes.

C La mampostería expuesta al ambiente vulnerable a la intemperie.

Tabla 10. Especificación por dosificación (NTE INEN 2 518, 2010).

Mortero	Tipo	Dosificaciones por volumen (materiales cementantes)							Relación de áridos (medidos en condición húmeda suelta)	
		Cemento portland o cemento compuesto	Cemento para mortero			Cemento para mampostería				Cal hidratada
			M	S	N	M	S	N		
Cemento y cal	M	1	-	-	-	-	-	-	0,25	No menos de 2,25 y no más que 3 veces la suma de los volúmenes separados de materiales cementantes
	S	1	-	-	-	-	-	-	0,25 a 0,5	
	N	1	-	-	-	-	-	-	0,5 a 2,25	
	O	1	-	-	-	-	-	-	-	
Cemento	M	1	-	-	1	-	-	-	-	
	M	-	1	-	-	-	-	-	-	
	S	0,5	-	-	1	-	-	-	-	
	S	-	-	1	-	-	-	-	-	
	N	-	-	-	1	-	-	-	-	
Cemento para mampostería	O	-	-	-	1	-	-	-	-	
	M	1	-	-	-	-	-	1	-	
	M	-	-	-	-	1	-	-	-	
	S	0,5	-	-	-	-	-	1	-	
	S	-	-	-	-	-	1	-	-	
	N	-	-	-	-	-	-	1	-	
	O	-	-	-	-	-	-	1	-	

Tabla 11. Especificación por propiedades (NTE INEN 2 518, 2010).

Mortero	Tipo	Resistencia Promedio a la compresión a 28 días, min, (Mpa)	Retención de agua, % min	Contenido de aire, % mix	Relación de áridos (medidos en condición húmeda, suelta)
Cemento y cal	M	17,2	75	12	No menos que 2,25 y no más que 3,5 veces los volúmenes separados de materiales cementantes
	S	12,4	75	12	
	N	5,2	75	14C	
	O	2,4	75	14C	
Cemento para mortero	M	17,2	75	12	
	S	12,4	75	12	
	N	5,2	75	14C	
	O	2,4	75	14C	
Cemento para mampostería	M	17,2	75	18	
	S	12,4	75	18	
	N	5,2	75	20D	
	O	2,4	75	20D	

C, cuando refuerzo estructural está embebido en un mortero de cemento y cal, el contenido

máximo de

aire es de 12 %.

D, cuando refuerzo estructural está embebido en un mortero de cemento con mampostería, el contenido

máximo de aire es de 18 %

Por otro lado, en la norma NTE INEN 2 518 (2010) se describe las propiedades que el mortero presenta al encontrarse en estado plástico y en estado endurecido. Las propiedades del mortero al estar en estado plástico son: trabajabilidad, flujo, retención de agua y características de endurecimiento. Mientras que sus propiedades al encontrarse en estado endurecido son: adherencia, resistencia a compresión, extensibilidad y durabilidad. No obstante, muchas estas propiedades no se pueden definir cuantitativamente, por lo que carecen de normas y ensayos para su medición (NTE INEN 2 518, 2010). Motivo por el cual se describirá a continuación las normas de las propiedades cuantificables más importantes, las cuales son: la adherencia por flexión y la resistencia a compresión.

4.1. Ensayos para mortero de pega:

Al igual que los mampuestos, el mortero de pega deben cumplir con ensayos descritos en las normas correspondientes. Los ensayos son de: Adherencia y resistencia a compresión simple. A continuación, se presenta una breve descripción de los ensayos.

4.1.1. Adherencia

Esta propiedad es la más importante al momento de decidir qué tipo de mortero utilizar (NTE INEN 2 518, 2010). Esto se debe a que el mortero comúnmente falla en su adherencia por su menor resistencia a tracción y a compresión. La norma NTE INEN 2 518 (2010) hace una breve descripción de varias normas utilizadas para medir la adherencia optima del mortero, cuyas propiedades deben ser compatibles con la unidad de mampostería. Las normas descritas son: ASTM C 952, ASTM C 1 072, ASTM C 1 357, ASTM E 518 y ASTM E 72. La norma ASTM C 952 busca determinar la resistencia a la adherencia por flexión del mortero haciendo uso de prismas contruidos con mampostería hueca; y también presenta el método de ensayo por tensión directa de especímenes contruidos con unidades de mampostería sólida mediante un ensamble de ladrillos unidos. La norma ASTM C 1 072 busca determinar la resistencia a la adherencia por flexión de unidades de mampostería huecas y solidas contruidas en prismas, donde se ensayan las juntas por adherencia a tracción. La característica principal de esta es que proporciona más información haciendo uso de menos material. La norma ASTM C 1 357 contiene la norma ASTM C 1 072 pero utiliza dos métodos para encontrar la resistencia del mortero. El primer método compara la resistencia a la adherencia usando prismas elaborados con unidades de mampostería de hormigón sólidas y elaboradas en el laboratorio; mientras que el segundo método evalúa la resistencia por adherencia de una combinación unidad-mortero realizadas en campo. La norma ASTM E 518 se determina la resistencia a flexión al ensayar prismas de mampostería como vigas simplemente apoyadas, con la condición de que las juntas individuales no estén cargadas. Por último, en la norma ASTM E 72 se ensaya la resistencia a flexión de paredes de mampostería aplicando una carga lateral uniforme o una carga puntual al espécimen, las resistencias resultantes pueden ser correlacionados con la resistencia a la adherencia por flexión de mamposterías de hormigón de acuerdo con lo establecido en las normas ASTM C 1 072 y ASTM E 518.

4.1.2. Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión del mortero se puede tomar en cuenta para decidir cual utilizar, debido a que esta propiedad es fácil de medir y suele estar relacionada con la resistencia a tracción y la absorción del mortero (NTE INEN 2 518, 2010). Esta propiedad del mortero está relacionada directamente con la relación agua-cemento y el contenido de cemento. La norma NTE INEN 2518 (2010) indica que la resistencia a compresión del mortero se puede determinar mediante ensayos descritos en la norma ASTM C 780, donde se utilizan cubos de mortero de 50 mm de lado.

5. Modos de falla de muros de mampostería

Los muros de mampostería no estructural tienden a fallar de diferentes maneras debido a que presentan limitaciones en su resistencia ante acciones sísmicas. Principalmente esto se debe a que presentan una baja capacidad a tracción y un comportamiento frágil al agrietarse (Astroza & Schmidt, 2004).

5.1. Falla por flexión

Se presenta al generarse esfuerzos de tracción importantes en las columnas de confinamiento causando que su acero de refuerzo longitudinal fluya. Esto provoca una falla de compresión por flexión en el talón comprimido del muro, como se muestra en la Figura 2 (Astroza & Schmidt, 2004).

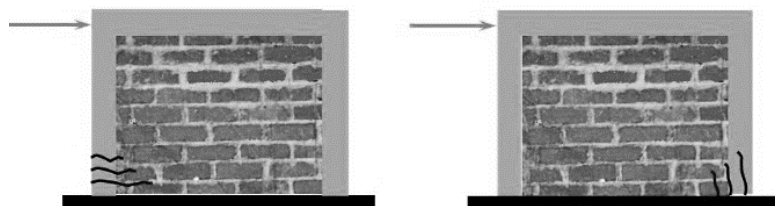


Figura 2. Falla por flexión en muro de mampostería no estructural (Masias, 2002).

5.2. Falla de corte por deslizamiento

Esta consiste en un efecto de columna corta producido por el deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero. Este deslizamiento es causado por una falla de adherencia por corte de la junta, como se muestra en la Figura 3 (Astroza & Schmidt, 2004).

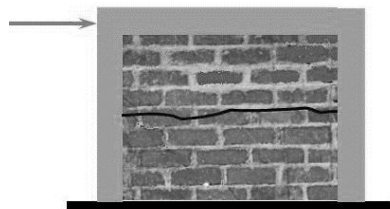


Figura 3. Falla por deslizamiento en muro de mampostería no estructural (Masias, 2002).

5.3. Falla de corte

En esta se presenta un agrietamiento diagonal en el muro de mampostería provocado por los esfuerzos de tracción diagonales. Por lo que se busca evitar la propagación de este agrietamiento hacia los elementos de confinamiento (Figura 4), motivo por el cual se refuerza sus zonas críticas (Astroza & Schmidt, 2004).

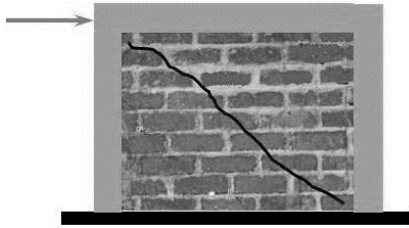


Figura 4. Falla por cortante en muro de mampostería no estructural (Masias, 2002).

5.4. Falla de aplastamiento por compresión diagonal

Esta es generada por los grandes esfuerzos de compresión en las esquinas de los muros de mampostería no estructural. Estos esfuerzos son producto del efecto de puntal que se produce cuando se separa el muro de mampostería de los elementos de confinamiento, como se describe en la Figura 5 (Astroza & Schmidt, 2004).

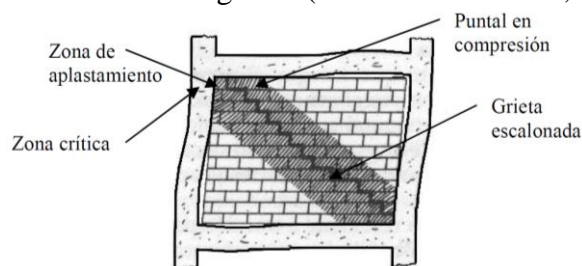


Figura 5. Falla por aplastamiento por compresión diagonal en muro de mampostería no estructural (Astroza & Schmidt, 2004).

6. Patologías

La mala práctica constructiva de los muros de mampostería no estructural puede provocar cualquiera de los diferentes modos de falla causando el colapso del elemento. Dichas patologías son descritas por Bachman (2003) de la siguiente manera:

6.1. Arriostamiento de pórticos estructurales con mampostería no estructural

Esta patología se debe a que los pórticos estructurales son diseñados para ser relativamente flexibles y dúctiles; y su deformación causa esfuerzos en el muro de mampostería no estructural causando que se destruyan debido a su rigidez y fragilidad (Figura 6).

Este tipo de patología se divide en dos diferentes casos. El primer caso se ocasiona cuando las columnas son más fuertes que el muro, causando que este se destruya completamente y se desprenda. Mientras que el segundo caso se ocasiona cuando las columnas son más débiles que el muro, provocando esfuerzos cortantes que pueden llegar a provocar el colapso de las columnas (Bachmann, 2003).

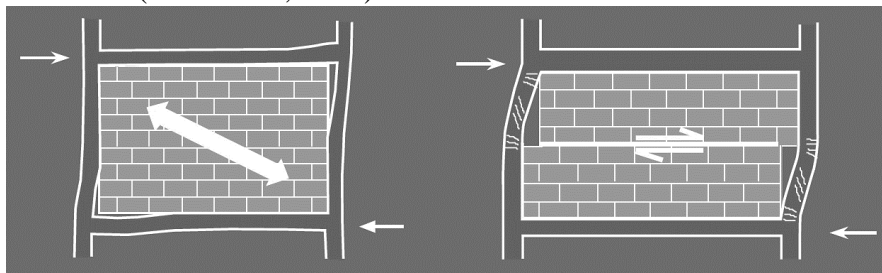


Figura 6. Consecuencia de arriostrar pórticos con muros de mampostería no estructural (Bachmann, 2003).

6.2. Falta de juntas al combinar elementos estructurales y no estructurales

El no tener juntas entre el pórtico y el muro contenido en su interior (divisorio o de fachada) provoca que ambos interactúen ante un sismo. Esto causa daños en ambos elementos, aun cuando el sismo sea de baja magnitud, debido a la vulnerabilidad que los elementos no estructurales presentan. Motivo por el cual estas juntas deben contar con un espesor específico y ser rellenas con un material muy flexible a prueba de sonido (Figura 7). Teniendo en cuenta que el espesor de las juntas depende de la rigidez de la estructura y de la deformación esperada de los muros divisorios. Además, con el fin de evitar esta patología los nuevos modelos matemáticos de estructuras deben considerar la rigidez de la estructura y la capacidad de deformación de los muros no estructurales (Bachmann, 2003).

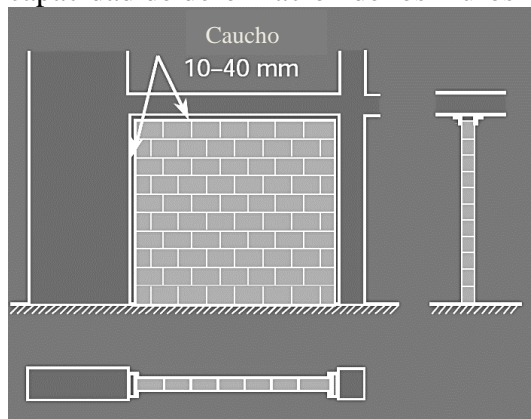


Figura 7. Muro de mampostería no estructural aislado del pórtico mediante junta de aislamiento (Bachmann, 2003).

6.3. Implementación de pórticos parcialmente rellenos con muros de mampostería no estructural

Al rellenar parcialmente los pórticos con muros de mampostería no estructural y al no tener las juntas requeridas entre estos elementos se genera un efecto de columna corta, como se indica en la Figura 8. Al ocurrir este caso, los esfuerzos cortantes presentes pueden desarrollar un mecanismo de balanceo con un efecto de segundo orden significativo (Bachmann, 2003).

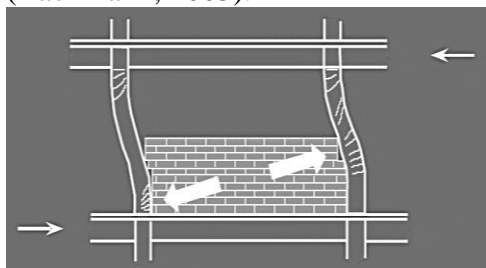


Figura 8. Efecto de columna corta en pórticos parcialmente rellenos con muros de mampostería no estructural (Bachmann, 2003).

6.4. No anclar elementos de fachada contra fuerzas horizontales

En presencia de un sismo los elementos de fachada suelen fallar provocando daños en vehículos y peatones, esto se debe a que comúnmente estos solo se encuentran anclados para

soportar fuerzas gravitacionales. Por este motivo es importante diseñar los anclajes para soportar cargas y fuerzas cíclicas horizontales de tensión y compresión siguiendo las deformaciones esperadas por parte de la estructura, como se especifica en la Figura 9.

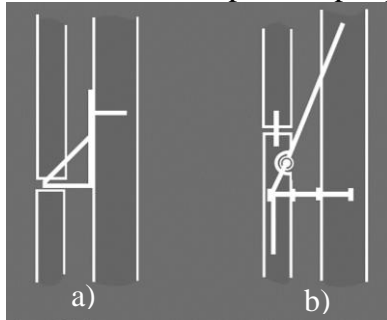


Figura 9. Anclaje de muros de fachadas contra fuerzas horizontales, a) insuficiente, b) correcto (Bachmann, 2003).

Diseño y modelación de muros de mampostería no estructural

1. Diseño y modelación según el TMS 402/602 (2011): Building Code Requirements for Masonry Structures

1.1. Generalidades

1.1.1. Propiedades de los mampuestos

En este código se establece algunas propiedades de los mampuestos a utilizar tales como su módulo de elasticidad y módulo de rigidez. Este opta por la utilización de un módulo de rigidez de $E_v = 0,4 E_m$ para los mampuestos tanto de hormigón como para los de arcilla. Adicionalmente, se especifica la implementación de un módulo de elasticidad para los mampuestos de arcilla de $E_m = 700f'_m$, para los mampuestos de hormigón utiliza $E_m = 900f'_m$ y para la lechada se utiliza $E_m = 500f'_g$. Donde f'_m es la resistencia a compresión especificada de la mampostería medida en psi (MPa) y f'_g es la resistencia a compresión especificada de la lechada medida en psi (MPa).

Por otro lado, el módulo de elasticidad se puede calcular mediante la obtención de la pendiente de una cuerda tomada entre 0,05 y 0,33 de la resistencia máxima de compresión del prisma respectivo determinada mediante los ensayos del prisma descritos en el artículo 1.4 B.3 del TMS 602/ACI 530.1/ASCE 6 y ASTM E111 (TMS 402/602, 2011).

1.1.2. Cambios volumétricos de los mampuestos

Al diseñar muros de mampostería no estructural el TMS 402/602 (2011) considera que los mampuestos sufren dilataciones o contracciones debido a varios factores como: cambios de temperatura, deformación por fluencia, retracción por fraguado, vibraciones y asentamientos diferenciales. Estos cambios volumétricos son de gran importancia ya que al ser ignorados afectan a las juntas de aislamiento, teniendo impacto en la resistencia y el comportamiento de la estructura.

Los cambios por temperatura dependen del material del mampuesto, aunque estos son reversibles en la mayoría de los casos. Los coeficientes de expansión térmica tomados por el TMS 402/602 (2011) son:

- Mampostería de arcilla, $k_t = 4 \times 10^{-6}$ in./in./°F ($7,2 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C)
- Mampostería de hormigón, $k_t = 4,5 \times 10^{-6}$ in./in./°F ($8,1 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C)

Los cambios en las dimensiones de los mampuestos debido a la humedad solamente se producen en los mampuestos de arcilla cocida. Este tipo de mampuestos pueden tener problemas de expansión a largo plazo debido a que son propensos a expandirse con la presencia de la humedad atmosférica. El coeficiente de expansión por humedad para mampostería de arcilla utilizado es:

$$k_e = 3 \times 10^{-4} \text{ in./in. } (3 \times 10^{-4} \text{ mm/mm})$$

La contracción por fraguado causa variaciones en las dimensiones de los mampuestos de hormigón. A continuación, se muestra el coeficiente de contracción por fraguado utilizado en el código. Teniendo en cuenta que S_l es la contracción por fraguado lineal total de los mampuestos de hormigón, que se determina usando el ASTM C426.

$$k_m = 0,5 S_l$$

La deformación por fluencia de los mampuestos también se toma en cuenta. Esta ocurre por la aplicación continua de esfuerzos a un material, causando una deformación gradual en sentido al esfuerzo aplicado. El coeficiente de deformación por fluencia es:

- Mampostería de arcilla, $k_c = 0,7 \times 10^{-7}$ por psi ($0,1 \times 10^{-4}$ por MPa)
- Mampostería de hormigón, $k_c = 2,5 \times 10^{-7}$ por psi ($0,36 \times 10^{-4}$ por MPa)

1.2. Muros de mampostería no estructural

1.2.1. Resistencia requerida

La resistencia requerida se determina de acuerdo con las combinaciones de carga para diseño de resistencia especificadas en la norma ASCE 7 (2010). Estas son legalmente adoptadas por este código mas no provistas (TMS 402/602, 2011).

1.2.2. Resistencia de diseño

El TMS 402/602 (2011) indica que el diseño de muros de mampostería no estructural debe asegurar que la resistencia de diseño sea igual o superior a la resistencia requerida. Con el fin de ser conservadores se toma que la resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia.

Al tener mampostería no estructural se utiliza un factor de reducción de resistencia de $\phi = 0,6$ cuando los muros son sometidos a cortante, flexión y fuerza axial. De igual manera, se toma un factor de reducción de resistencia de $\phi = 0,6$ para los soportes, asumiendo una degradación dentro del material de la mampostería (TMS 402/602, 2011). Por otro lado, para considerar el factor de reducción de resistencia en pernos de anclaje se tienen los siguientes casos:

- Se toma un factor de $\phi = 0,5$ al tener que resistencia nominal de los pernos de anclaje es controlada mediante la rotura o el aplastamiento de la mampostería o de la placa del perno.
- Se tomar un factor como $\phi = 0,9$, al tener que la resistencia nominal de los pernos de anclaje es controlada mediante el ancho del perno.
- Se tomar un factor como $\phi = 0,65$ al tener que la resistencia nominal de los pernos de anclaje es controlada mediante el anclaje a salirse.

1.3. Muros de mampostería no estructural no participantes

El TMS 402/602 (2011) considera que los muros de mampostería no estructural pueden ser elementos no participantes; por lo que estos elementos se deben encontrar aislados, en su plano, del sistema lateral resistente a fuerzas mediante juntas de aislamiento. Estas juntas y conectores deben ser capaces de acomodar las derivas de diseño de la estructura.

1.3.1. Juntas de aislamiento en plano para muro de mampostería no estructural

El TMS 402/602 (2011) indica que los muros de mampostería no estructurales se deben aislar de los elementos estructurales laterales y superiores mediante juntas de aislamiento. Estas juntas deben tener ancho en el plano de al menos 3/8 in (9,5 mm) y se deben dimensionar con el fin de poder acomodar los desplazamientos de los elementos estructurales. Además, las juntas de aislamiento deben estar libres de mortero u otro material rígido para evitar la transferencia de cargas entre los elementos. No obstante, en estas puede permitir la colocación de materiales elásticos considerando la compresibilidad del material al establecer el tamaño requerido de la junta.

1.3.2. Diseño de los muros de mampostería no estructural para cargas fuera del plano

Los muros de mampostería no estructural requieren de conexión mecánica con los elementos estructurales que los rodean para soportar cargas fuera de su plano. Adicionalmente, estos conectores no deben transferir fuerzas en el plano de la mampostería.

Los conectores requeridos deben ser diseñados de acuerdo con lo especificado en la norma ASCE 7 (2010) y deben tener un espaciamiento mínimo de 4 ft (1,22 m) a lo largo del perímetro del muro en dirección paralela a la franja de diseño. Esto se debe a que los muros de mampostería no estructural pueden ser modelados en forma de franjas verticales, horizontales o en ambos sentidos. No obstante, los muros de mampostería no estructural no reforzados y no participantes deben ser diseñados para resistir flexión fuera del plano entre los conectores de acuerdo con la Sección 1.4 (TMS 402/602, 2011).

1.4. Diseño de resistencia de mampostería no estructural

Los elementos de mampostería no estructural son diseñados usando la resistencia de las unidades de mampostería, mortero y la lechada con el fin de resistir cargas de diseño (TMS 402/602, 2011).

1.4.1. Criterio de diseño

Se diseña el muro de mampostería no estructural para que no se agriete teniendo en cuenta el comportamiento elástico de la estructura bajo cargas de diseño. Por este motivo, en el diseño se utiliza factores de respuesta para el sistema que asumen una respuesta elástica (TMS 402/602, 2011).

1.4.2. Resistencia axial y a flexión de los muros de mampostería de mampostería no estructural.

1.4.2.1. Asunciones de diseño

En el TMS 402/602 (2011) al momento de determinar la resistencia a flexión y carga axial se debe considerar las siguientes asunciones:

- El diseño de la resistencia de estos elementos para cargas factoradas de flexión y axiales debe ser de acuerdo con los principios de la ingeniería mecánica.
- La deformación unitaria en la mampostería es directamente proporcional a la distancia tomada desde su eje neutro.
- La tracción por flexión en la mampostería se asume como directamente proporcional a la deformación unitaria.
- Los esfuerzos de compresión por flexión combinados con los esfuerzos de compresión axial presentes en la mampostería se asumen como directamente proporcional a la deformación unitaria.

1.4.2.2. Resistencia nominal

El TMS 402/602 (2011) especifica ciertos requerimientos con el fin de determinar la resistencia nominal de la sección transversal y construir un diagrama de interacción para la mampostería no estructural sujeta a cargas axiales y de compresión. Los requerimientos son:

- Los esfuerzos de compresión no deben exceder de $0,8f'_m$ (Figura 10).
- El esfuerzo de tensión no debe exceder el módulo de ruptura elegido mediante la Tabla 12 para fuera y dentro de plano.

Tabla 12. Módulo de ruptura, f_r psi (kPa) (TMS 402/602, 2011).

Dirección del esfuerzo de tensión por flexión y tipo de mampostería	Tipo de Mortero			
	Cemento Portland o cemento de mortero		Cemento de mampostería o cemento/cal portland arrastrado por el aire	
	M o S	N	M o S	N
Normal a las Juntas horizontales				
Unidades Solidas	100(689)	75(517)	60(413)	38(262)
Unidades huecas				
Sin lechada	63(1124)	158(1089)	153(1055)	23(158)
Con lechada	163(1124)	158(1089)	153(1055)	145(1000)
Paralela a las Juntas horizontales colocados en patrón de hileras				
Unidades Solidas	200(1379)	150(1033)	120(827)	75(517)
Unidades huecas				
Sin lechada	125(826)	95(655)	75(517)	48(331)
Con lechada	200(1379)	150(1033)	120(827)	75(517)
Paralela a las Juntas horizontales en mampuestos no colocados en patrón de hileras				
Sección continua de lechada paralela a las juntas horizontales.	200(1379)	150(1033)	120(827)	75(517)
Otros	125(826)	95(655)	75(517)	48(331)

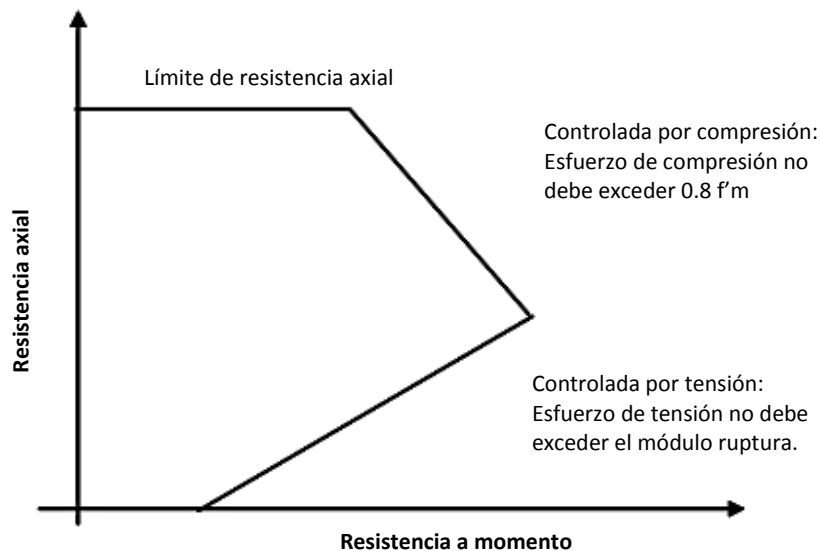


Figura 10. Diagrama de interacción para elementos de mampostería no estructural (TMS 402/602, 2011).

1.4.2.3. Resistencia axial nominal

Para determinar la resistencia axial nominal, P_n , se emplean las siguientes formulas, la cuales indican su límite máximo:

- Para miembros con la relación h/r no mayor a 99

$$P_n = 0,8 \quad 0,8 A_n f'_m \left[1 - \frac{h^2}{140r^2} \right]$$

- Para miembros con la relación h/r mayor a 99

$$P_n = 0,8 \quad 0,8 A_n f'_m \left[1 - \frac{70r^2}{h^2} \right]$$

Donde h es la altura medida en in (mm), A_n es el área neta de la sección transversal del elemento medida en in^2 (mm^2), y r es el radio de giro del elemento medido en in (mm) calculado al tomar

$$r = \frac{t^2}{12} \quad (\text{TMS 402/602, 2011}).$$

1.4.2.4. Efectos P-Delta

Se determinan a partir de un análisis de segundo orden, el cual incluye los efectos P-delta, o mediante un análisis de primer orden el cual excluye los efectos P-delta pero hace uso de un momento magnificado. Para el diseño de elementos de mampostería no reforzada se utiliza la carga axial factorada, P_u , y el momento magnificado para los efectos de la curvatura del miembro, M_c (TMS 402/602, 2011). Por lo que el magnificador del momento se determina con la siguiente formula:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_{euler}}}$$

Donde ϕ_k es el factor de reducción de la rigidez que toma en cuenta la variabilidad de las rigideces, C_m es un factor que relaciona al diagrama de momento reales con un diagrama de

momento uniforme equivalente, P_u es la carga axial factorada medida en lbf (N), y P_{euler} es la carga de pandeo de Euler medida en lbf (N) .

Al diseñar en hormigón armado se utiliza el valor de $\phi_k = 0,75$ y para la mayoría de los muros $C_m = 1$. Mientras que la carga de pandeo de Euler se obtiene tomando $E_m = 700f'_m$ debido a que es el valor más bajo de la mampostería de arcilla y de hormigón, teniendo la siguiente fórmula:

$$P_{euler} = \frac{\pi^2 E_m A_n r^2}{h^2} = \frac{\pi^2 700 f'_m A_n r^2}{h^2} = A_n f'_m \frac{83,1 r^2}{h}$$

Las disposiciones actuales de diseño calculan la resistencia axial de los muros con h/r mayor que 99 como:

$$A_n f'_m \frac{70 r^2}{h}$$

En esta edición del TMS 402/602 (2011) se toma una resistencia de $(70/83,1)^2 = 0,71$ de la carga de pandeo de Euler para mampostería de arcilla, lo cual es aproximado al valor de ϕ_k . Consecuentemente, este código utiliza un valor de $70r/h$ para la carga de pandeo Euler, sustituyendo el factor ϕ_k con el fin de facilitar el uso y familiaridad del diseño. Obteniendo un magnificador de momento de:

$$\delta = \frac{M_c = \delta M_u}{1 - \frac{P_u}{A_n f'_m \frac{70 r^2}{h}}}$$

En la Figura 11 muestra la relación del esfuerzo de segundo orden, orden $\frac{P_u}{A_n} + \frac{\delta M_u}{S_n}$, dividido para el esfuerzo de primer orden $\frac{P_u}{A_n} + \frac{M_u}{S_n}$ cuando el esfuerzo de segundo orden está en límite de diseño de la resistencia $\phi 0,8 f'_m$. En la Figura 11 se puede reconocer lo siguiente:

- Para valores $h/r \leq 45$ se puede tomar un $\delta=1$ debido a que los efectos de la esbeltez contribuyen menos del 5%.
- Para muros intermedias con valores de $45 < h/r \leq 60$ se puede tomar un $\delta=1$. Las paredes intermedias pueden diseñarse utilizando la aproximación del magnificador de momento o un método simplificado en el que los esfuerzos nominales se reducen en un 10 por ciento. En $h/r = 60$ los efectos de la esbeltez contribuyen cerca de 10 %.
- Para muros altos con valores de $h/r > 60$ se diseña usando la aproximación del magnificador de momento.

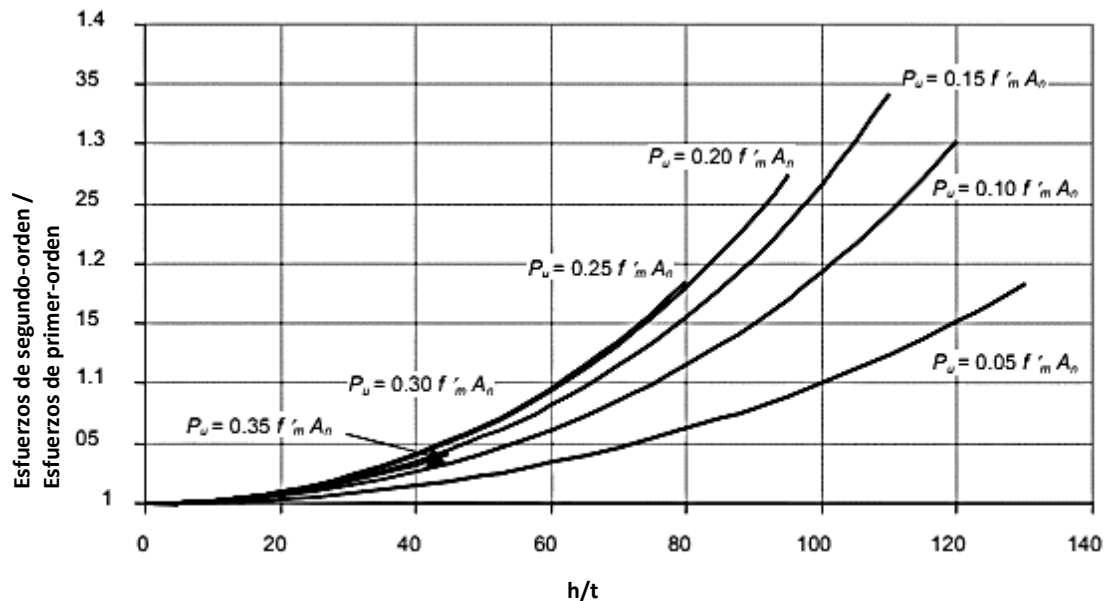


Figura 11. Relación de esfuerzos de segundo orden y esfuerzos de primer orden (TMS 402/602, 2011).

1.5. Muros de mampostería no estructural participantes

El TMS 402/602 (2011) considera que los muros de mampostería no estructural participantes son aquellos cuyas juntas de aislamiento en el plano no logran acomodar los desplazamientos laterales del pórtico. Motivo por el cual estos muros son considerados parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas. En este tipo de muros se debe considerar que su desplazamiento es igual al desplazamiento del pórtico que lo rodea menos el espacio especificado entre la columna y muro. Adicionalmente, se especifica que la relación máxima permitida entre la altura y el espesor del muro no debe exceder de 30, basándose en condiciones prácticas de estabilidad.

Los muros de mampostería no estructural participantes que no se encuentran en contacto con una viga (o losa) en su dimensión superior, deben ser diseñados de la siguiente manera:

- Los muros de mampostería no estructural participantes se deben diseñar según las especificaciones mencionadas en la sección 1.5.3 y 1.5.4 en caso de tener un espaciamiento menor a 3/8 in (9,5 mm) entre la viga (o losa) y la dimensión superior del muro. De igual manera sucede si este espaciamiento no está dimensionado para acomodar los desplazamientos obtenidos del diseño estructural. No obstante, al momento de diseñar, la rigidez y resistencia calculadas se deben multiplicar por un factor de 0,5.
- El muro de mampostería no estructural se considera parcial cuando se tiene un espaciamiento entre la viga (o losa) y la dimensión superior del muro que se encuentra dimensionado, de tal manera que los esfuerzos en el plano no pueden transferirse entre estos dos elementos. Al ser considerado parcial, este no forma parte del sistema resistente a fuerzas laterales. No obstante, se considera el efecto de columna corta debido al arriostramiento parcial del pórtico que este muro genera.

1.5.1. Requerimientos de las conexiones en plano para muros de mampostería no estructural participantes.

Los muros de mampostería no estructural participantes deben contar con conexiones mecánicas al pórtico. Estas conexiones no deben transferir fuerzas en el plano del muro debido a que esto puede causar un daño prematuro a lo largo del límite del muro, reduciendo la capacidad del muro fuera del plano y la habilidad del muro de tener una acción arqueadora. Por este motivo, las cargas en plano son soportadas por el puntal diagonal de compresión del muro (TMS 402/602, 2011).

1.5.2. Requerimientos de las conexiones fuera del plano para muros de mampostería no estructural participantes.

Las fuerzas fuera del plano de estos muros deben ser soportadas mediante conectores, los cuales se fijan al pórtico. El TMS 402/602 (2011) indica que “estos conectores deben ser designados para satisfacer los requerimientos del ASCE 7 (2010)”. Adicionalmente, se especifica que estos deben ser colocados con un espaciamiento máximo de 4 ft (1,22 m) medido a lo largo del perímetro del muro.

1.5.3. Diseño de muros de mampostería no estructural participantes para fuerzas en el plano.

Los muros de mampostería no estructural participantes se analizan como un puntal equivalente capaz de resistir únicamente la compresión. Las fuerzas de diseño en este puntal se deben determinar a partir de un análisis elástico del pórtico que incluye tal puntal equivalente. La excepción para este análisis es que la rigidez del muro sea obtenida mediante un análisis más exhaustivo (TMS 402/602, 2011).

El puntal equivalente a compresión debe tener un espesor y un módulo de elasticidad igual al del muro de mampostería no estructural participante. Mientras que el ancho de este puntal, w_{inf} , se lo calcula de la siguiente manera:

$$w_{inf} = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cos(\theta_{strut})}$$

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{net\ inf} \text{sen}(2\theta_{strut})}{4E_{bc} I_{bc} h_{inf}}}$$

Donde $t_{net\ inf}$ es el espesor neto del muro medido en in (mm), θ_{strut} es el ángulo del muro de mampostería no estructural en diagonal con respecto a la horizontal medido en grados, E_{bc} es el módulo de elasticidad de las columnas que rodean al muro medido en psi (MPa), I_{bc} es el momento de inercia de las columnas que rodean al muro medido en in⁴ (mm⁴) y h_{inf} es la dimensión vertical del muro medido en in (mm).

Por otro lado, el TMS 402/602 (2011) indica que la resistencia nominal a cortante horizontal en el plano del muro, $V_{n\ inf}$, debe ser menor que:

- (6 in) $t_{net\ inf} f'_m$.
- La componente horizontal calculada de la fuerza en el puntal equivalente, a un desplazamiento horizontal de 1 in (25 mm)
- $V_n/1.5$

Donde V_n es la menor resistencia nominal a cortante calculada a lo largo de la junta horizontal del pórtico equivalente. Esta resistencia al cortante debe ser menor de (a), (b) y la condición aplicable de (c) a (F):

- $3,8A_n \overline{f'_m}$
- $300A_n$
- Para mampostería de hiladas de adherencia que no están totalmente llenas con lechada. Se utiliza $56A_n + 0,45N_u$.
- Para mampostería no colocada en las hiladas de adherencia, construida con unidades de extremo abierto, totalmente llena con lechada. Se utiliza $56A_n + 0,45N_u$.
- Para mampostería de hiladas de adherencia que están totalmente llenas con lechada. Se utiliza $90A_n + 0,45N_u$.
- Para mampostería no colocada en las hiladas de adherencia, construida con unidades que no sean de extremo abierto, totalmente llena con lechada. Se utiliza $23A_n$.

Teniendo en cuenta que A_n es el área neta de la sección transversal medida en in² (mm²) y N_u es la fuerza de compresión factorada que actúa normal a la superficie del cortante asociada con la combinación de carga V_u en consideración medida en lb (N).

1.5.4. Diseño de elementos del pórtico con muros de mampostería no estructural participante para cargas en el plano.

El TMS 402/602 (2011) indica que los elementos del pórtico se diseñan con el fin de evitar su contacto con los muros de mampostería no estructurales. Por lo que su diseño busca que el cortante, momento y fuerza axial sean iguales o mayores que los resultados obtenidos del análisis de la estructura puntal equivalente.

Por otro lado, las vigas (o losa) y columnas que están en contacto con los muros de mampostería no estructurales se diseñan para cortante y momento igual o superior que 1,1 veces el resultado del análisis de la estructura puntal equivalente. Mientras que al diseñar para fuerza axial se toma que esta sea igual o mayor que el resultado del mismo análisis. Además, se aumenta el cortante diseñado en ambos extremos de la columna por la componente horizontal de la fuerza del puntal equivalente actuante en dicho extremo, bajo cargas de diseño.

1.5.5. Diseño de los muros no estructurales participantes para fuerzas fuera del plano

Para el diseño de los muros no estructurales participantes se debe tener en cuenta que el mecanismo predominante de resistencia fuera de plano es el arqueamiento. Por este motivo, no es apropiado usar los valores de la capacidad de tracción por flexión para el cálculo de la flexión fuera de plano de estos muros. El TMS 402/602 (2011) indica que la capacidad nominal de flexión, $q_{n\ inf}$, para resistir fuerzas fuera del plano del muro por unidad de área se determina como:

$$q_{n\ inf} = 105 f'_m{}^{0,75} t_{inf}^2 \frac{\alpha_{arch}}{l_{inf}^{2,5}} + \frac{\beta_{arch}}{h_{inf}^{2,5}}$$

$$\alpha_{arch} = \frac{1}{h_{inf}} E_{bc} I_{bc} h_{inf}^2{}^{0,25} < 35$$

$$\beta_{arch} = \frac{1}{l_{inf}} E_{bb} I_{bb} l_{inf}^2{}^{0,25} < 35$$

Donde β_{arch} es el parámetro de arqueado vertical medido en $\text{lb}f^{0,25}$ ($\text{N}^{0,25}$), α_{arch} es el parámetro de arqueado horizontal medido en $\text{lb}f^{0,25}$ ($\text{N}^{0,25}$), E_{bb} es el módulo de elasticidad de las vigas del pórtico medido en psi (MPa), I_{bb} es el momento de inercia de las vigas del pórtico para flexión en el plano del muro medido en in^4 (mm^4), l_{inf} es la longitud plana del muro medida en in (mm). Además, se especifica que para la ecuación de la capacidad nominal de flexión, el valor de t_{inf} no debe ser tomada mayor a $1/8 h_{inf}$.

La ecuación de la capacidad nominal de flexión referente a la resistencia fuera del plano del muro se basa en un modelo de arqueamiento de muros no estructurales en un pórtico. No obstante, se puede requerir refuerzo para resistir flexión fuera del plano entre los puntos de conexión con el pórtico; o para cumplir los requerimientos de detalle sísmico descritos en la Sección 1.17 del TMS 402/602 (2011).

En el caso de tener columnas con propiedades transversales diferentes a ambos lados del muro de mampostería no estructural, se debe utilizar un promedio de sus propiedades para el cálculo de la capacidad. De igual manera sucede cuando se utilizan vigas de diferentes propiedades transversales por encima y por debajo del muro. También se especifica que cuando existe un espacio lateral, α_{arch} se tomará igual a cero; y cuando exista una brecha superior, se considerará que β_{arch} es igual a cero (TMS 402/602, 2011).

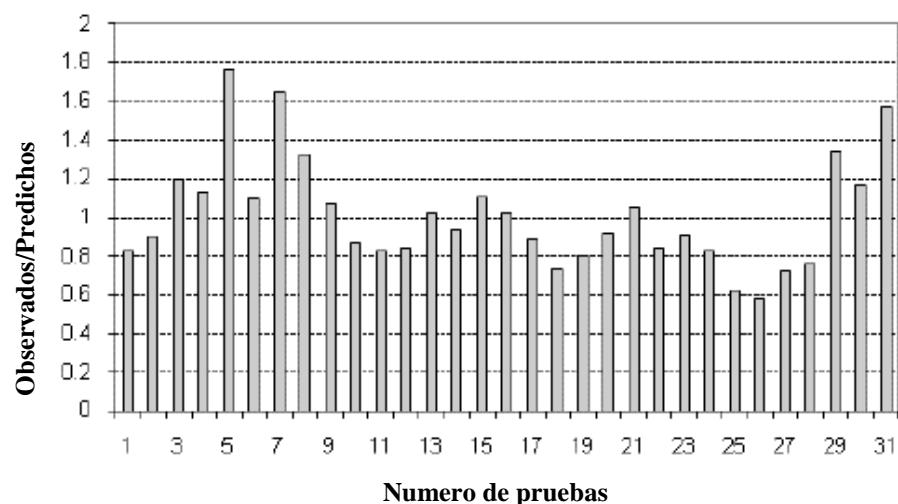


Figura 12. Observación de las resistencias predichas para muros de mampostería no estructural cargados fuera del plano (TMS 402/602, 2011).

2. Diseño y modelación según el FEMA 273 (1997): Nehr Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

2.1. Generalidades

El FEMA 273 (1997) trata con muros de mampostería no estructural de bloque o arcilla implementados en un sistema de rehabilitación estructural de pórticos de hormigón o acero resistente a fuerzas laterales. El análisis de estos muros requiere de un modelo que considere la interacción entre los elementos estructurales y los no estructurales. Este modelo debe ser lo suficientemente detallado para representar la resistencia, rigidez y la capacidad de deformación en vigas, columnas, cadenas, muros y las conexiones; además de representar las fallas que pueden ocurrir debido a flexión, corte, anclaje y aplastamiento.

En caso de muros en contacto estrecho con el pórtico, esta norma considera la interacción entre el pórtico de hormigón y los muros de mampostería no estructural, los cuales se encuentran sometidos a combinaciones de cargas de diseño. Por otro lado, esa interacción no se considera si los muros se encuentran aislados del pórtico mediante el espacio suficiente para acomodar las deflexiones del pórtico en su parte superior y en sus lados. Al estar aislados estos muros deben estar sujetos en dirección transversal para estabilizarlos ante fuerzas normales (FEMA 273, 1997).

De igual manera se analizan los pórticos parcial y totalmente llenos con muros de mampostería no estructural, en los cuales se evalúa los efectos causados por las fuerzas de compresión que el puntal del muro ejerce a las columnas y a las vigas. En caso de tener pórticos parcialmente llenos con este tipo de muros, se considera una longitud efectiva reducida de las columnas la cual se encuentra en contacto con el muro. Adicionalmente, los componentes del pórtico se deben evaluar en cuanto a las fuerzas que se les transmiten a través de la interacción de estos dos elementos.

El FEMA 273 (1997) se enfoca en muros resistentes a fuerzas en su plano y fuera él. Para calcular el comportamiento de los pórticos de hormigón con muros no agrietados de mampostería no estructural resistentes a fuerzas laterales dentro de su plano, se puede considerar como base el comportamiento elástico lineal; considerando el ensamblaje del pórtico y el muro como un medio homogéneo para los cálculos de rigidez. Por otro lado, en caso de tener pórticos de hormigón que se encuentren agrietados y contengan muros de mampostería no estructural, su comportamiento se puede representar mediante la implementación de un modelo que use la analogía de puntal de compresión equivalente.

2.2. Criterios para muros de mampostería no estructural en el plano

2.2.1. Rigidez

En caso de tener muros agrietados de mampostería no estructural, su rigidez se debe representar mediante un puntal equivalente considerando que las propiedades de los puntales se deben determinar mediante un análisis detallado que considere un comportamiento del sistema de muros después de agrietarse. Por otro lado, la rigidez elástica de los muros no agrietados de mampostería no estructural se representa mediante un puntal de compresión diagonal equivalente de ancho, a ; el cual debe tener el mismo módulo de elasticidad y el mismo grosor que el muro al que representa. Para determinar el ancho del puntal de compresión, a , se utiliza la siguiente formulas:

$$a = 0,175 \lambda_l h_{col}^{-0,4} r_{inf}$$

$$\lambda_l = \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}^{\frac{1}{4}}$$

Donde h_{col} es la altura de la columna entre las líneas centrales de las vigas medida en in, h_{inf} es la altura del muro de mampostería medida en in, E_{fe} es el módulo de elasticidad esperado del material del pórtico medido en psi, E_{me} es el módulo de elasticidad esperado del material del muro medido en psi, I_{col} es el momento de inercia de las columnas medido en in⁴, r_{inf} es la longitud diagonal del muro medida en in, t_{inf} es el espesor del muro y del puntal equivalente medido en in, θ es el ángulo cuya tangente es la relación de aspecto altura-longitud del muro medido en radianes, λ_l es el coeficiente usado para determinar el ancho equivalente del puntal del muro (FEMA 273, 1997).

De igual manera, la analogía del puntal de compresión equivalente se utiliza para representar la rigidez elástica de muros de mampostería con perforaciones y sin refuerzo. Esto se utiliza

siempre y cuando las propiedades del puntal equivalente se determinen a partir de los análisis de tensión apropiados de los muros con patrones de aberturas representativos.

2.2.2. Criterio de aceptación de resistencia

2.2.2.1. Esfuerzos cortantes

Se considera como una acción controlada por deformación a la transferencia de cortante a través de un muro de mampostería no estructural dentro de un pórtico de hormigón o acero. La resistencia esperada de estos muros a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie}$$

$$V_{me} = \frac{0,75 \cdot 0,75 V_{te} + \frac{P_{CE}}{A_n}}{1,5}$$

Donde A_{ni} es el área de la sección neta de mortero/lechada a través del muro de mampostería no estructural medida en in^2 , f_{vie} es la resistencia a cortante esperada del muro medida en psi y V_{ine} es la resistencia a cortante esperada del muro medida en lbf. Se debe asegurar que f_{vie} no exceda a V_{me} y que tampoco exceda a los valores dados en la sección 8.7.4 del BSSC (1995) para esfuerzos cortantes iguales a cero (FEMA 273, 1997).

Por otro lado, el FEMA 273 (1997) indica que V_{me} es la resistencia a cortante esperada de la mampostería medida en psi, V_{te} es el promedio de la resistencia a cortante de las juntas horizontales medido en psi, A_n es el área de la sección neta de mortero/lechada medida en in^2 , P_{CE} es la fuerza de compresión de la gravedad aplicada al muro medida en lb. Se debe procurar que el valor de V_{te} no exceda a 100 psi; para mampostería simple se puede eliminar de la ecuación el factor de 0,75 en V_{te} .

2.2.2.2. Requerimientos de resistencia de las columnas y vigas adyacentes a los muros.

Los siguientes requerimientos tanto para columnas como para vigas se toman en cuenta solamente en caso de que la resistencia a cortante esperada de la mampostería, V_{me} , sea mayor o igual a 50 psi (FEMA 273, 1997). Entonces la resistencia esperada tanto a flexión como a cortante por parte de las columnas adyacentes a un muro de mampostería no estructural, deben exceder a las fuerzas resultantes de una de las siguientes condiciones:

- La componente horizontal de la fuerza esperada del puntal del muro de mampostería no estructural aplicada a una distancia l_{ceff} desde la parte superior o inferior del muro. Donde a es el ancho del puntal de compresión equivalente medido en in, y θ_c es el ángulo entre el borde inferior del puntal de compresión y la viga medido en radianes.

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos\theta_c}$$

$$\tan\theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos\theta_c}}{L_{inf}}$$

- La fuerza cortante resultante del desarrollo de las resistencias a flexión esperada en la parte superior e inferior de la columna con una altura reducida, l_{ceff} , la cual debe ser igual a la altura libre de apertura de una columna fija arriostrada lateralmente con un muro de altura parcial.

Por otro lado, la resistencia esperada tanto a flexión como a cortante por parte de las vigas adyacentes a un muro de mampostería no estructural, deben exceder a las fuerzas resultantes de una de las siguientes condiciones:

- La componente vertical de la fuerza esperada del puntal del muro de mampostería no estructural aplicada a una distancia, l_{beff} , desde la parte superior o inferior del muro, siendo θ_b es el ángulo entre el borde inferior del puntal de compresión y la viga medido en radianes.

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin\theta_b}$$

$$\tan\theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - \frac{a}{\sin\theta_b}}$$

- La fuerza cortante resultante del desarrollo de la resistencia a la flexión esperada de la viga al final del elemento con una longitud reducida de l_{beff} .

2.2.3. Criterio de aceptación de deformaciones

2.2.3.1. Procedimiento lineal

En caso de usar un procedimiento lineal se considera la siguiente ecuación, la cual debe cumplir las acciones controladas por deformación en los elementos primarios y secundarios.

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E$$

$$Q_{CE} = V_{ine}$$

Donde Q_E la acción debido al diseño de las cargas sísmicas, Q_G es la acción debido a las cargas gravitacionales de diseño, Q_{CE} es la resistencia de un elemento controlado por deformación, V_{ine} es la resistencia a cortante esperada del muro medida en lbf, Q_{UD} es la acción de diseño debido a las cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Para muros de mampostería no estructural, Q_E es igual a la componente horizontal de la fuerza axial no reducida del puntal equivalente del muro. En caso de que la resistencia esperada del pórtico sea inferior a 0,3 veces la resistencia esperada del muro, no se tendrán en cuenta los efectos de confinamiento del portico y el componente de mampostería se debe evaluar como un componente individual del muro (FEMA 273, 1997).

El análisis de la capacidad y la deformación de los elementos requiere de la implementación del factor de conocimiento, k , el cual puede tomar los siguientes valores:

- En caso de disponer de un nivel mínimo de conocimiento sobre la estructura, $k=0,75$.
- En caso de disponer un amplio conocimiento y comprensión de la configuración de la estructura, $k=1,0$. El valor de $k=1,0$ se debe emplear en procedimientos de análisis no lineales, debido al amplio conocimiento de la estructura requiere para llevarse a cabo.

Por otro lado, en la Tabla 13 se describe los valores del factor m , el cual es un modificador de la demanda de los elementos que considera la ductilidad esperada de la deformación asociada con la acción " $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$ " en el nivel de desempeño seleccionado. Para determinar este factor se determina la relación entre las resistencias del pórtico y las del muro, al considerar la resistencia lateral esperada para cada componente (FEMA 273, 1997).

Tabla 13. Factores m para muros mampostería no estructural (FEMA 273, 1997).

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	Factores m		
		IO	LS	CP
$0.3 \leq \beta < 0.7$	0,5	1,0	4,0	n.a
	1,0	1,0	3,5	n.a
	2,0	1,0	3,0	n.a
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0,5	1,5	6,0	n.a
	1,0	1,2	5,2	n.a
	2,0	1,0	4,5	n.a
$\beta \geq 1.3$	0,5	1,5	8,0	n.a
	1,0	1,2	7,0	n.a
	2,0	1,0	6,0	n.a

IO: Nivel de Desempeño de Ocupación inmediata.

LS: Nivel de Desempeño de Salvaguardar vidas.

CP: Nivel de Desempeño de Prevención de colapso.

V_{fre} : Es la resistencia a cortante esperada de la estructura expuesta, medida en lb.

2.2.3.2. Procedimiento no lineal

Al utilizar procedimientos no lineales se debe asumir que el muro de mampostería no estructural sufre una deflexión a una deriva lateral no lineal establecida en la Tabla 14. En la Tabla 14 se indica que d y e representan la capacidad de deformación no lineal requerida, y se expresan términos de la relación de las derivas de nivel. Donde d y e son porcentajes de derivas inelásticas del muro representados en la Figura 13.

La relación entre las resistencias del pórtico y del muro se determina al considerar la resistencia lateral esperada de cada elemento. Al igual que en los procedimientos lineales, si la resistencia esperada del pórtico es inferior a 0,3 veces la resistencia esperada del muro, no se tendrán en cuenta los efectos de confinamiento del pórtico y el componente de mampostería se evalúa como un componente individual de pared (FEMA 273, 1997).

Tabla 14. Relaciones fuerza-deflexión simplificadas para muros de mampostería no estructural (FEMA 273, 1997).

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d%	e%	Criterios de aceptación	
					LS%	CP%
$0.3 \leq \beta < 0.7$	0,5	n.a	0,5	n.a	0,4	n.a
	1,0	n.a	0,4	n.a	0,3	n.a
	2,0	n.a	0,3	n.a	0,2	n.a
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0,5	n.a	1,0	n.a	0,8	n.a
	1,0	n.a	0,8	n.a	0,6	n.a
	2,0	n.a	0,6	n.a	0,4	n.a
$\beta \geq 1.3$	0,5	n.a	1,5	n.a	1,1	n.a
	1,0	n.a	1,2	n.a	0,9	n.a
	2,0	n.a	0,9	n.a	0,7	n.a

c: Fracción de pérdida de resistencia para elementos secundarios.

e: Porcentaje de deriva inelástica de pared, muelle o relleno.

d: Porcentaje de deriva inelástica de pared, muelle o relleno.

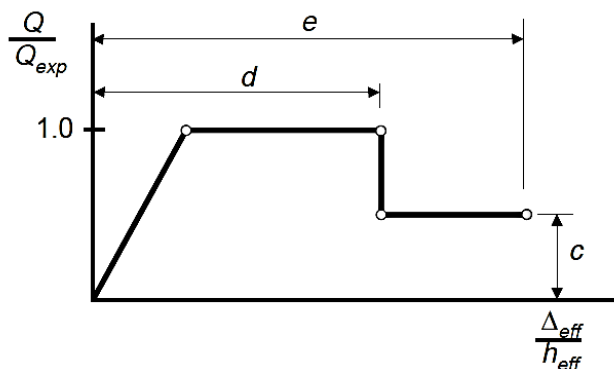


Figura13. Relación fuerza-deformación idealizada para muros de mampostería no estructural (FEMA 273, 1997).

2.3. Criterios para muros de mampostería no estructural fuera del plano

Los muros de mampostería no estructural deben ser analizados ante fuerzas sísmicas transversales, siempre y cuando su relación h_{inf}/t_{inf} sea igual o mayor a las especificada en la Tabla 15 y no cumplan con los requisitos para la acción de arqueo.

Tabla 15. Relación h_{inf}/t_{inf} máxima de los muros de mampostería no estructural para la cual no se necesita un análisis fuera del plano (FEMA 273, 1997).

	Zona sísmica baja	Zona sísmica moderada	Zona sísmica alta
IO	14	13	8
LS	15	14	9
CP	16	15	10

2.3.1. Rigidez

Los muros de mampostería no estructural son considerados elementos locales, cuya rigidez se toma en cuenta en los modelos analíticos del sistema estructural global si existen muros en el plano o en dirección ortogonal. En caso de que estos muros no se encuentren agrietados y estén siendo sometidos a fuerzas transversales, su rigidez a flexión se basa en las secciones netas mínimas del mortero y la lechada de la mampostería. Mientras que, si estos están agrietados y se encuentran sometidos a fuerzas transversales, su rigidez a flexión es igual a cero a menos que se considere la acción de arqueamiento (FEMA 273, 1997). La acción de arqueamiento es considerada solo si se cumplen las condiciones:

- El muro de mampostería no estructural está en contacto estrecho con el pórtico.
- El producto del módulo elástico E_{fe} veces el momento de inercia, I_f , del pórtico más flexible excede a $3,6 \times 10^9 \text{ lb-in}^2$.

- Los componentes del pórtico tienen suficiente resistencia a los empujes de arqueamiento del muro.
- La relación h_{inf}/t_{inf} es menor o igual a 25.

Al considerar la acción de arqueamiento, se busca determinar la relación entre la deflexión a media altura normal al plano de un muro de mampostería no estructural, Δ_{inf} , y la altura del muro, h_{inf} .

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}} = \frac{0,002 \frac{h_{inf}}{t_{inf}}}{1 + 1 - 0,002 \frac{h_{inf}}{t_{inf}}^2}$$

El Fema 273 (1997) especifica que en caso de que estos muros no presentan acciones de arqueamiento, los niveles de seguridad y prevención de colapsos permiten el agrietamiento por flexión de muros de mampostería no estructural sujetos a cargas fuera del plano, siempre y cuando los segmentos de pared agrietados permanezcan estables durante la excitación dinámica. Esta estabilidad se determina usando modelos analíticos de integración paso a paso con registros de aceleración en el tiempo aplicados en la parte superior y en la base del muro. No es necesario comprobar la estabilidad dinámica de los muros con una relación h/t inferior a la indicada en la Tabla 16.

Tabla 16. Relaciones h/t permisibles para muros de mampostería no estructural fuera del plano (FEMA 273, 1997).

Tipo de muros	$S_{x1} \leq 0,24g$	$0,24g < S_{x1} \leq 0,37g$	$0,37g < S_{x1} \leq 0,5g$
Paredes de edificios de una planta	20	16	13
Muros del primer piso de edificio de varios pisos	20	18	15
Muros en el piso superior de un edificio de varios pisos	14	14	9
Los demás muros	20	16	13

S_{x1} : Es la aceleración de respuesta espectral de diseño en un periodo de un segundo para cualquier nivel de peligro y cualquier amortiguamiento, medida en g.

2.3.2. Criterio de aceptabilidad de resistencia

Los muros de mampostería no estructural deben soportar fuerzas inerciales fuera del plano. Además, se debe tomar en cuenta que la menor resistencia transversal del muro de mampostería no estructural debe exceder las presiones normales.

Estos muros deben estar anclados positivamente a todos los diafragmas a distancias horizontales que no excedan 8 ft, ya que estos proporcionan un soporte lateral para la pared. Deben ser anclados a cada diafragma para el mayor de $400S_{xs}$ libras por pie de muro o χS_{xs} veces el peso tributario del muro al anclaje; donde el coeficiente χ está dado por la Tabla 17, y S_{xs} es la aceleración de la respuesta espectral en períodos cortos para cualquier nivel de peligro y cualquier amortiguación medida en g. Para diafragmas flexibles, las fuerzas de anclaje se toman como tres veces las especificadas anteriormente y se desarrollarán en el

diafragma. Cuando los muros estén reforzados por el comportamiento fuera del plano por medio de pilares y elementos similares, se debe proporcionar anclajes en cada uno de dichos elementos, por lo que la distribución de las fuerzas fuera del plano entre los anclajes de la pared y las uniones de los diafragmas tendrá en cuenta el efecto de reforzamiento. Además, el muro debe tener una resistencia adecuada para extenderse entre los puntos de apoyo fuera del plano cuando se someta a fuerzas fuera del plano iguales a $0,4S_{xs}$ veces el peso unitario de la pared, sobre su área (FEMA 273, 1997).

Tabla 17. Coeficiente χ para el cálculo de fuerzas de muros fuera del plano (FEMA 273, 1997).

Niveles de desempeño	χ
Prevención de colapso	0,3
Salvaguardar vidas	0,4
Ocupación inmediata	0,6

El FEMA 273 (1997) establece que a menos que se considere la acción de arqueamiento, la menor resistencia del muro debe ser limitada por la menor resistencia a la tensión por flexión de la mampostería, f'_t , la cual se puede tomar como 0,7 veces la resistencia esperada a la tracción por flexión, f_{te} . Donde f_{te} para la flexión fuera del plano se medirá utilizando uno de los tres métodos siguientes:

- Mediante la extracción de muestras de ensayo de un muro existente, las cuales se someterán a una flexión de eje menor mediante el método de la llave de unión.
- Las muestras de ensayo se someterán a ensayo in situ utilizando el método de la llave de huesos.
- Los muros de muestra se extraerán y se someterán a flexión de eje menor de acuerdo con la norma ASTM E 518.

En lugar de las pruebas de materiales, se puede utilizar los valores predeterminados de resistencia a la flexión de la mampostería para muros cargados normalmente en su plano; se toma máximo 20 psi para mampostería en buenas condiciones, 10 psi para mampostería en condiciones razonables y 0 psis para mampostería en malas condiciones. Además, se puede suponer que la resistencia a la flexión de los muros de mampostería no estructural sometidos a fuerzas laterales en el plano es igual a la resistencia a flexión fuera del plano (FEMA 273, 1997).

Por otro lado, si se considera la acción de arqueamiento tomando los requerimientos anteriormente mencionados, la menor resistencia transversal del muro medida en lb/in^2 , q_{in} , se determina de la siguiente manera:

$$Q_{CL} = q_{in} = \frac{0,7 f'_m \lambda_2}{\frac{h_{inf}}{t_{inf}}} \times 144$$

Donde f'_m es el límite inferior de la resistencia a la compresión de la mampostería igual a $f'_m/1,6$ medido en psi y λ_2 son los parámetros de esbeltez definidos en la tabla.

Tabla 18. Valores de λ_2 dependiendo de esbeltez (FEMA 273, 1997).

h_{inf}/t_{inf}	5	10	15	25
λ_2	0,129	0,06	0,034	0,013

2.3.3. Criterios de aceptabilidad de deformación

Para el criterio de aceptabilidad de deformación se debe analizar los diferentes niveles de desempeño. Los niveles de desempeño establecidos en el FEMA 273 (1997) y sus criterios son los siguientes:

- Ocupación inmediata: ocurre cuando hay un agrietamiento significativo en el muro de mampostería no estructural; este estado límite ocurre cuando se produce una deriva de piso fuera del plano de aproximadamente 2%.
- Salvar vidas: ocurre cuando se produzca un daño sustancial o el desprendimiento de una parte del muro de mampostería no estructural; este estado límite ocurre con una relación de deriva de piso lateral fuera del plano de aproximadamente 3%.
- En caso de que el pórtico pueda permanecer estable después de la pérdida de un muro de mampostería no estructural, este muro no estará sujeto a los límites establecidos por el nivel de Desempeño de Prevención de colapso.

3. Diseño y modelación según el Eurocódigo 8 (2004): Design of Structures for Earthquake Resistance

3.1. Generalidades

El Eurocode 8 (2004) tiene como objetivo limitar los daños estructurales de las edificaciones para evitar su colapso ante acciones sísmicas. Mediante este código se diseñan edificaciones seguras para los usuarios asegurando que las estructuras con mayor importancia puedan mantenerse en operación después de la ocurrencia de un sismo. Este código asume que no habrá cambios en la estructura durante la fase de construcción o durante su vida útil, evitando así cambios en la resistencia estructural debido a la naturaleza específica del sismo. Por otro lado, se especifica que las estructuras construidas en regiones sísmicas deben cumplir los siguientes requerimientos:

- No colapsar: Se debe diseñar y construir la estructura con el fin de que esta sea capaz de conservar su integridad estructural ante un sismo de diseño. Para este requisito, la acción sísmica de diseño debe ser asociada a una probabilidad de excedencia de referencia de 50 años o a un periodo de retorno de referencia. Además, considera el factor de importancia para tener en cuenta la diferente fiabilidad del diseño. Se aconseja tomar una probabilidad de excedencia de 10% y un periodo de retorno de 475 años.
- Limitación de daño: Se debe diseñar y construir la estructura para limitar o evitar totalmente los daños que se pueden producir ante el sismo de diseño. Para este requisito, la acción sísmica de diseño debe ser asociada a una probabilidad de excedencia de referencia en 10 años o a un periodo de retorno de referencia. Se aconseja tomar una probabilidad de excedencia de 10% y un periodo de retorno de 95 años.

Para el análisis estructural se debe elaborar un modelo que represente la distribución de las masas y rigideces de manera precisa, con el fin de contabilizar adecuadamente las fuerzas inerciales presentes durante un sismo. Además, se debe considerar las zonas de unión entre vigas y columnas en los pórticos. En caso de tener un análisis no lineal, se debe representar adecuadamente la distribución de la resistencia.

Se considera la presencia de los elementos no estructurales, ya que estos pueden influir en la respuesta de la estructura ante acciones sísmicas. Se tiene en cuenta que los muros de mampostería no estructural contribuyen significativamente a la rigidez lateral y a la resistencia del edificio. En general, se puede considerar que la estructura consiste en una serie de sistemas resistentes a la carga vertical y lateral, conectados por diafragmas horizontales (Eurocode 8, 2004).

3.2. Elementos no estructurales

El Eurocode 8 (2004) define como elementos no estructurales a los parapetos, frontones, antenas, apéndices y equipos mecánicos, muros exteriores, muros divisorios y barandillas. Se debe realizar el análisis sísmico de los elementos cuando son de gran importancia o de naturaleza peligrosa. Este análisis se basará en un modelo realista de las estructuras pertinentes y en el uso de espectros de respuesta adecuados derivados de la respuesta de los elementos estructurales.

3.2.1. Verificación

Debido a la influencia que tienen los elementos no estructurales en el comportamiento del edificio; sus conexiones y sus acoplamientos o anclajes deben ser verificados para la combinación de las acciones sísmicas con otras acciones. Con el fin de determinar los efectos de las acciones sísmicas se puede aplicar una fuerza horizontal F_a a los elementos no estructurales, esta fuerza se define como:

$$F_a = \frac{S_a W_a \gamma_a}{q_a}$$

Donde F_a es la fuerza sísmica horizontal que actúa en el centro de masa del elemento no estructural en la dirección más desfavorable, W_a es el peso del elemento, S_a es el coeficiente sísmico aplicable a los elementos no estructurales, q_a es el factor de comportamiento presentado en la Tabla 19 y γ_a es el factor de importancia que para elementos no estructurales es igual a 1,0 (Eurocode 8, 2004).

Tabla 19. Factor de comportamiento de elementos no estructurales (Eurocode 8, 2004).

Factor de comportamiento q_a	Tipo de elemento no estructural
1,0	<ul style="list-style-type: none"> - Parapetos en voladizo u ornamentaciones - Carteles y vallas publicitarias - Chimeneas, mástiles y tanques sobre patas que actúan como voladizos sin abrazadera a lo largo de más de la mitad de su altura total.
2,0	<ul style="list-style-type: none"> - Paredes exteriores e interiores - Paredes divisorias y fachadas - Chimeneas, mástiles y depósitos sobre patas que actúan como voladizos sin abrazadera a lo largo de menos de la mitad de su altura total, o arriostrados o sujetos a la estructura en su centro de masa o por encima de él. - Elementos de anclaje para falsos techos y luminarias

Nota: q_a se utiliza para reducir fuerzas obtenidas a partir de un análisis lineal, para considerar la respuesta no lineal de una estructura, asociada al material, al sistema estructural y a los procedimientos de diseño (Eurocódigo 8, 2004).

Tabla 20. Factor de importancia de elementos no estructurales (Eurocode 8, 2004).

Factor de importancia γ_a	Tipo de elemento no estructural
1,5	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos de anclaje para máquinas y equipos necesarios para los sistemas de seguridad. - Depósitos y recipientes que contengan sustancias tóxicas o explosivas consideradas peligrosas.
1,0	- Para todos los demás elementos estructurales.

Para obtener el coeficiente sísmico aplicable a los elementos no estructurales, S_a , se puede utilizar la siguiente expresión:

$$S_a = \alpha \times S \frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^{2,5}}$$

Donde α es la relación entre la aceleración de diseño del suelo en un suelo tipo A y es la aceleración de la gravedad; S es el factor del suelo; T_a es el período de vibración fundamental del elemento no estructural; T_1 es el período de vibración fundamental del edificio en la dirección relevante; z es la altura del elemento no estructural por encima del nivel de aplicación de la acción sísmica; y H es la altura del edificio medida desde los cimientos o desde la parte superior de un sótano rígido (Eurocode 8, 2004).

3.3. Criterios para pórticos con muros de mampostería no estructural

Los criterios de buenas prácticas descritos a continuación pueden ser tomados para el diseño de muros de mampostería no estructural dentro de pórticos de concreto, acero y mixtos. No obstante, para aplicar estos criterios a pórticos o sistemas duales de pórticos equivalentes de hormigón de alta ductilidad, y a pórticos de acero o pórticos resistentes a momento compuestos de acero y hormigón armado de alta ductilidad que interactúan con muros de mampostería no estructural. El Eurocode 8 (2004) establece que estos muros deben cumplir las siguientes tres condiciones:

- Se deben construir después del endurecimiento del hormigón de los pórticos o del montaje de los pórticos de acero.
- No cuentan con juntas que los aíslen del pórtico y tampoco están conectados a la estructura mediante ataduras, correas, postes o conectores de cortante.
- Se consideran elementos no estructurales.

En particular, para los muros vulnerables a fallas fuera del plano, el no tener amarres puede reducir el riesgo de caída de la mampostería. Se puede desprestigiar la interacción con los muros de mampostería no estructural en caso de tener muros o sistemas duales de hormigón de muros equivalentes, así como para sistemas compuestos de acero-hormigón o de acero donde los elementos se encuentran arriostrados (Eurocode 8, 2004).

3.3.1. Requerimiento y criterios

- Se consideran las consecuencias de las irregularidades en el plano y en elevación producidas por los muros de mampostería no estructural.
- Se consideran las incertidumbres relacionadas con el comportamiento de estos muros, tal como la variabilidad de sus propiedades mecánicas, variaciones en su fijación al pórtico, posibles modificaciones del edificio y el grado de los daños sufridos durante un sismo.
- Se consideran los posibles efectos locales adversos debidos a la interacción entre los pórticos y los muros de mampostería no estructural, causados por los esfuerzos cortantes que el puntal diagonal del muro puede inducir a las columnas.

3.3.2. Irregularidades producidas por los muros de mampostería

El diseño y la distribución de los muros de mampostería no estructural son factores que pueden afectar de manera positiva o negativa a la disipación de energía en la estructura, por lo que se procura tener una distribución uniforme de estos. De igual manera, se toman las medidas respectivas para evitar irregularidades ante acciones sísmicas causadas por la vulnerabilidad de muros de mampostería no estructural ubicados en planta baja (Eurocode 8, 2004). Consecuentemente, en la planta baja se debe considerar la longitud total de las columnas como una longitud crítica y se debe confinar apropiadamente según lo especificado en la Tabla 21.

El Eurocode 8 (2004) propone un diseño que evita la interacción entre los muros de mampostería no estructural y los elementos estructurales para evitar que se generen y propaguen esfuerzos. Además, propone reglas y medidas dependiendo de la altura del muro. En caso de tener muros de mampostería no estructural que ocupan toda la longitud libre de una sola columna adyacente; esta longitud se debe reforzar con la cantidad y el patrón de estribos respectivos para zonas críticas. Mientras que, al tener muros de mampostería no estructural con altura menor a la longitud libre de las columnas adyacentes, se deben tomar las siguientes medidas:

- Se considera una zona crítica a la longitud total de la columna por lo que debe contar con la cantidad y el patrón de estribos necesarios para este tipo de zonas.
- Se debe compensar adecuadamente la disminución en la relación de luces de corte. Para esto, el cálculo de la fuerza cortante en función de la clase de ductilidad debe considerar que la longitud libre de la columna, l_{cl} , es igual a la longitud de la columna que no está en contacto con el muro y que el momento, $M_{i,d}$, en la columna ubicado en la parte superior del muro es igual a, $M_{RC,i} \gamma_{Rd}$; donde el factor de incertidumbre del modelo en el valor de diseño de las resistencias considerando varias fuentes de sobreesfuerzo, γ_{Rd} , es igual a 1,1 para hormigón de ductilidad media y 1,3 para hormigón de ductilidad alta; y $M_{RC,i}$ es el momento de resistencia de la columna en su extremo.
- Se debe colocar estribos a lo largo de la longitud de la columna que no está en contacto con el muro; mientras que en la parte que se encuentra en contacto con el muro se deben extender a lo largo de una longitud h_c , la cual es la dimensión de la sección transversal de la columna en el plano del muro.
- Si la longitud de la columna que no está en contacto con el muro es menor a $1,5h_c$, la fuerza de cortante deberá resistirse mediante un refuerzo diagonal.

Se debe verificar el cortante en la longitud, l_c , de las columnas sobre la que se aplica la fuerza del puntal diagonal del muro de mampostería no estructural. En el Eurocode 8 (2004) se indica que se debe tomar el menor de las dos fuerzas de cortantes siguientes:

- La componente horizontal de la fuerza del puntal del muro de mampostería no estructural, la cual se asume que es igual a la resistencia a cortante horizontal del muro, según lo estimado sobre la base de la resistencia a cortante de las juntas horizontales.
- La fuerza de cortante calculada, dependiendo la clase de ductilidad, suponiendo que la capacidad de flexión por sobrecarga de la columna $M_{RC,i} \gamma_{Rd}$ se desarrolla en ambos extremos de la longitud de contacto, l_c .

La longitud de contacto se toma igual al ancho vertical total del puntal diagonal del muro de mampostería no estructural. A menos que se haga una estimación más precisa de este ancho, teniendo en cuenta las propiedades elásticas, la geometría del muro y la de geometría de la columna se puede asumir que el ancho del puntal es una fracción fija de la longitud de la diagonal del panel.

Tabla 21. Detallamiento de estribos en las columnas sísmicas principales de hormigón de alta ductilidad (Eurocode 8, 2004).

Detallamiento de estribo en las columnas principales	
En zonas críticas	
$d_{bw} \geq$	6mm, $0.4 f_{yd}/f_{ywd}^{1/2} d_{bl}$
$s_w \leq$	$6 d_{bl}$, $b_0/3$, 125mm
$\omega_{wd} >$	0,08
$\alpha\omega_{wd} >$	$30\mu_\phi^* v_d \varepsilon_{sy,d} b_c/b_0 - 0,035$
En zonas críticas en la base de la columna	
$\omega_{wd} \geq$	0,12
$\alpha\omega_{wd} \geq$	$30 \mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} b_c/b_0 - 0,035$

En los dos primeros pisos de una edificación, los requisitos en d_{bw} y s_w se aplican a una distancia no inferior a 1,5 veces la altura de la zona crítica medida desde el final de la sección.

Con c se denota la sección completa de hormigón.

b_o : Es el lado más pequeño del núcleo de la columna.

ω : Es la relación de volumen de los estribos y f_{yd}/f_{cd} veces el volumen del núcleo confinado.

α : Es el factor de efectividad de confinamiento para estribos circulares $\alpha_n = 1$ y para

estribos rectangulares $\alpha_s = \frac{1 - \frac{b_o}{n_h - 1} \frac{h_o}{h_o} + \frac{h_o}{n_b - 1} \frac{b_o}{b_o}}{3}$, con n_b piernas paralelas al lado del núcleo con longitud b_o y n_h piernas paralelas al lado del núcleo con longitud h_o .

μ_ϕ^* : Es un factor de ductilidad de curvatura correspondiente a 2/3 del valor básico q_o del factor de comportamiento; en los extremos de las columnas donde se forma una rótula plástica, el factor μ_ϕ^* es igual al valor correspondiente de q_o .

Para edificaciones regulares en elevación con sistemas estructurales torsionalmente flexibles $q_o = 3$, para sistemas de péndulo invertido (con al menos 50% de la masa total en el tercio superior de la altura) $q_o = 2$, para sistemas de paredes no acopladas (> 65% del cortante basal resistido por muros) $q_o = 4\alpha_u/\alpha_1$, para cualquier otro sistema $q_o = 4,5\alpha_u/\alpha_1$.

α_u : Es la acción sísmica en el desarrollo del mecanismo global

α_1 : Es la acción sísmica en el primer lugar donde cede a flexión.

3.3.3. Irregularidades en el plano

Con el fin de prever irregularidades en el plano se debe evitar distribuir los muros de mampostería no estructural de manera irregular, asimétrica o no uniforme. De lo contrario, se tiene que utilizar modelos espaciales para el análisis de la estructura, los cuales deben incluir los muros de mampostería no estructural. Además, se debe realizar un análisis de sensibilidad con respecto a la posición y las propiedades de estos muros. En estos modelos es de gran importancia verificar los elementos estructurales en los lados flexibles del plano, debido a los efectos de cualquier respuesta torsional causada por los muros. Para el análisis, dichos modelos no toman en cuenta a los muros de mampostería no estructural con más de una abertura o perforación significativa (Eurocode 8, 2004).

Al tener una distribución irregular de estos muros, pero de manera que estos no constituyan una irregularidad grave en el plano. Estas irregularidades se consideran aumentando por un factor de 2,0 los efectos de la excentricidad accidental.

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i$$

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

Donde e_{ai} es la excentricidad accidental de la masa de planta desde su ubicación nominal, L_i es la dimensión del piso perpendicular a la acción sísmica, M_{ai} es el momento torsional aplicado a la planta en su eje vertical, F_i es la fuerza horizontal actuante en la planta para todas las direcciones relevantes (Eurocode 8, 2004).

El limitar daños en los muros no estructurales busca evitar una falla y una prematura desintegración en estos. Los muros con una relación de esbeltez mayor a 15 deben ser tomados en cuenta, con el fin de evitar un colapso parcial o total. Por otro lado, se puede mejorar la integridad y el comportamiento del muro tanto en el plano como fuera del plano mediante la implementación de mallas ligeras de alambre bien ancladas en una cara del muro y anclajes fijos a las columnas que van fundidos en los planos de lecho de la mampostería. Además, se puede utilizar postes y correas de hormigón a través de los muros y todo su grosor; sobre todo en los bordes de grandes aberturas o perforaciones (Eurocode 8, 2004).

3.3.4. Irregularidades en elevación

Las irregularidades considerables en la elevación entre pisos causan que los efectos de la acción sísmica en los elementos verticales de los respectivos pisos tiendan a incrementarse. En caso de no utilizarse un modelo más preciso, los efectos de acción sísmica calculados se deben amplificar tomando un factor de aumento, η , el cual se calcula mediante:

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\Sigma V_{Ed}} \leq q$$

si $\eta < 1,1$ no hay necesidad de modificar los efectos de acción.

Donde ΔV_{RW} es la reducción total de la resistencia de los muros de mampostería en la planta respectiva en comparación con alguna planta superior con más muros y ΣV_{Ed} es la suma de las fuerzas cortantes sísmicas que actúan sobre todos los elementos estructurales verticales de la planta respectiva (Eurocode 8, 2004).

3.4. Requisitos adicionales

El Eurocode 8 (2004) especifica que para edificaciones con muros de mampostería no estructural participantes, las cuales se encuentran ubicadas en regiones sísmicas, se debe considerar los criterios y normas descritos para mampostería confinada. Los criterios por seguir son los siguientes:

- Se debe anclar a los elementos de confinamiento horizontales y verticales con los elementos del sistema estructural principal.
- Se debe colocar el hormigón de los elementos de confinamiento después de haber construido el muro de mampostería para garantizar su unión.
- Las secciones transversales de los elementos de confinamiento verticales y horizontales deben tener dimensiones mayores o iguales a 150mm.
- Al usar paredes de doble capa de mampostería se debe asegurar que los elementos de confinamiento unan ambas capas.

Adicionalmente, los elementos horizontales de confinamiento deben estar separados en sí mediante una distancia vertical menor o igual a 4 m y se deben colocar en el plano del muro. Por otro lado, la separación de los elementos verticales de confinamiento no debe sobrepasar una distancia de 5 m y pueden ser colocados según lo siguiente:

- En los bordes libres de cada elemento estructural de la pared.
- A ambos lados de cualquier hueco en el muro con una superficie superior a $1,5 \text{ m}^2$.

Los elementos de confinamiento deben cumplir lo siguiente:

- El área de la sección transversal del refuerzo longitudinal no puede ser menor a 300 mm^2 , no superior al 1% del área de la sección transversal del elemento de confinamiento.
- Se deben colocar estribos con diámetro mayor o igual a 5 mm alrededor del refuerzo longitudinal con una separación menor o igual a 150 mm.
- Los empalmes de varillas no deben tener una longitud inferior a 60 db.
- El acero de refuerzo debe ser clase B o C de acuerdo con la norma EN 1992-1-1:2004, Tabla C.1.

4. Modelación de muros de mampostería no estructural según Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015)

4.1. Generalidades

La investigación realizada por Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015) presenta varios enfoques de modelos no lineales, los cuales son utilizados para describir el comportamiento de los muros de mampostería no estructural y su interacción con los pórticos de hormigón armado ante acciones sísmicas en el plano. En esta investigación se presenta tres tipos de enfoques de modelación:

- Micro-modelación: Esta considera y analiza a cada uno de los elementos de los pórticos con muros como elementos separados.
- Meso-modelación: Esta considera al muro de mampostería no estructural como un continuo.
- Macro-modelación: Esta combina los elementos del pórtico con uno o más puntales equivalentes al muro de mampostería.

De los enfoques de modelación nombrados, la macro-modelación es el más utilizado actualmente debido a su simplicidad y eficiencia. Esto se debe a que estos modelos deben ser capaces de reproducir los efectos de las cargas verticales, la influencia del muro en las respuestas de flexión y cortante de las columnas, la reducción de la capacidad en el plano debido acciones fuera del plano y los efectos de las aberturas. No obstante, no todos los modelos propuestos logran capturar los efectos principales de la interacción entre el muro de mampostería no estructural y el pórtico (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015).

Por otro lado, los meso-modelos y micro-modelos son más complejos y costosos de implementar debido a que estos requieren la calibración de un gran número de parámetros para modelar la no linealidad de los componentes. La ventaja que estos presentan es que son capaces de capturar con precisión varios modos de falla a partir de los efectos de tensión-deformación locales.

4.2. Macro modelación

Este tipo de modelos implementa un puntal diagonal equivalente a un muro de mampostería no estructural, con el fin de representar los mecanismos de interacción entre estos muros y los pórticos que los rodean. En caso de contar con cargas monótonas, se emplea un solo puntal diagonal de compresión; mientras que al tener cargas cíclicas se emplea dos puntales a lo largo de las dos diagonales del muro. Los puntales empleados deben considerar la rigidez lateral, la resistencia y el comportamiento post-pico del muro (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015).

En caso de contar con un análisis no lineal de los pórticos, los elementos de pórtico consideran la respuesta a la flexión y al cortante a través de modelos de distribución de plasticidad. Además, el puntal equivalente se conecta a la unión viga-columna, por lo que este no tiene una interacción directa con la respuesta cortante de la columna (Crisafulli, 1997). Como solución a este problema se han propuesto varios modelos de puntales múltiple, como los mostrados en la Figura 14.

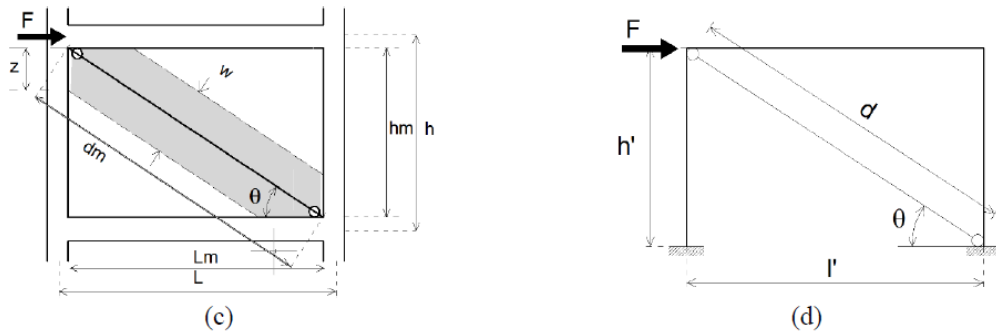


Figura 14. Macro modelo adaptado de: c) Crisafulli et al. (2000) y d) Amato et al. (2008)

Kadysiewskil y Mosalam (2009) desarrollaron un modelo que combina los efectos dentro y fuera del plano para análisis dinámicos no lineales. Cada muro se encuentra representado por un elemento diagonal que está compuesto por la unión de dos elementos viga-columnas, los cuales están basados en un comportamiento inelástico concentrado en las regiones de las bisagras cercanas al nodo de la mitad del vano, las cuales tienen una longitud total igual a $1/10$ de la longitud del puntal. La unión de los elementos viga-columnas se encuentra en el centro de la diagonal del elemento y se le asigna una masa concentrada en la dirección fuera del plano para tener en cuenta las fuerzas de inercia fuera del plano (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015). Este modelo fue calibrado, con el objetivo de utilizar un solo puntal diagonal tanto para cargas monótonas como cíclicas, y se muestra en la Figura 15.

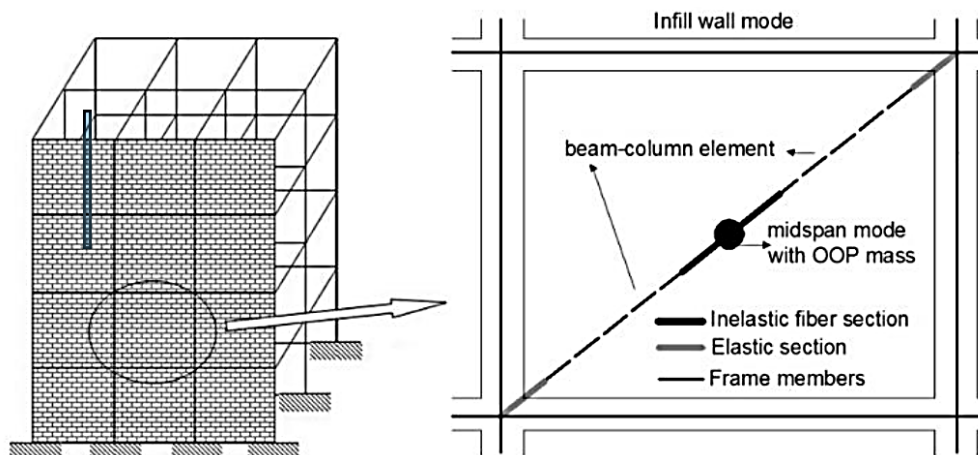


Figura 15. Modelo desarrollado por Kadysiewskil y Mosalam (2009)

La modelación del puntal diagonal requiere del ancho del puntal simple, w , el cual se determina utilizando la rigidez relativa, y la longitud de contacto entre el muro y el pórtico. La longitud de contacto es causada por los desplazamientos de los elementos del pórtico, y al variar el ángulo de inclinación afecta a la capacidad de la celosía del muro (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015). En la Tabla 22 se describen algunas de las ecuaciones tratadas para el cálculo del ancho del puntal.

Tabla 22. Expresiones propuestas para el cálculo de w/d , ordenadas cronológicamente (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015).

Autor (año)	Ecuación	Observación
-------------	----------	-------------

Paulay & Priestley (1992)	$w/d = 1/4$	$\lambda_h < 4$
Durrani & Luo (1994)	$w/d = \gamma \sin 2\theta$	$\gamma = 0,32 \frac{\overline{\sin 2\theta}}{m E_c I_c h_m} \frac{h^4 E_m t}{m E_c I_c h_m}^{-0,1}$
Flanagan & Bennet (1999)	$w = \frac{\pi}{C \lambda_h \cos 2\theta}$	$m = 6 \left(1 + \frac{6 E_b I_b h}{\pi E_c I_c L} \right)$ C es un valor empírico dependiente de la deriva en el plano
Cavaleri et al. (2005) Amato et al. (2008)	$w/d = \frac{k c}{z \lambda^* \beta}$	c (Sección 5.3) y β son coeficientes que toman en cuenta el módulo de Poisson, k toma en cuenta la carga vertical (Sección 5.3) y z es un parámetro geométrico

Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015) recomiendan utilizar la ecuación propuesta por Cavaleri et al. (2005) para determinar la relación w/d del puntal, debido a que esta es la única que considera la influencia de las cargas verticales. Motivo por el cual se presenta la siguiente ecuación para el cálculo del parámetro de rigidez relativa, λ^* , propuesta por Papia y Cavaleri (2001).

$$\lambda^* = \frac{E_m t h'}{E_c A_c} \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{A_c l'}{4 A_b h'}$$

Para los demás métodos se puede utilizar la ecuación propuesta por Stafford Smith (1967) que determina el parámetro adimensional, λ_h ; con el fin de evaluar la rigidez relativa entre el relleno y la columna. Este parámetro decrece a medida que la columna se vuelve más rígida que el muro de la mampostería.

$$\lambda_h = h \frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_m}^{1/4}$$

Donde t es el espesor del muro de mampostería no estructural, h_m es la altura de este muro, l' es la longitud entre centro de las columnas, h' es la altura entre la base y el centro de la viga, A_c es el área bruta de la columna, A_b es el área bruta de la viga, E_m es el módulo elástico de la mampostería, E_c es el módulo elástico del hormigón, θ es la inclinación de la diagonal del muro, I_c es el momento de inercia de la columna y h es la altura de la columna al centro de la viga. En la Figura 16 se muestra como λ^* y λ_h se relacionan con los valores de w/d determinados mediante las ecuaciones propuestas por varios autores.

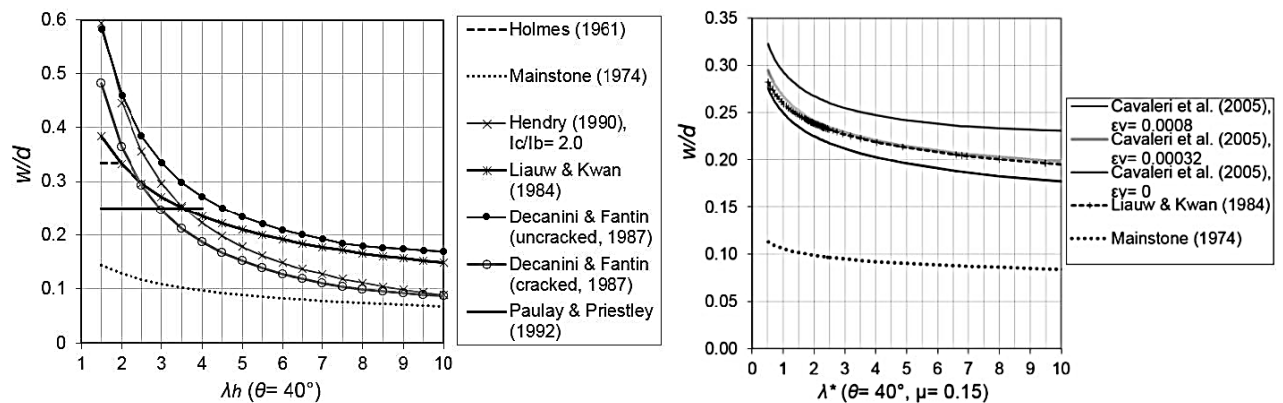


Figura 16. Variación de la relación w/d con respecto a las rigideces relativas λh y λ^* (Tarque, Candido, Camata, & Spacone, 2015)

Por otro lado, se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de la longitud de contacto entre el muro de mampostería no estructural y el pórtico que lo rodea, propuesta por Stafford Smith (1967).

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} h$$

La expresión propuesta por Bazan y Meli (1980) es utilizada para definir el parámetro adimensional β , con el fin de evaluar la rigidez.

$$\beta = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

$$0,9 \leq \beta \leq 11 \text{ y } 0,75 \leq l_m/h_m \leq 2,5$$

Donde A_m es el área del muro en el plano horizontal (longitud por espesor), G_m es el módulo de rigidez del muro.

4.3. Modelos de puntal simple vs múltiple

Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015) estudiaron varios modelos de puntales múltiples, concluyendo que los modelos más precisos son los propuestos por Chrysostomou et al. (2002), y por Crisafulli y Carr (2007). Esto se debe a que estos modelos utilizan puntales diagonales en ambas direcciones e implementan puntales excéntricos múltiples para predecir correctamente las fallas de cortante en las columnas que pueden ser inducidas por los efectos de columnas cortas.

Crisafulli (1997), Crisafulli y Carr (2007) y Smyrou et al. (2011) formularon un modelo que considera un elemento de cuatro nodos. Para esto usaron dos puntales paralelos fuera de la diagonal y un resorte de cortante en cada dirección que explique la falla por tensión diagonal y la falla cortante a lo largo de las juntas de mortero, como se muestra en la Figura 17. Este Modelo considera lo siguiente:

- El ancho de cada puntal equivalente es la mitad del ancho del modelo del puntal simple. Se debe considerar que el ancho del puntal simple se encuentra entre 10% y 40% de la longitud diagonal del muro y se puede calcular por las ecuaciones mencionadas anteriormente.
- En caso de que el muro se agriete, el ancho del puntal puede disminuir de 20% a 50%.
- La separación vertical de los puntales, h_z , varía entre $z/3$ y $z/2$. Donde z es la longitud de contacto calculada anteriormente.
- La rigidez relativa λ_h es la misma calculada anteriormente.
- El área de los puntales puede disminuir a medida que el desplazamiento axial del puntal aumenta, debido a la reducción de la longitud de contacto y al agrietamiento del muro de mampostería.

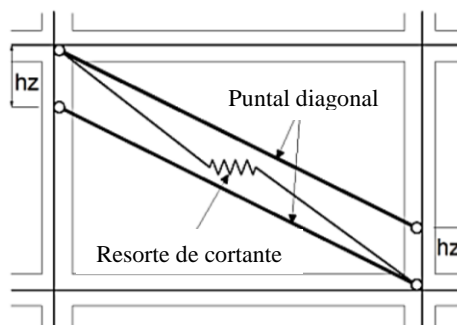


Figura 17. Modelo formulado por Crisafulli (1997); Crisafulli y Carr (2007); y Smyrou et al. (2011) (como se cita en Tarque, Candido, Camata & Spacone, 2015).

Chrysostomou et al. (2002) propone un modelo que utiliza en cada diagonal del muro, tres puntales diagonales a compresión que son paralelos entre sí. La configuración de estos puntales dicta que uno de estos se coloca a lo largo de los nudos de unión viga-columna, mientras que los otros dos se colocan en puntos críticos del pórtico donde se puede producir una deformación plástica, como se muestra en la Figura. Para determinar el área total de los puntales equivalentes se aplica la siguiente ecuación, considerando que α_c es la longitud de contacto.

$$A = \frac{1 - \alpha_c \alpha_c h t}{\cos 2\theta}$$

Este modelo especifica que el área del puntal central es $A/2$, mientras que el área de los otros dos puntales es $A/4$.

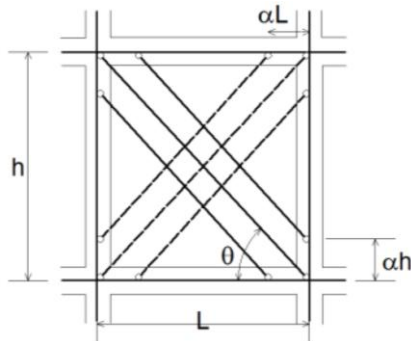


Figura. Modelo propuesto por Chrysostomou et al. (2002) (como se cita en Tarque, Candido, Camata & Spacone, 2015).

5. Macro-modelo para análisis de pórticos con muros de mampostería no estructural con aberturas y cargas verticales, propuesto por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015)

5.1. Generalidades

Gran parte de los códigos que se han publicado hasta la actualidad ignoran la influencia de las aberturas en el comportamiento de los muros de mampostería no estructural. El macro-modelo propuesto por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) se basa en la implementación de un puntal diagonal de compresión equivalente a un muro de mampostería no estructural, el cual se encuentra dentro de un pórtico genérico. Mediante la modelación de este puntal se puede simplificar el análisis estructural de edificios de varios pisos y múltiples tramos. Motivo por el cual, este macro-modelo busca determinar el ancho del puntal de compresión equivalente utilizando un análisis de elementos finitos y considerando parámetros que generalmente son ignorados en los modelos ya disponibles en la literatura.

5.2. Modelo propuesto y determinación para muros

Con el fin de determinar la sección transversal del puntal se debe considerar que la rigidez lateral inicial del pórtico con muros es igual a la rigidez inicial del pórtico arriostrado equivalente. Siendo D_l la rigidez lateral del sistema actual de pórticos con muros resuelto por un enfoque de micro-modelación (Figura 1a) y D_i la rigidez lateral del modelo simplificado del pórtico arriostrado (Figura 1b y Figura 2a).

$$D_l = D_i = D_d + D_f$$

$$D_d = \frac{k_d \cos^2 \theta}{1 + k_d/k_c \sin^2 \theta + 1/2 k_d/k_b \cos^2 \theta}$$

$$D_f = \frac{24E_f I_c}{h'} \left(1 + \frac{l' I_c}{h' I_b} \right)^{-1}$$

$$k_d = \frac{E_d t w}{d}, \quad k_c = \frac{E_f A_c}{h'}, \quad k_b = \frac{E_f A_b}{l'}$$

Donde k_d es la rigidez axial del puntal diagonal, k_c es la rigidez axial de la columna, k_b es la rigidez axial de la viga, E_d es el módulo de Young a lo largo de la dirección de la diagonal del muro, E_f es el módulo de Young del hormigón del que esta hecho el pórtico, t es el espesor del muro, w es el ancho del muro, d es la longitud diagonal del muro, θ es el ángulo que define la dirección diagonal del puntal, h' es la altura del pórtico con muro medida entre ejes de las vigas, l' es la longitud del pórtico con muro medida entre ejes de las columnas, h_v es la altura de la abertura medida entre ejes de las vigas, l_v es la longitud de la abertura, A_c es el área transversal de la columna y A_b es el área transversal de la viga (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015). Adicionalmente, se tiene que D_f es la rigidez lateral del esqueleto del pórtico (Figura 19c) y D_d es la rigidez lateral del pórtico arriostrado con uniones articuladas (Figura 19b). Varias de estos conceptos se muestran en la Figura 18; mientras que en la Figura 19c se muestra el esqueleto del pórtico el cual comprende solamente los elementos de vigas y columnas (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

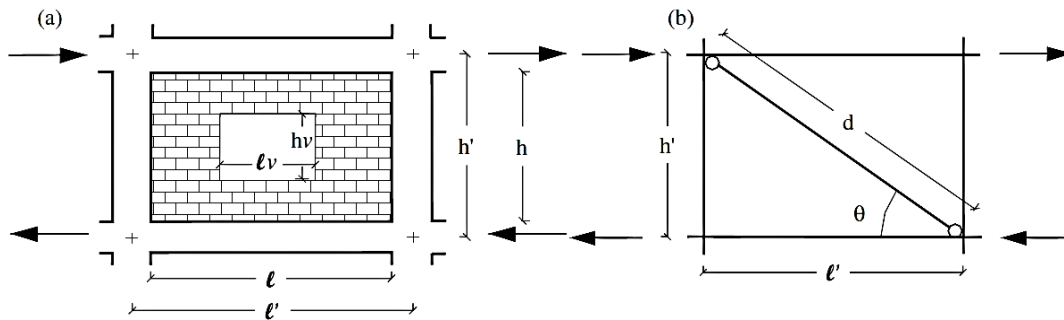


Figura 18. Nomenclatura empleada para el modelo, a) muro de mampostería no estructural con abertura, b) Macro-modelo (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

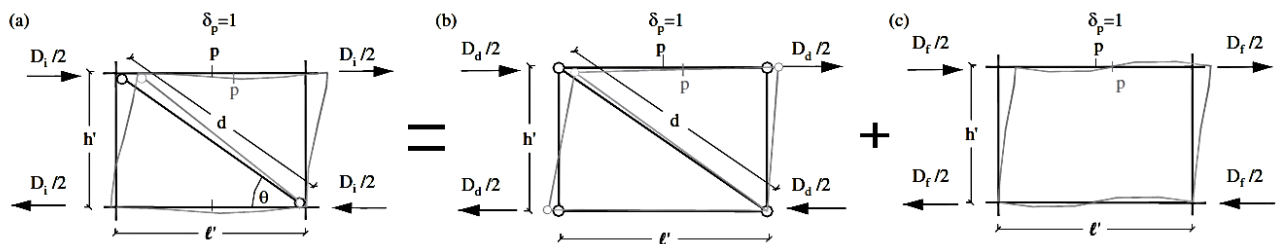


Figura 19. Descomposición de un macro-modelo en dos esquemas basados en los principios de superposición, b) Modelo simplificado del pórtico arriostrado por el puntal, c) Esqueleto del pórtico (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

El modelamiento del muro de mampostería no estructural con su respectivo pórtico realizado por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) utilizó elementos sólidos de tensión de cuatro nodos planos, asumiendo un comportamiento elástico, isotrópico y homogéneo de los materiales elásticos. Las interacciones entre estos dos elementos se modelaron utilizando elementos de la interfaz que actúan solamente en compresión, el eje de estos elementos se inclinó con respecto a la propia interfaz de tal manera que produjera un componente de fuerza

cortante, teniendo una relación entre los esfuerzos normales y los cortantes de 0,45. Además, al suponer una resistencia a la tracción igual a cero, se permite simular el desprendimiento entre el pórtico y el muro.

El modelo propuesto indica que la longitud de contacto entre el pórtico y el muro es influenciada por la carga vertical. Consecuentemente este modelo permite la evaluación de la rigidez lateral del sistema D_l en relación a su propia carga vertical, con el fin de determinar una ecuación para la relación entre el ancho de puntal diagonal articulación-junta equivalente y la longitud de puntal diagonal (w/d). Esta relación también denominada como el ancho adimensional del puntal equivalente se la puede expresar en función de la rigidez lateral D_l , al sustituir D_d en su ecuación $D_l = D_d + D_f$. La ecuación encontrada por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) mediante un modelo de elementos finitos.

$$\frac{w}{d} = \frac{D_l - D_f}{E_d t \cos^2 \theta} \left[1 - \frac{D_l - D_f}{k_c} \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{k_c}{2k_b} \right]^{-1}$$

El modelo establecido asocia al ancho del puntal adimensional w/d con el parámetro λ^* , el cual representa las características mecánicas del pórtico con un muro de mampostería no estructural en su interior. Para asociar estos dos parámetros se busca obtener la función $w/d = f(\lambda^*)$ que tome en cuenta las cargas verticales y el tamaño de las aperturas en el muro. El parámetro λ^* se puede definir la siguiente manera (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

$$\lambda^* = \frac{E_d t h'}{E_f A_c} \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{A_c l'}{4l_b h'}$$

Por otro lado, se utiliza niveles de carga vertical adimensionales ε_v ; y también el parámetro adimensional ξ que describe la relación entre dimensiones del muro de mampostería no estructural y las dimensiones de la abertura. Donde A_c es el área transversal media de las columnas y F_v es la carga vertical total aplicada al pórtico.

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_f}$$

$$\xi = \frac{h_v}{h} = \frac{l_v}{l}$$

Al realizarse una investigación numérica de modelos obtenidos por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) se puede visualizar como al incrementar el tamaño de la abertura en el muro de mampostería no estructural, se incrementa la longitud de contacto muro-columna y muro-viga, tal como se muestra en la Figura 20 y Figura 21. Además, existe una reducción en la relación w/d al incrementar el área de la abertura y variar λ^* . El análisis de los resultados reveló que el efecto de las cargas verticales se reduce a medida que ξ aumenta.

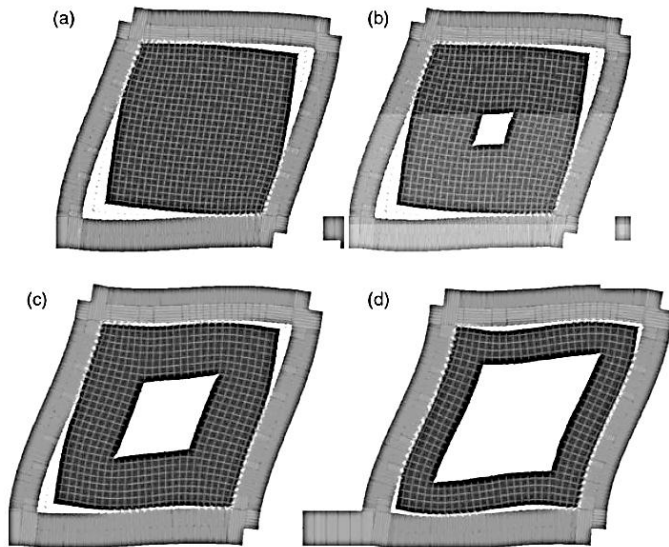


Figura 20. Incremento de longitud de contacto dependiendo del tamaño de su abertura en muros cuadrados, $l/h=1$ (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

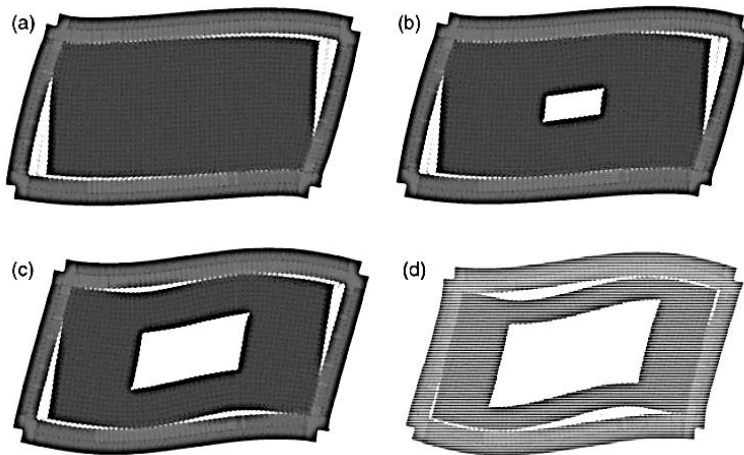


Figura 21. Incremento de longitud de contacto dependiendo del tamaño de su abertura en muros rectangulares $l/h=2$ (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

Por otro lado, en este punto se utiliza el factor de reducción, r , para w/d contra la relación de apertura ξ tanto para muros de mampostería no estructural cuadrados como para rectangulares, los cuales no cuentan con cargas verticales; este factor es independiente de la relación de aspecto l/h del muro. Para valores $\xi \leq 0,2$ el factor $r = 1$, para valores mayores a $\xi > 0,2$ se obtiene una reducción del ancho adimensional del puntal w/d , por lo que para el rango de $0,6 \leq \xi \leq 1$ existen variaciones en el factor de reducción que pueden ser representado por la siguiente función.

$$r = 1 + 0,24\xi - 4,23\xi^2 - 2,6\xi^3 + 12,73\xi^4 - 7,15\xi^5$$

Con el fin de controlar el comportamiento del modelo, se establece una función no lineal del factor de reducción r que se combina con el factor de amplificación para cargas verticales, k . Su no linealidad es resultado de la compleja interacción entre el marco de infiltración y la estructura (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

5.3. Modelo propuesto considerando efectos causados por las aberturas y las cargas verticales

Por un lado, como resultado de investigaciones numéricas se indica que existe una pérdida de rigidez debido a las aberturas, mientras que por otro lado existe un incremento de la rigidez debido a las cargas verticales. Debido a estos efectos causados por las aberturas y las cargas verticales que dependen de ε_v , λ^* y ξ . Se puede asumir de la siguiente modificación a la ecuación de w/d mencionada anteriormente (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

$$\frac{w}{d} = r g' k g'' \frac{l}{h} g''' \lambda^*$$

Donde el factor r toma valores entre 0 y 1 al considerar las aberturas en el muro y el factor k considera las cargas verticales en ausencia de aperturas en el muro. Papia et al. (2003) probó que la función $g''' \lambda^*$ se puede expresar de la siguiente manera, considerando que v_d es la relación de Poisson de la diagonal del muro.

$$g''' \lambda^* = \frac{c}{\lambda^* \beta}$$

$$c = 0,249 - 0,0116v_d + 0,567v_d^2$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073v_d + 0,126v_d^2$$

La investigación numérica del modelo realizada por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) obtiene una relación no lineal entre los factores r y k . “Cabe mencionar que esta relación toma en cuenta la variación del ancho adimensional del puntal debido a λ^* para un valor alto de la relación de abertura y desprecia la influencia de λ^* para los valores más pequeños de ξ donde la influencia del muro se vuelve despreciable” (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

$$r g' k g'' \frac{l}{h} = r k^\gamma \frac{h}{l}$$

$$k = 1 + 18\lambda^* + 200 \varepsilon_v$$

$$\gamma = 1 + \frac{0,5 r}{h/l^4}$$

En este caso el factor k considera muros de mampostería no estructural cuadrados o rectangulares que no tenga aberturas. La fuerte interacción entre aperturas y cargas verticales se expresa mediante el exponente γ , el cual depende de r debido a que este exponente busca que el factor k tome en cuenta las aberturas en los muros, los valores para k^γ se expresan en la Figura 22. Por otro lado, en el caso de no haber cargas verticales aplicadas se puede tomar $k = k^\gamma$. No obstante, las cargas verticales parecen asumir un rol importante en muros cuadrados de mampostería no estructural (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

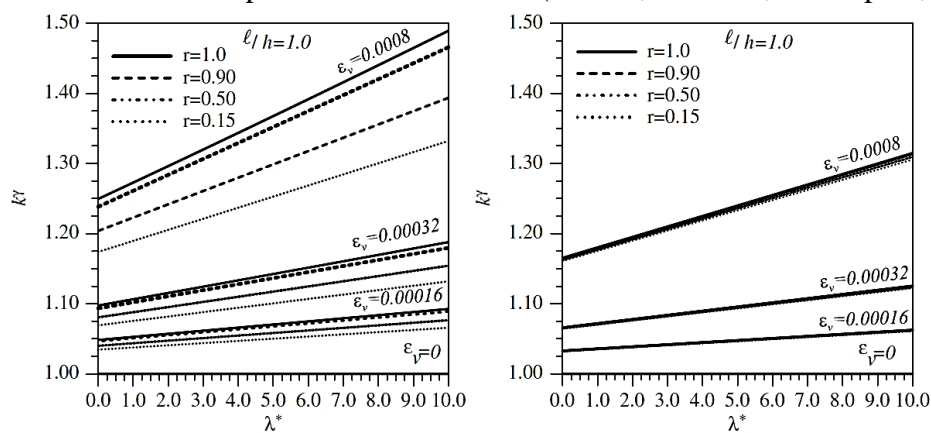


Figura 22. Valores asumidos para k^γ variando con respecto a λ^* considerando las relaciones de abertura y las cargas verticales (Asteris, Cavaleri, Di Trapani, & Sarhosis, 2015).

Aplicación

Las normas, códigos y publicaciones descritas anteriormente presentan diferentes formas de modelar muros de mampostería no estructural mediante un puntal diagonal equivalente a compresión. Con el fin de comparar los diferentes tipos de modelación, se ha calculado el ancho de estos puntales tomando como variable a la relación altura-longitud del muro y considerando constante una altura de muro de 99 (in). En los cálculos realizados, todos los modelos utilizan los mismos datos tanto del pórtico como del muro, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 23 y Tabla 24 respectivamente.

Tabla 23. Datos asumidos para los elementos del pórtico utilizados en los diferentes modelos.

Dimensión transversal en x de columnas (in)	14
Dimensión transversal en y de columnas (in)	14
Altura de columna (in)	99
Altura de columna eje-a-eje (in)	113
Dimensión transversal en x de vigas (in)	14
Dimensión transversal en y de vigas (in)	14
f'c (psi)	2987
Módulo de elasticidad (psi)	4266990

Tabla 24. Datos asumidos para el muro de mampostería no estructural de bloque de hormigón en los diferentes modelos.

Altura del muro (in)	99
Espesor del muro (in)	7.48
Resistencia mini a compresión (psi)	580
Módulo de elasticidad (psi)	522137
Módulo de rigidez (psi)	208855

Para los muros de mampostería no estructural se consideró los módulos de elasticidad y de rigidez establecidos en el TMS 402/602 (2011), debido a que estos son iguales a los

establecidos en la NEC (2015). El módulo de elasticidad establecido para los mampuestos de hormigón es $E_m = 900f'_m$, siendo f'_m la resistencia a compresión especificada de la mampostería medida en psi. Mientras que el módulo de rigidez para los mampuestos de hormigón es igual a $E_v = 0,4 E_m$.

Los resultados obtenidos al comparar los diferentes tipos de modelación se muestran tanto en la Tabla 25 como en la Figura 23. Adicionalmente, se debe considerar que para el modelo propuesto por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) se implementó una abertura en el muro igual al 50% de las dimensiones del muro. Por otro lado, para este modelo y para el modelo propuesto por Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015) se consideró una carga vertical de 2,72 (lb/m²) para un cuarto cuadrado cuyas dimensiones varían con respecto a la longitud del muro.

Tabla 25. Relaciones ancho-longitud de diagonal, w/d, obtenidos de los diferentes modelos considerando una altura constante igual a 99 in.

h/l	TMS 402/602	FEMA 273	Tarque et al. (Cavaleri)	Tarque et al. (Crisafulli)	Asteris et al. 50% abertura
0.5	0.050	0.111	0.060	0.030	0.050
0.6	0.058	0.110	0.085	0.042	0.060
0.7	0.066	0.109	0.097	0.048	0.069
0.8	0.074	0.109	0.091	0.045	0.077
0.9	0.083	0.109	0.072	0.036	0.085
1	0.091	0.109	0.050	0.025	0.093
1.1	0.100	0.109	0.030	0.015	0.100
1.2	0.109	0.109	0.017	0.008	0.108
1.3	0.118	0.109	0.008	0.004	0.115
1.4	0.127	0.109	0.004	0.002	0.121

Nota: El rango $0,5 \leq h/l \leq 1,4$ se debe a que este cumple con las condiciones propuestas por Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015). Las condiciones son: $0,9 \leq \beta \leq 11$ y $0,75 \leq l_m/h_m \leq 2,5$.

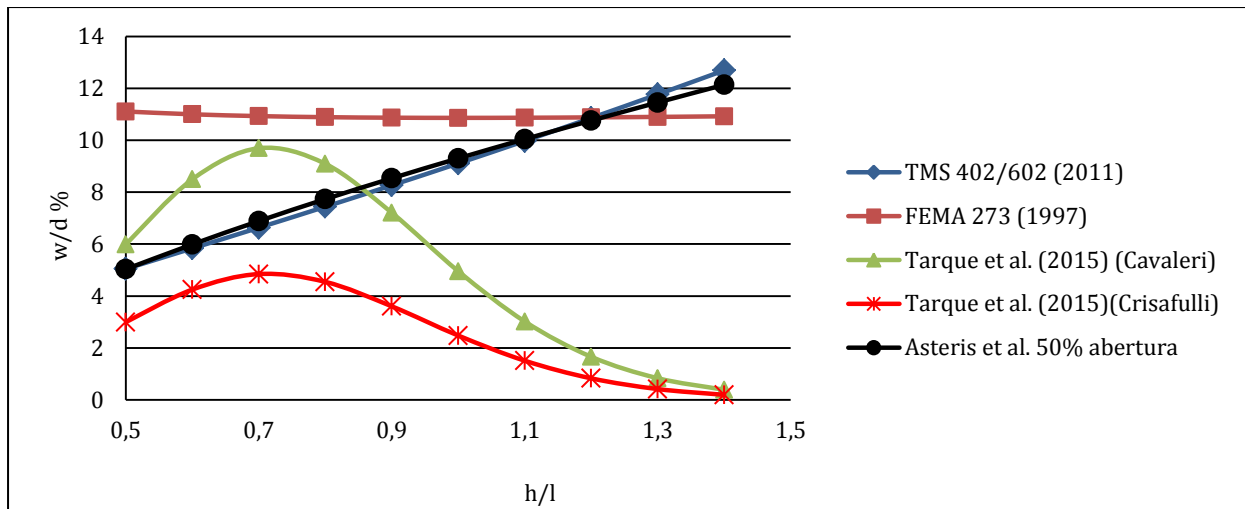


Figura 23. Variación de la relación ancho-longitud diagonal del puntal diagonal equivalente dependiendo de la relación altura-longitud del muro.

Como se puede observar en la Figura 23 los modelos propuestos por TMS 402/602 (2011) y por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) presentan variaciones de w/d similares.

Mientras que el modelo propuesto por el FEMA 273 (1997) presenta valores cercanos en todos los valores de h/l , sobredimensionando el ancho del puntal diagonal equivalente.

Por otro lado, en la Figura 23 se evidencia que el ancho del puntal diagonal equivalente obtenido mediante los diferentes tipos de modelación se aproxima al tener una relación h/l igual a 1. Motivo por el cual, se decide modelar en ETBAS 2016 los diferentes puntales para relaciones h/l de 1, 0,5 y 1,5 con el fin de comparar su rigidez.

1. Modelación según el TMS 402/602 (2011): Building Code Requirements for Masonry Structures

Datos	
h_{inf} (in)	99,00
$T_{net\ inf}$ (in)	7,48
I_{bc}	3201,33
A_n (in ²)	740,52
r (in)	2,16
f'_m (psi)	580,15
E_m (psi)	522136,80
E_v (psi)	208854,72
E_{bc} (psi)	4266990,00
θ grados	45,00

$$\lambda_{strut} = \frac{E_m t_{net\ inf} \sen(2\theta_{strut})^{\frac{1}{4}}}{4E_{bc} I_{bc} h_{inf}} = 0,029$$

$$w_{inf} = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cos \theta_{strut}} = 14,55 \text{ in}$$

2. Modelación según el FEMA 273 (1997): Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

Datos	
h_{inf} (in)	99,00
t_{inf} (in)	7,48
h_{col} (in)	113,00
r_{inf} (in)	159,81
I_{col} (in ⁴)	3201,33
A_n (in ²)	740,52
f'_m (psi)	580,15
E_m (psi)	522136,80
E_{fe} (psi)	4266990,00
θ (grados)	45,00

$$\lambda_l = \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta^{\frac{1}{4}}}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} = 0,029$$

$$a = 0,175 \lambda_l h_{col}^{-0,4} r_{inf} = 17,36 \text{ in}$$

3. Modelación según Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015)

Datos	
h (in)	99,00
l (in)	99,00
t (in)	7,48
h _v (in)	49,50
l _v (in)	49,50
h' (in)	113,00
l' (in)	113,00
d (in)	159,81
I _c (in ⁴)	3201,33
I _b (in ⁴)	3201,33
A _c (in ²)	196,00
A _b (in ²)	196,00
f _m (psi)	580,15
E _d (psi)	522136,80
E _v (psi)	208854,72
E _f (psi)	4266990,00
θ (grados)	45,00
F _v	89,76
v _d	0,25

$$\xi = \frac{h_v}{h} = \frac{l_v}{l} = 0,5$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_f} = 5,366 \times 10^{-8}$$

$$\lambda^* = \frac{E_d t h'}{E_f A_c} \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{A_c l'}{4l_b h'} = 0,66$$

$$r = 1 + 0,24\xi - 4,23\xi^2 - 2,6\xi^3 + 12,73\xi^4 - 7,15\xi^5 = 0,31$$

$$c = 0,249 - 0,0116v_d + 0,567v_d^2 = 0,282$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073v_d + 0,126v_d^2 = 0,156$$

$$g''' \lambda^* = \frac{c}{\lambda^* \beta} = 0,3$$

$$k = 1 + 18\lambda^* + 200 \varepsilon_v = 1$$

$$\gamma = 1 + \frac{0,5 r}{h/l^4} = 1,155$$

$$r g' k g'' \frac{l}{h} = r k \gamma \frac{h}{l} = 0,31$$

$$w = r g' k g'' \frac{l}{h} g''' \lambda^* \cdot d = 14,866 \text{ in}$$

4. Modelación según Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015)

Datos	
h (in)	99,00
l (in)	99,00
t (in)	7,48
h' (in)	113,00
l' (in)	113,00

d (in)	159,81
A _c (in ²)	196,00
A _b (in ²)	196,00
f _m (psi)	580,15
E _m (psi)	522136,80
G _m (psi)	208854,72
E _c (psi)	4266990,00
θ (grados)	45,00
F _v (lb)	89,76
v _d	0,25
c (Modelo 3)	0,282
k (Modelo 3)	1,000

Modelo con puntal simple propuesto por Cavaleri et al. (2005) y Amato et al. (2008).

$$\lambda^* = \frac{E_m t h'}{E_c A_c} \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{A_c l'}{4A_b h'} = 0,66$$

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} h = 53,887$$

$$\beta = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} = 5,408$$

$$w = \frac{k c}{z \lambda^* \beta} d = 7,921 in$$

Modelo con dos puntales propuesto por Crisafulli y Carr (2007).

$$w_c = \frac{w}{2} = 3,96 in \quad \text{son dos puntales con este ancho}$$

$$h_z = \frac{z}{2} = 26,94 in$$

Resultados de modelación

Para la modelación de los puntales diagonales equivalentes a compresión propuestos por los autores, se emplea el programa ETABS 2016. En la Tabla 26 y en la Figura 24 se presentan los resultados obtenidos, los cuales describen las relaciones entre la fuerza cortante en la base del pórtico causada por el puntal al sufrir diferentes derivas de piso, tomando como limite una deriva igual a 2% que es la deriva máxima para pórticos dúctiles especificada por la NEC (2015).

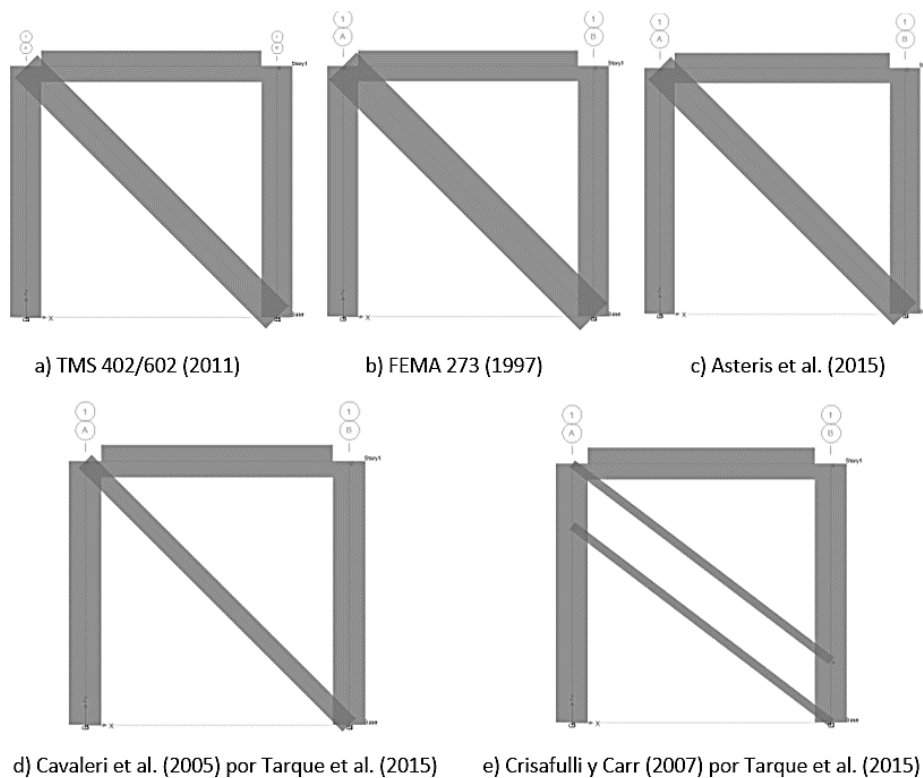


Figura 24. Modelación de puntales diagonales equivalentes mediante ETABS 2016, extruidos.

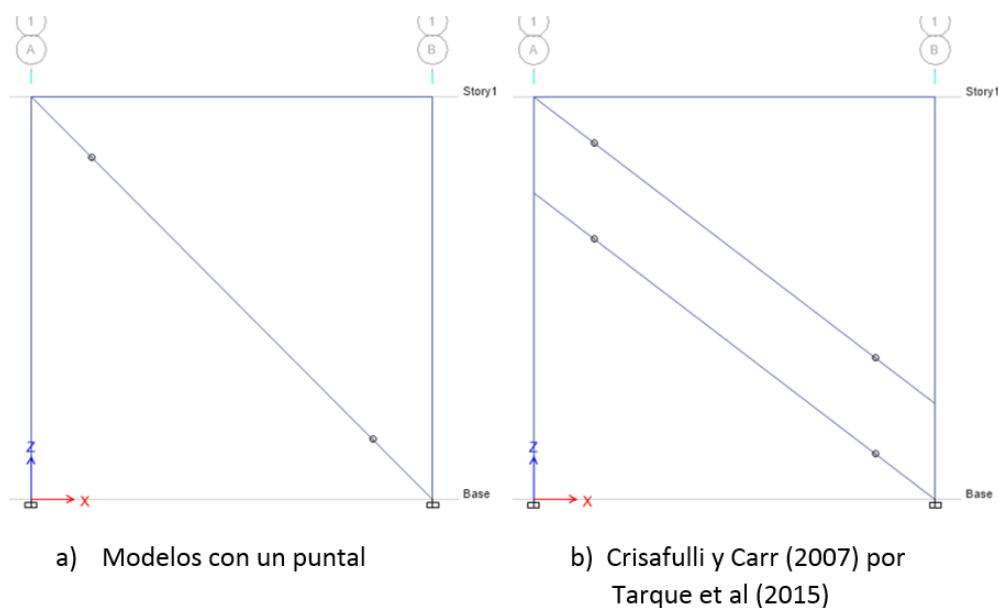


Figura 25. Modelación de puntales diagonales equivalentes mediante ETABS 2016.

Tabla 26. Rigideces de los modelos para diferentes valores de la relación altura-longitud del muro, normalizadas para las obtenidas mediante el TMS 402/602 (2011).

h/l	Rigidez Normalizados para el TMS				
	TMS 402/602 (2011)	FEMA 273 (1997)	Asteris et al. (2015)	Como se cita en Tarque et al. (2015)	
				Cavaleri et al. (2005)	Crisafulli y Carr (2007)
0.5	1.00	1.78	0.98	0.97	0.84
1	1.00	1.10	1.01	0.76	0.75
1.5	1.00	0.96	0.99	0.57	0.58

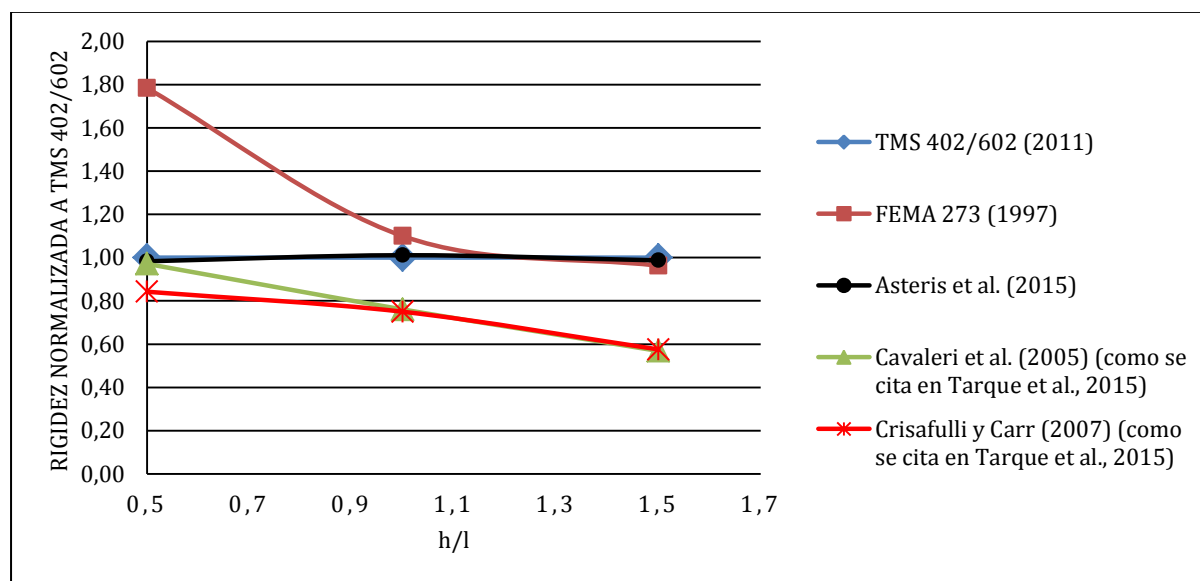


Figura 26. Relación entre rigideces de los diferentes modelos, normalizadas para la obtenida en el TMS 402/602 (2011).

Tabla 27. Cortante en columnas obtenido de los modelos, normalizadas para la obtenida en el TMS 402/602 (2011).

		Cortante Máximo en columnas (kip)
TMS 402/602 (2011)		1.000
FEMA 273 (1997)		0.998
Asteris et al. (2015)		1.000
Tarque et al.	Cavaleri et al. (2005)	1.005
(2015)	Crisafulli y Carr (2007)	1.690

Conclusiones

La modelación y diseño de muros de mampostería no estructural de hormigón y arcilla es un tema importante en el comportamiento estructural de los edificios. Motivo por el cual varios países han generado normas, códigos y publicaciones en base a investigaciones. El presente trabajo de titulación proporciona información acerca de la modelación, el diseño y las buenas prácticas constructivas para muros de mampostería no estructural de hormigón y arcilla.

Los códigos y normas actuales proponen diferentes modelos de muros de mampostería no estructural; no obstante estos se centran en el diseño y buenas prácticas constructivas. Debido a esto se ha seleccionado dos publicaciones actuales, las cuales se enfocan en la modelación de estos muros tomando como base a varios autores. Los modelos recomendados se basan en la implementación de un puntal diagonal a compresión equivalente a un muro de mampostería no estructural.

Al aplicar la investigación se determina que para los modelos propuestos por el TMS 402/602 (2011), el FEMA 273 (1997) y Asteri et al. (2015), los valores de la relación ancho-longitud diagonal del muro se aproximan al tener una relación altura-longitud del muro cercana a 1. Por este motivo se toma relaciones altura-longitud del muro iguales a 1, 0,5 y 1,5 para la modelación.

Los resultados de los modelos realizados mediante ETABS 2016 revelan que los puntales diagonales equivalentes a compresión propuestos por el TMS 402/602 (2011) y Asteri et al. (2015) son similares para las diferentes relaciones altura-longitud del muro. Mientras que el ancho del puntal propuesto por el FEMA 273 (1997) se encuentra sobredimensionado, siendo invariable a la relación altura-longitud del muro. Por el contrario, se puede evidenciar la sensibilidad de los modelos propuestos por Cavaleri et al. (2015), y Crisafulli y Carr (2007), modificada por Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015). Concluyendo que el modelo recomendado a utilizar es el propuesto por el TMS 402/602 (2011), debido a la facilidad de

aplicación que brinda en comparación al modelo propuesto por Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015).

Se recomienda la implementación de las prácticas constructivas para muros de mampostería no estructural descritas en los códigos y normas. Destacando las descritas por el TMS 402/602 (2011) debido a que este es más completo y detallado. De igual manera se debe considerar los criterios de buenas prácticas descritos por el Eurocode 8 (2004), debido a que estos se pretenden evitar irregularidades y errores que pueden desencadenar problemas durante la presencia de un sismo.

Recomendaciones

Se recomienda la implementación de los modelos indicados en el TMS 402/602 (2011) y en el FEMA 273 (1997) para la modelación de muros de mampostería no estructural sin aberturas. En el caso de que estos muros de mampostería cuenten con aberturas, se recomienda el modelo propuesto Asteris, Cavaleri, Di Trapani y Sarhosis (2015) debido a que este considera la presencia de fuerzas verticales y la relación de Poisson. Por otro lado, se recomienda cuidado al utilizar los modelos indicados por Tarque, Candido, Camata y Spacone (2015), ya que estos son muy sensibilidad. Se debe considerar que en estas modelaciones no se toma en cuenta la ruptura del muro de mampostería no estructural.

Referencias Bibliográficas

- Alcocer, S. (s/f). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión. En *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. Obtenido de <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF/Estructuras%20Resistentes%20a%20Sismo%20s/4%20Comportamiento%20sismico%20de%20estructuras%20de%20mamposteria%20una%20revision.pdf>
- Arévalo, D., Yanchapanta, N., Parra, K., Ayala, C., Dibujes, R., & Baquero, R. (2017). Después del sismo. *Segundos de reflexión*.
- Asteris, P., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2015). A macro-modellinf approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads.
- Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de inegiería sísmica*, 59-75.
- Bachmann, H. (2003). En *Seismic conceptual design od buildings-Basic principles for engineers, architects, buildings owners, and authorities*.
- CPE INEN 5. (1984). *Mampostería de ladrillo*. Quito.
- Crisafull, F. (1997). *Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry*. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10092/1221>
- CSi. (2016). ETBAS 2016.
- Espinosa, O., & Pantoja, J. (2018). Mamposteria no estructural. *Earthquake Structure* , 2016.
- Eurocode 8. (2004). *Design of structures for earthquake resistance*.
- FEMA 273. (1997). *Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C, Estados Unidos.
- Instituto Geofísico del Ecuador., Escuela Politécnica Nacional. (s/f). *Sismos*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/16479-triptico-sismos-generalidades/file>
- Moreno, R., & Bairán , J. (2012). *Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típica de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE*. Obtenido de <http://www.sciencedirect.com.ezbiblio.usfq.edu.ec/science/article/pii/S0213131512000211>
- NEC. (2015). Mampostería estructural.
- NTE INEN 2 518. (2010). *Morteros para unidades de mampostería*. Quito.
- NTE INEN 294. (1977). *Ladrillos cerámicos: Determinación de la resistencia a la compresión*. Quito.
- NTE INEN 295. (2014). *Ladrillos cerámicos: Determinación de la resitencia a Flexión*. Quito.
- NTE INEN 296. (2015). *Ladrillos cerámico: Determinación de Absorción*. Quito.
- NTE INEN 297. (2014). *Ladrillos cerámicos: Requisitos*. Quito.
- NTE INEN 3066. (2016). *Bloques de hormigón: Requisitos y métodos de ensayo*. Quito.
- NTE INEN 317. (2014). *Coordinación modular de la construcción: Dimensiones modulares de ladrillos cerámicos*. Quito.
- Perles, P. (2007). Arquitectura Sismoresistente. En *Temas estructurales especiales* (págs. 69-115). Argentina: nobuKo. Obtenido de <http://www.digitaliapublishing.com.ezbiblio.usfq.edu.ec/visor/34254>
- Tarque, N., Candido, L., Camata, G., & Spacone, E. (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling.

- Tasligedik, A., Pampanin, S., & Palermo, A. (2011). Damage mitigation strategies of 'Non-structural' infill walls: concept and numerical-experimental validation program. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering* .
- TMS 402/602. (2011). *Building code requirements and specification for masonry structures*. Estados Unidos.