

Investigación del Colapso de un Muro de Mampostería de Ladrillo no Reforzado Bajo Fuerzas de Viento Moderado

Unreinforced Brick Masonry Wall Collapse Investigation Under Moderate Wind Loads

A. Aviram *, J.W. Badillo **, J.A. Prieto ^{1**}, J.D. Jaramillo **

* Consultora Independiente en Ingeniería Estructural, PERÚ

** Universidad EAFIT, Medellín, COLOMBIA

Fecha de Recepción: 05/07/2018

Fecha de Aceptación: 24/10/2018

PAG 65-80

Abstract

Several methodologies used for the collapse assessment of an unreinforced brick masonry wall subject to out-of-plane bending due to moderate wind loads in Medellín, Colombia are presented. Models include a rigid cantilever model of masonry elements, deformable cantilever and frame models of intermediate concrete columns and beams with and without masonry contribution to the wind resistance, and a finite element model with all concrete frame elements, masonry units and panel openings modeled explicitly. Wind demands are estimated using spatial interpolation of actual wind velocity measurements near the site. Results are presented in terms of peak deflections at the wall top, as well as peak force and stress demand-to-capacity ratios on concrete frames and masonry elements, respectively. Wind pressure distribution, P-Delta effects, interaction and relative contribution to the out-of-plane bending resistance of concrete framing and masonry elements with either one- or two-way action are shown to be the main parameters affecting results, in addition to model selection. Despite significant differences between models, recommended parameters and assumptions lead in all cases to the correct determination of the wall's imminent collapse under the estimated wind demands.

Keywords: Unreinforced brick masonry, out-of-plane bending, wind loading, wall collapse, slender wall instability

Resumen

Este artículo presenta varias metodologías analíticas para investigar el colapso de un muro de mampostería de ladrillo no reforzada sujeta a flexión fuera del plano debido a los vientos moderados presentes en Medellín, Colombia. Los modelos analíticos incluyen un modelo rígido de mampostería en voladizo, modelos en voladizo y pórtico de concreto reforzado considerando o excluyendo la contribución de la mampostería, y un modelo de elementos finitos que incorpora explícitamente los pórticos de concreto, las unidades de mampostería y aperturas en los paneles. Las demandas por viento se estimaron por interpolación espacial de las mediciones reales de la velocidad del viento cercanas al sitio. La comparación de los resultados se realiza en términos de las deflexiones máximas en la parte superior del muro, así como las razones de demanda a la capacidad de fuerzas y esfuerzos en los pórticos de concreto y en la mampostería, respectivamente. Se demuestra que la distribución de presiones de viento, efectos P-Delta, interacción y contribución relativa a la resistencia fuera del plano de los pórticos y elementos de mampostería con flexión en una o dos direcciones son los parámetros principales que afectan a los resultados, además de la selección del modelo analítico. A pesar de las diferencias sustanciales entre los modelos analíticos, los parámetros y suposiciones recomendadas resultaron en la correcta determinación del colapso inminente del muro bajo las fuerzas de viento estimadas.

Palabras clave: Mampostería de ladrillo no reforzada, flexión fuera del plano, fuerzas de viento, colapso de muro, inestabilidad de un muro esbelto

1. Introducción

El 21 de febrero de 2017, un muro de mampostería de ladrillo no reforzado, de 6 m de alto por 24 m de largo y 14 cm de espesor que conectaba dos edificios de bodegas en Medellín, Colombia, colapsó bajo fuerzas de vientos moderados. El muro de mampostería de ladrillo no reforzado se construyó con pórticos intermedios de concreto,

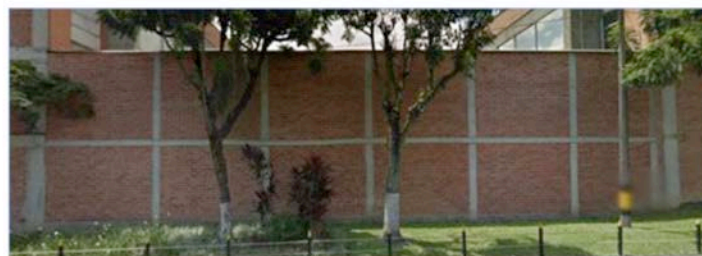
levemente reforzados y bastante separados entre sí, con lo que se obtuvo un panel de mampostería de grandes dimensiones. El muro estaba ubicado en el Centro Industrial del Sur, zona del principal comercio mayorista de Medellín, Departamento de Antioquía. La caída de escombros destruyó los vehículos estacionados junto a él e interrumpió las actividades laborales normales, sin embargo, no se registraron lesionados. La Figura 1 muestra el muro antes y después del colapso. La Figura 2 muestra la secuencia del colapso obtenida de un video grabado en la esquina sudoeste.

¹ Autor de Correspondencia:

Universidad EAFIT, Medellín, COLOMBIA.

E-mail: jprieto@eafit.edu.co





(a) Antes del colapso (no se muestran las perforaciones realizadas posteriormente)



(b) Muro colapsado

Figura 1. Muro de mampostería de ladrillo no reforzado, antes y después del colapso

Con anterioridad a la construcción del muro el año 2009 no se realizaron los cálculos de diseño, como es costumbre en la región. El Contratista no entregó los planos para la construcción ni las especificaciones de los materiales para esta investigación; los escombros fueron removidos rápidamente para reanudar las operaciones y tráfico en el lugar. Para el estudio, se contó con evidencia forense, fotográfica, videos y mediciones de la velocidad del viento en la zona al momento del colapso. Los datos sobre la resistencia de los materiales fueron estimados investigando a los fabricantes locales de ladrillos, puesto que no se pudo contar con datos de ensayos debido a la restricción de acceso al sitio y al conjunto de muestras.

Las investigaciones anteriores sobre el comportamiento de los muros de mampostería de ladrillo no reforzados sujetos a demandas de vientos dinámicos fuera del plano son relativamente escasas y los trabajos relacionados con otras estructuras de mampostería incluyen movimientos

de apoyo que simulan cargas por sismo y cargas explosivas (Beak et al. 1994, Griffith et al. 2004, Elsayed et al. 2013). Por lo tanto, los datos experimentales sobre este tipo de muros sujetos a demandas fuera del plano fueron obtenidos principalmente de ensayos monótonos y cuasi-estáticos usando bolsas de aire o múltiples puntos de carga simulando la distribución de las presiones de viento o las fuerzas inerciales sísmicas (Drysdale y Essaway, 1988; Hoepfner et al., 2002; Doherty et al., 2002; Bean Popehn et al., 2008; Derakshen e Ingham, 2008; Vaculik, 2012 y Udey, 2014). En muchos de esos estudios, los muros no eran en voladizo, más bien, tenían dos o más apoyos. Además, los muros ensayados tenían dimensiones relativamente pequeñas (por ej., razones longitud-ancho y altura-espesor) y eran tratados como componentes rígidos o semi rígidos con apoyos articulados idealizados, aunque las condiciones reales del sitio podían diferir.



Figura 2. Secuencia del colapso

Por lo tanto, este estudio constituye una oportunidad única para evaluar la idoneidad de las metodologías analíticas simplificadas para identificar el riesgo de colapso de un muro de mampostería de ladrillo no reforzado, largo y esbelto, bajo fuerzas de viento dinámico. Más aún, las pruebas del colapso, en el video, muestran algún grado de restricción al giro en la base del muro y curvas significativas antes del colapso en ambas direcciones de flexión, horizontal y vertical, a diferencia de las condiciones de límite idealizadas y de las formas deformadas supuestas usadas en los estudios anteriores. La comparación de los resultados de los análisis se presenta en términos de las deformaciones del muro fuera del plano y de las razones demanda- capacidad en los elementos de concreto y mampostería.

2. Investigación del colapso estructural de un muro

2.1 Investigaciones previas

La resistencia a la flexión fuera del plano de los muros de mampostería de ladrillo no estructural ha sido investigada analítica y experimentalmente por diversos investigadores (Drysdale y Essaway, 1988; Hoepfner et al., 2002; Doherty et al., 2002; Griffith et al., 2004; Bean Popehn et al., 2008; Derakshen e Ingham, 2008; Vaculik, 2012 y Udey, 2014). En los estudios experimentales, independientemente del método de carga, las condiciones de apoyo, respuesta a la flexión en

una o dos direcciones, el tipo de mampostería y el comportamiento de todos los elementos del muro comparten características similares frente a la falla. En todos los ensayos, se obtuvo la formación de una sola grieta principal en la interface mortero-mampostería, coincidiendo aproximadamente con el punto máximo de demanda y de capacidad de flexión. Las evaluaciones actuales usan estimados globales de desplazamiento del muro, en cambio, en los estudios mencionados anteriormente, el foco se ubica en las deformaciones del muro que inducen el agrietamiento y la falla.

Los modelos analíticos de las investigaciones mencionadas incluyen muros rígidos con comportamiento oscilatorio, muros semi rígidos con mecanismos arqueados, modelos de plástico rígido, relaciones fuerza-deformación tri-lineal idealizadas con límites de deformación derivados empíricamente, relaciones fuerza-deformación lineales equivalentes coincidentes con los límites de desplazamiento objetivo y formulaciones de resistencia a la flexión con base empírica, entre otros. Estos modelos analíticos se usaron principalmente en los análisis históricos de respuesta estática y dinámica para predecir o calibrar los resultados experimentales. Algunos de estos antiguos enfoques de modelación además se emplearon en los estudios actuales, mientras que otros no pudieron aplicarse debido a la subjetividad de la calibración del parámetro y a la falta de datos de ensayo de los materiales.

2.2 Normas de diseño aplicables

Se realizó la evaluación del muro de mampostería de ladrillo no reforzado colapsado usando las normas de diseño local e internacional, entre ellas la norma colombiana NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (MinAmbiente, 2010) y más específicamente el Título B: Cargas, Título C: Concreto Estructural y el Título D: Mampostería Estructural; la Norma Técnica Colombiana NTC 2289 para el acero de refuerzo (ICONTEC, 2007) y las normas estadounidenses ACI 318-11 para pórticos de concreto reforzado (ACI, 2011) y TMS 402/602 para el diseño de mampostería (MSJC, 2011).

En este estudio, el sistema de muros se categorizó de manera conservadora como mampostería no reforzada en lugar de relleno de mampostería confinada en pórticos de concreto por diversas razones: 1) las fuerzas de viento fueron impuestas en la dimensión fuera del plano y los pórticos de concreto no proporcionaban confinamiento bajo estas acciones, 2) las dimensiones de los paneles de mampostería eran relativamente grandes y 3) no existía una viga en la parte

superior del muro sino un detalle arquitectónico construido en mortero.

2.3 Geometría y materiales del muro

La geometría general y la sección transversal del muro de mampostería de ladrillo no reforzada y los pórticos intermedios presentados en las Figuras 3 y 4 se basan en las mediciones y observaciones realizadas en el sitio, y en algunas muestras de ladrillos. El espesor de la unidad de ladrillo del muro medía 1,1 cm en promedio. Las juntas de mortero horizontal y vertical que conectaban las unidades de ladrillos medían entre 1 y 2 cm de espesor.

La razón altura-espesor del muro de 40 y la razón longitud-espesor de 4 fueron significativamente superiores a las probetas del muro de mampostería de ladrillo no reforzado encontradas en la literatura. La NSR-10 permite el uso de unidades de ladrillos perforados horizontalmente únicamente en estructuras de mampostería no reforzada de hasta dos pisos en la Categoría I Ocupación (esto es, riesgo bajo para la vida humana) y, por lo tanto, no eran adecuados para su uso cerca del área de estacionamientos.

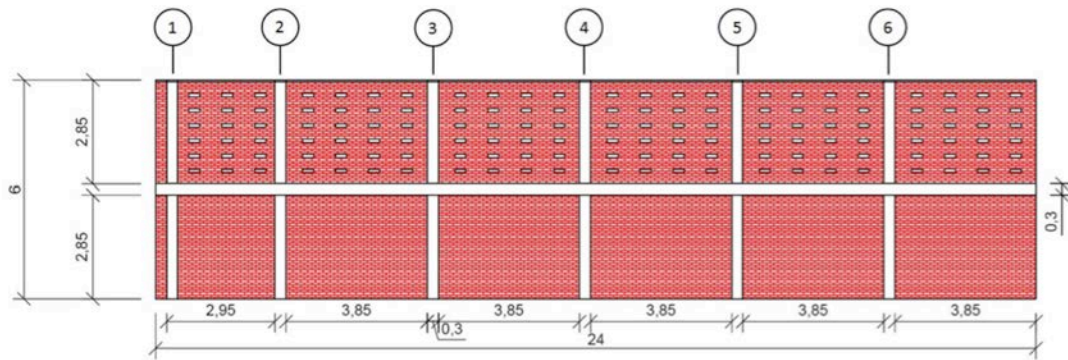


Figura 3. Evaluación del muro (en metros)

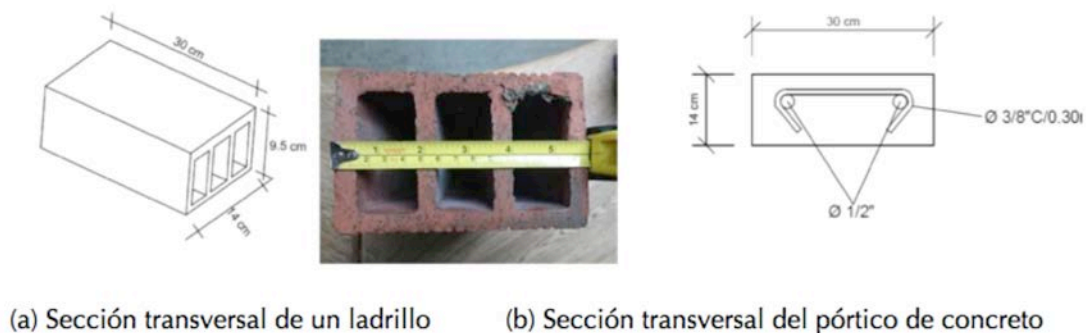


Figura 4. Dimensiones y refuerzo del pòrtico de concreto y mampostería

Las perforaciones del muro, presentadas en la Figura 3, fueron agregadas en una fecha desconocida con posterioridad a la construcción del muro original (Figura 1), lo que indica que la preocupación por el mal comportamiento del muro sólido frente al viento existía desde antes de su colapso.

Los datos sobre la resistencia de los materiales para dicho muro se estimaron investigando a los fabricantes locales de ladrillos en Medellín. Las resistencias de diseño variaban ampliamente desde los 3 a 18 MPa, con unidades de muy baja calidad en un rango de 3 a 5 MPa. Debido a la falta de cálculos de diseño y de detalles constructivos formales, y basándose en las prácticas de construcción local para las instalaciones industriales, la resistencia de diseño de la mampostería, f'_m , se estimó en 3 MPa, y la resistencia de diseño del pórtico de concreto, f'_c , se estimó en 21 MPa. El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , de 2,250 MPa y el módulo de elasticidad del concreto, E_c , de 21,530 MPa se calcularon según la NSR-10. Por otra parte, se asumió que las propiedades de los materiales para las juntas de mortero eran iguales a la de las unidades de mampostería, en lugar de calcular una resistencia mampostería-mortero combinada, ya que no se disponía de los datos de resistencia del mortero y éste presenta un amplio rango en la construcción informal. En base a las prácticas de la construcción local, la resistencia a la fluencia esperada del refuerzo longitudinal en los pórticos de concretos, F_y , se tomó como la resistencia de diseño nominal de 420 MPa según la NTC 2289 y ASTM A706 para las barras corrugadas.

Como las columnas y refuerzos longitudinales fueron embebidos en poca profundidad en el terreno, en algunos procedimientos de análisis, las condiciones de límite fijadas fueron asumidas por las bases de las columnas. Por el contrario, las unidades de mampostería no fueron embebidas y se usaron los apoyos con pasadores donde era aplicable. Las fallas por cortante observadas en las vigas de concreto indican que el refuerzo longitudinal de la viga no se

encontraba embebido en las construcciones adyacentes, por lo tanto se aplicaron los apoyos con pasadores en los extremos de la viga. El significativo agrietamiento de los pórticos de concreto quedó en evidencia antes del colapso y, aunque no se observa de manera explícita un agrietamiento similar en las unidades de mampostería ni uniones de mortero en la evidencia fotográfica, es razonable suponer que éstas presentaban un deterioro considerable debido a la compatibilidad de deformación con los pórticos de concreto.

2.4 Mediciones del viento e interpolación espacial

Las mediciones del viento para la zona de Medellín se obtuvieron del SIATA (Sistema de Alerta Temprana de Medellín), del Instituto Meteorológico local, que registra los vientos promedio, las velocidades máximas de ráfaga y direcciones cada minuto del día en 20 estaciones. Un total de 13 estaciones registraron los datos al momento del colapso, los que se usaron para la interpolación espacial de la demanda eólica en el lugar donde se situaba el muro (Tabla 1). Otras estaciones cercanas no registraron las velocidades del viento porque sus instrumentos fallaron y no fueron utilizadas. Las ráfagas de viento para las estaciones aplicables variaban desde 4,5 a 14,2 m/s durante la tormenta entre las 3:15 y 5:15 pm y la velocidad máxima de la ráfaga interpolada espacialmente en el muro fue determinada en 12,3 m/s. Se usó el Programa de Información Geográfica libre y de Código Abierto, QGIS Versión 2.18.9 para interpolación espacial triangular de la velocidad del viento. De acuerdo a la NSR-10, la región de Medellín se encuentra dentro en la categoría 4 (de 5) de riesgo por viento con una velocidad de diseño básico del viento de 33 m/s (120 km/h). La velocidad máxima de la ráfaga de viento al momento del colapso del muro fue de 12,3 m/s, claramente muy por debajo del valor de diseño, lo que indica que el muro estaba sub diseñado para las fuerzas de viento.

Tabla 1. Mediciones promedio de la velocidad del viento y de las máximas de las ráfagas al momento del colapso registradas por las estaciones cercanas

Estación N°	Nombre de la estación	Distancia al muro (km)	Promedio Veloc. viento (m/s)	Promedio Ráfaga (m/s)	Ráfaga máx (m/s)
59	Isagen	4,6	3,4	5,3	11,7
68	Jardín Botánico	9,9	3,5	6,2	11,5
73	Ciudadela Educativa de la Vida	20,2	4,9	8,4	13,6
82	I.E. Manuel José Caicedo	40,1	3,8	6,2	9,2
83	Centro de Salud San Javier	10,9	2,5	4,5	8,9
84	Escuela Cedepedro	6,5	2,8	4,7	10,4
105	Parque 3 Aguas	11,0	2,5	4,3	11,5
201	Torre SIATA	8,3	6,2	9,3	14,2
202	AMVA	6,7	4,4	7,5	14,2
204	Parque de las Aguas	30,9	4,8	7,7	11,3
205	Santa Elena-Radar	6,8	3,7	4,2	8,9
206	Colegio Concejo de Itagui	6,3	2,5	4,1	9,1
207	Vivero EPM Piedras Blancas	15,3	0,9	1,8	4,5



2.5 Distribución de las presiones de viento

En Colombia, el diseño de un muro auto soportante se basa en la NSR-10 Capítulo B.6 usando los Procedimientos Analíticos o Simplificados. Para este estudio y las correspondientes condiciones del sitio, las presiones máximas de viento se estimaron mediante el Procedimiento Analítico como $q_w=100$ Pa. Si bien, en la realidad, se desarrolla una distribución parabólica del viento sobre el muro debido al incremento de la velocidad del viento sobre el nivel del suelo, aquí la distribución de presión se idealizó por simplicidad como uniforme o triangular. Se consideraron ambas distribuciones, muy usadas en estudios anteriores, para determinar la sensibilidad de desplazamientos incrementados y la demanda de fuerza, ya que la distribución parabólica estaba fuera del alcance de este trabajo.

2.6 Deformaciones estimadas del muro

Usando como evidencia los registros de unos videos grabados desde dos ángulos diferentes al momento del colapso, las deflexiones máximas en la parte superior del muro al inicio del colapso se estimaron entre 15 y 20 cm (Figura 5). Además, los elementos de columna y de mampostería mostraron una restricción rotacional limitada en la base, al igual que una forma parabólica deformada. La secuencia de colapso (Figura 2) y el patrón de los escombros (Figura 1b) también revelaron que una vez que fallaron los apoyos horizontales en los extremos del muro, la mampostería y los pórticos de concreto sufrieron grandes desplazamientos y rotaron juntos hacia el suelo.



Figura 5. Deformación del muro al inicio del colapso visto desde dos ángulos diferentes (las líneas discontinuas negras indican la posición original en reposo. Las líneas discontinuas rojas indican la forma deformada al inicio del colapso)

2.7 Modelación analítica del muro

Se usaron diversos enfoques analíticos con diferentes suposiciones básicas y niveles de complejidad en la investigación del colapso del muro para aproximar las deflexiones fuera del plano y las razones demanda-capacidad en los pórticos de concreto y elementos de mampostería. Los principales parámetros de modelación para cada método se presentan más adelante y los resultados de los análisis se encuentran tabulados en la Sección 3 para fines de comparación. Además, se incluye una discusión sobre los beneficios y defectos de cada esquema de análisis.

2.7.1 Modelo de muro en voladizo rígido

En las investigaciones anteriores, los muros de mampostería de ladrillo no reforzada que oscilaban con grandes desplazamientos horizontales debido a los vientos fuera del plano o cargas sísmicas eran modelados como bloques rígidos separados por secciones transversales completamente fisuradas (Doherty, 2002; Melis, 2002; Willis, 2004 y Vaculick, 2012). Esta suposición sería realista si no existiera una pre-compresión vertical que deforme los

bloques; los apoyos se fisuraron y permiten la rotación simultánea del apoyo del muro y la respuesta dinámica del sistema se asemeja a la del primer modo de vibración. La clase de muro de mampostería de ladrillo no reforzada que satisface dicha condición incluye los muros en voladizo y muros soportados de manera simple girando verticalmente, con un eje adicional idealizado a media altura.

En este estudio, la fuerza de viento dinámico se aplicó como presión o fuerza estática, usando tanto una distribución uniforme como triangular (Figura 6) e ignorando las fuerzas inerciales. El equilibrio del momento de flexión alrededor del punto de pivote en la base del muro permite determinar la fuerza máxima admisible del viento sobre el muro antes de que se vuelva inestable. Al inicio del colapso, el centro de la masa del muro se desplaza horizontalmente más allá del punto de pivote proyectado, provocando el derrumbe del muro. En esta fórmula, la capacidad de desplazamiento es en gran parte una función del espesor del muro mientras que la capacidad de resistencia, evaluada en forma separada, se ve significativamente influenciada por las condiciones de límite supuestas.

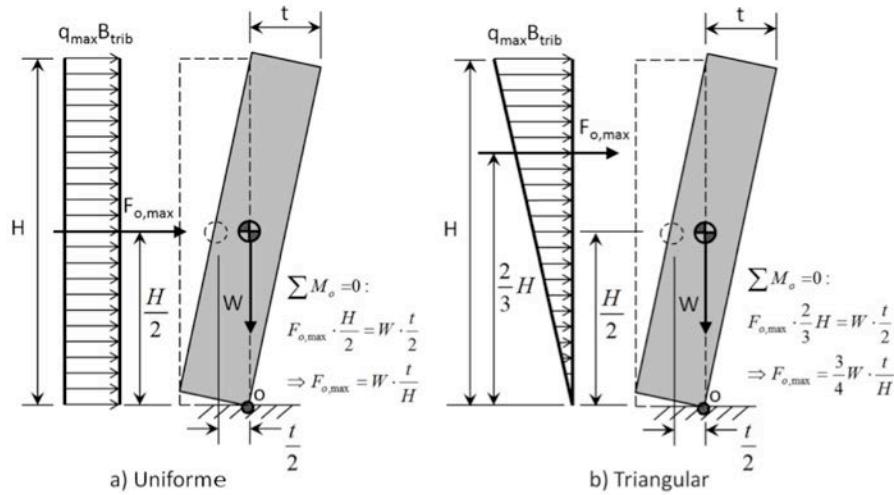


Figura 6. Muro en voladizo rígido al inicio de la oscilación

2.7.2 Modelo en voladizo deformable

El modelo en voladizo deformable incluye solamente la resistencia de la columna de concreto, despreciándose la contribución de las unidades de mampostería y la viga a media altura para la rigidez y resistencia del muro. Se asumió que estas columnas estaban completamente fijas en la base y libres para transferir... y oscilar en la parte superior. Se usaron las propiedades de la sección transversal agrietada para la rigidez a flexión efectiva fuera del plano ya que se observó un agrietamiento significativo antes del colapso del muro. La norma ACI 318-11 recomienda el uso de un factor de reducción de un 0,35 a los elementos de columnas con bajas cargas gravitacionales bajo demandas de flexión; sin embargo, se usó un factor de reducción de 0,25 debido al

evidente agrietamiento visible y a la baja razón de refuerzo, es decir:

$$E I_{c, effective} = 0.25 E I_{c, gross} \quad (1)$$

donde I es el momento de inercia de la columna en la dirección de flexión vertical. Se consideró el ancho tributario en el cálculo de las demandas de viento distribuidas en cada columna como la mitad de la distancia entre las columnas adyacentes. El momento de flexión, de cortante y las demandas de deformación se calcularon usando ecuaciones simples para vigas (Figura 7), mientras que los efectos P-Delta fueron desestimados en este enfoque de modelación simplificado.

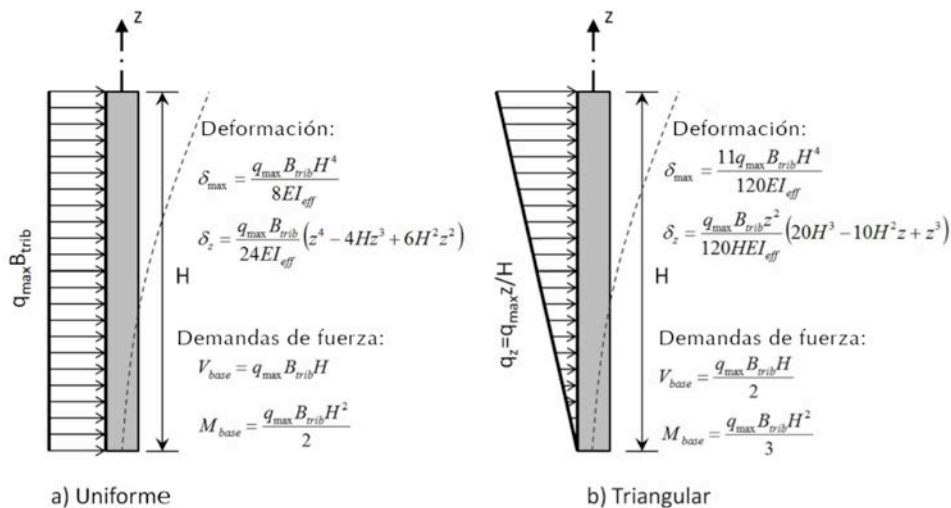


Figura 7. Demandas de fuerza y deformación en las columnas de concreto en un modelo en voladizo deformable



En este modelo, para una demanda de deflexión a media altura igual a la mitad del espesor del muro, la deflexión en la parte superior del muro se calculó en aproximadamente 20 cm para ambas fuerzas de viento, uniforme y triangular. Lo anterior indica que si la resistencia de la columna y la fijación de la base fueran adecuadas, la parte superior del muro podría haberse desviado hasta 20 cm sin que se hubiera derrumbado debido a los efectos P-Delta.

2.7.3 Modelos de pórticos

Se estudió la contribución de la viga horizontal a la resistencia a flexión del muro fuera del plano en los modelos de pórtico (Figura 8) usando el programa de análisis estructural SAP2000 Versión 19.2.1. El modelo de pórtico sin contribución de la mampostería (Figura 8a) supone que los pórticos de concreto soportan el peso tributario del concreto y mampostería, así como las presiones de vientos tributarios (Figura 9). Se supuso que las columnas estaban completamente fijas en la base; en cambio, a las vigas se les asignó apoyos de pasador en los extremos del muro. Las propiedades de las secciones transversales de los elementos de pórtico se definieron al igual que en el modelo en voladizo deformable. En el modelo de pórtico con contribución de la mampostería (Figura 8b), se agregaron elementos de pórtico de mampostería equivalente en paralelo a las columnas de concreto, pero se ignoró la contribución de

la mampostería a las vigas de concreto. Para la mitad inferior del muro, el ancho efectivo de la mampostería se considera como 6 veces el espesor del muro o bien, 85 cm a cada lado de la columna, de acuerdo a la NSR-10 Sección D5.4.4 para cargas fuera del plano de la mampostería en hiladas. El ancho efectivo para la mitad superior del muro se estimó como la distancia desde el borde de la columna y el centro de la abertura más cercana del muro o bien, aproximadamente 60 cm a cada lado de la columna. El espesor equivalente de una sección de mampostería sólida resistente a las demandas de flexión y cortante se calculó en 10,6 cm desde el hueco de las unidades de mampostería de 14,6 cm de altura en la dirección de flexión fuera del plano y en 1 a 2 cm para las juntas de mortero vertical que conectan las unidades. En el modelo, la inercia a flexión elástica fuera del plano de la mampostería, I_m , se redujo significativamente en un factor de 0,1, esto es:

$$E_m I_{m,efi} = 0.1 E_m I_{m,gross} \quad (2)$$

Suponiendo que la falta de refuerzo y el mortero de inyección (grouting) conducirían a un agrietamiento significativo antes del colapso. En el análisis, se incluyeron los efectos P-Delta adversos, dando como resultado un incremento en las demandas de derrumbe debido al propio peso del muro.

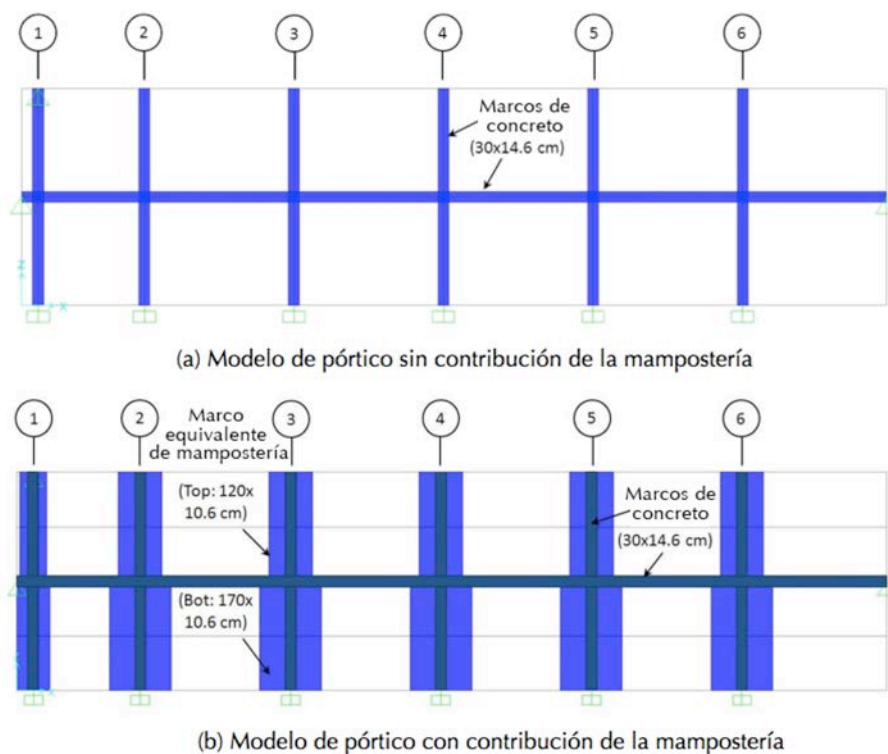


Figura 8. Renderizado de los modelos de pórtico en SAP2000

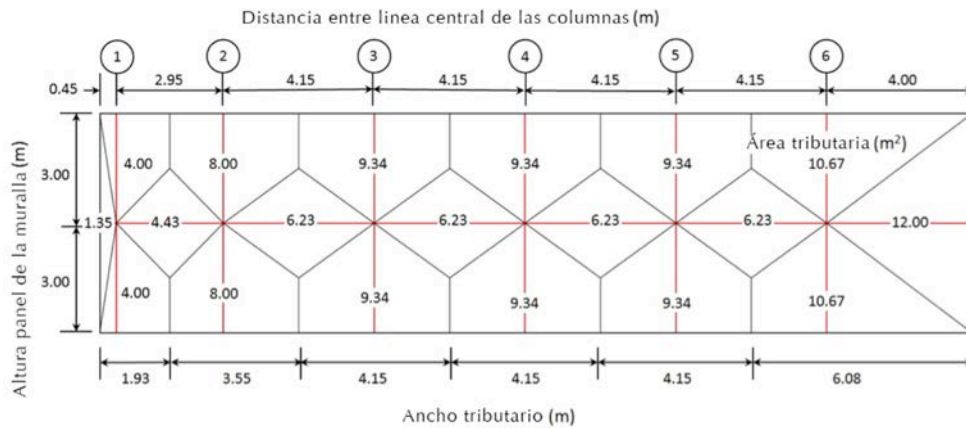


Figura 9. Ancho y áreas tributarias en los modelos de pórtico

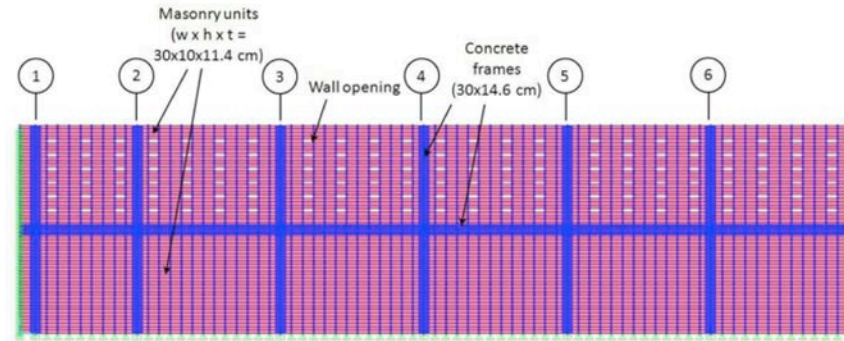
2.7.4 Modelo de elemento finito

Otro método para evaluar la contribución de las unidades de mampostería a la resistencia de flexión fuera del plano del muro es modelándolas explícitamente usando elementos finitos de cáscara conectados a los pórticos de concreto. Se investigó el modelo de elemento finito (EF) usando el programa de análisis estructural SAP2000 Versión 19.2.1, donde se asumió que las unidades de mampostería tenían una resistencia efectiva a flexión en dos direcciones (esto es, las direcciones m_x y m_y multiplicadas por un factor de 0,1). No se consideró la respuesta de la membrana a las presiones de viento (es decir, $f_{11}=f_{12}=f_{22}=0$) puesto que los muros de mampostería de ladrillo no reforzados presentan una resistencia despreciable en tracción. Las cargas por gravedad correspondientes al peso de la mampostería (respuesta de la membrana en compresión) se aplicaron como cargas distribuidas tributariamente en las columnas y vigas, similar a la metodología usada en los modelos de pórtico, para incluir los efectos P-Delta en las demandas de derrumbe del muro. La modelación de los pórticos de concreto, las propiedades de la sección transversal efectiva, las cargas gravitacionales tributarias y las condiciones de límite en el modelo de elementos finitos fueron idénticos a los usados en los modelos de pórtico.

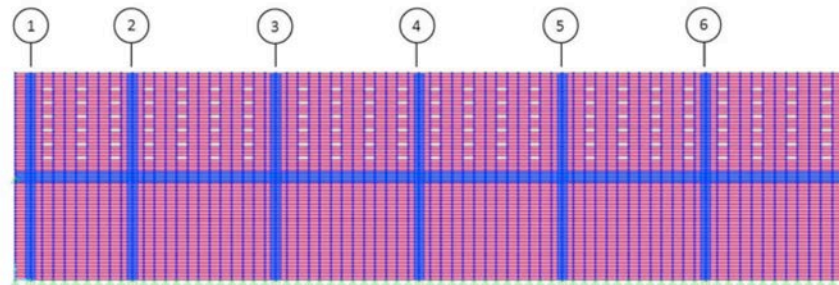
Los elementos finitos de la mampostería de ladrillo se modelaron usando elementos de cáscara con dimensiones similares a las dimensiones nominales del ladrillo, más

específicamente 30 cm de ancho, 10 cm de alto y un espesor equivalente de 11,4 cm. Un análisis preliminar de sensibilidad de malla indicó que el esquema de malla era adecuado. Se determinó el espesor de los elementos de cáscara de la mampostería sólida equivalente usando una metodología similar a la empleada en los modelos de pórtico para igualar el módulo de sección elástica de la mampostería de ladrillo hueca, incluyendo la contribución de las juntas de mortero. Sin embargo, en el modelo de elemento finito, se usó el espesor promedio calculado para las dos direcciones principales de flexión (esto es, m_{11} y m_{22}) que presentaban secciones transversales diferentes en la unidad de ladrillo hueco y juntas horizontales o verticales con diferente espaciado.

La fuerza de viento se aplicó como presión de viento sobre los elementos de cáscara de la mampostería usando distribuciones uniformes o triangulares, como se discutió anteriormente. La mampostería se consideró como articulada en la base y a lo largo de toda la altura del muro en ambos bordes verticales para estimar la demanda de esfuerzo máximo en los dos apoyos de los extremos; mientras que para estimar las demandas máximas de deflexión y flexión de los elementos de mampostería y del concreto en la base del muro, se quitaron los apoyos de la mampostería simple de los dos extremos verticales. La Figura 10 muestra los detalles del modelo de elemento finito en el SAP2000.



(a) Bordes del muro restringidos usados para estimar las demandas de esfuerzos en los apoyos de los extremos



(b) Bordes verticales de mampostería no reforzada para estimar las demandas máximas de deflexión y flexión en la parte superior del muro cerca de la base

Figura 10. Renderización de los modelos de elemento finito (EF) en el SAP2000 que muestra las dimensiones de los elementos de pórticos de concreto y mampostería de ladrillo, las condiciones de límite y las aberturas del muro en los paneles de mampostería

2.8 Capacidad del muro

La capacidad última de la columna de concreto, incluyendo la compresión axial, el momento de flexión fuera del plano y las resistencias a cortante, se calcularon usando el ACI 318-11 y NSR-10 Título C Concreto Estructural (Tabla 2). Para la compresión axial, las condiciones de restricción lateral y la esbeltez global del muro asumidas variaron entre los diferentes modelos analíticos como se describió anteriormente. Como los efectos P-Delta y la esbeltez de la columna fueron explícitamente incluidos en el modelo de pórtico y en el análisis, el aumento en la demanda del momento de la columna resultante se calculó directamente, mientras que la carga axial aplicada quedó limitada por la

sección transversal de la columna, según el ACI 318-11. La capacidad de cortante calculada solo incluyó la contribución de la sección del concreto, reducida a la mitad según el ACI 318-11, ya que no se proveyó de refuerzo transversal para la flexión fuera del plano. Las capacidades de flexión y cortante de la viga resultaron idénticas a la de la columna, y la capacidad última de tracción axial sólo incluyó la contribución del acero de refuerzo. Las capacidades de la sección de pórticos, aproximada para el modelo analítico deformable (Tabla 2) se asumió conservadoramente como similar a las condiciones de límite para las columnas en todos los modelos.

Tabla 2. Capacidad de los pórticos de concreto

Modelo analítico	Viga/Columna		Columna		Viga
	Momento (kN-m)	Cortante (kN-m)	Razón de esbeltez	Compresión axial (kN)	Tracción axial (kN)
Voladizo deformable Pórtico Elemento finito	6,31	16,5	Kh'/r=300 Pórtico oscilante	696 (máx)	106

La evaluación de la capacidad de la mampostería se realizó usando la NSR-10, Capítulo D-1 y el método de diseño de esfuerzo admisible (ASD Method), como se especifica en la NSR-10 para mampostería no reforzada (Tabla 3). El esfuerzo axial admisible, F_a , se calculó como:

$$F_a = 0.20f'_m R_e \quad (3)$$

donde R_e es el factor de reducción de esbeltez, calculado como:

$$R_e = 1 - (h'/42t)^2 \quad \text{para } h'/t \leq 30 \quad (4)$$

$$R_e = (21t/h')^2 \quad \text{para } h'/t > 30 \quad (5)$$

En esta formulación, t es el espesor del muro y h' es la altura efectiva entre los puntos de inflexión, tomados como 6 m debido a la contribución a la rigidez de la mampostería y

de la viga intermedia. El esfuerzo a compresión admisible debido a la flexión, F_b , se calculó como:

$$F_b = 0.33f'_m \leq 14 \text{ MPa} \quad (6)$$

El esfuerzo a tracción admisible debido a la flexión, F_t , se estimó como 0,10 MPa y 0,21 MPa para los esfuerzos perpendiculares a las juntas de mortero horizontal y vertical en la mampostería no inyectada y no reforzada, respectivamente. El esfuerzo de cortante admisible, F_v , se calculó como:

$$F_v = (\sqrt{f'_m}/40 \leq 0.56 \text{ MPa}) + 0.2f_{am} \quad (7)$$

donde f_{am} es el esfuerzo a compresión debido a la carga muerta.

Tabla 3. Esfuerzos admisibles para la mampostería de ladrillo no reforzada (MPa)

Modelo analítico	F_a	F_b	F_t	F_v
Pórtico con Contribución de mampostería	0,16	0,99	0,21 (juntas verticales)	0,04 (compresión no axial)
Elemento finito	($R_e=0,26$)		0,10 (juntas horizontales)	0,07 (compresión axial en la base)

3. Discusión de los resultados de los análisis

3.1 Deflexiones máximas

A pesar de experimentar deformaciones no lineales bajo fuerzas de viento dinámico, se calcularon las deflexiones del muro fuera del plano suponiendo un comportamiento lineal-elástico con una esbeltez efectiva en todos los modelos. El máximo calculado en la parte superior

del muro y las deflexiones laterales admisibles fuera del plano variaron entre los modelos (Tabla 4) debido a las diferentes suposiciones del modelado, tales como formas deformadas y condiciones de frontera. Los resultados de las deflexiones máximas tabuladas corresponden a las líneas 5 y 6 de la grilla en la Figura 3 que tienen los mayores anchos tributarios. La deflexión admisible en la parte superior del muro corresponde a la deflexión a media altura e igual a la mitad del espesor del muro, más allá de la cual el centro de la masa del muro contribuye con el volcamiento y colapso del muro.

Tabla 4. Deflexiones laterales admisibles y máximas en la parte superior del muro

Modelo, Distribución de presiones	Deflexión máxima en la parte superior del muro (cm)			Supuesto Condiciones de apoyo	Falla (Si/No)
	Línea 5	Línea 6	Admisible		
Voladizo rígido					
Triangular	> * Todos	> * Todos	14,6	Base articulada,	Si
Uniforme	** Todos	** Todos	14,6	Parte superior libre	Si
Voladizo deformable					
Triangular	13,3	19,6	20,3	Base fija,	Si
Uniforme	18,2	26,7	19,7	Parte superior libre	Si
Pórtico sin contribución de la mampostería					
Triangular	16,0	16,1	20,3	Base fija,	No
Uniforme	23,6	23,8	19,7	Parte superior libre	Si
Pórtico con contribución de la mampostería					
Triangular	13,7	13,9	20,3	Base fija,	No
Uniforme	20,3	20,6	19,7	Parte superior libre	Si
Elemento finito					
Triangular	8,4	7,7	11,3	Base articulada,	No
Uniforme	11,3	10,6	10,9	Parte superior restringida y articulada	Si

*Deflexión admisible resultando en inestabilidad alcanzada en $q=48 \text{ Pa} < q_{m\acute{a}x}$

**Deflexión admisible resultando en inestabilidad alcanzada en $q=32 \text{ Pa} < q_{m\acute{a}x}$

Como se aprecia en la Tabla 4, la contribución de la rigidez de la viga de concreto a media altura en el modelo de pórtico sin contribución de la mampostería tiene como resultado un valor de deflexión promediado en comparación con los resultados del modelo en voladizo deformable en las líneas 5 y 6 de la grilla con diferentes anchos tributarios. La rigidez agregada de los pórticos de mampostería equivalentes en el modelo de pórticos con contribución de la mampostería dio como resultado una reducción del 15% en las deflexiones laterales, mientras que la rigidez a flexión en dos direcciones de los elementos de mampostería en el modelo de elementos finitos dio como resultado una mayor reducción, del 35 al 45%, comparado con el último modelo bajo presiones triangulares y uniformes, respectivamente.

En la Tabla 4, también se muestra la importancia de la suposición de distribución de presiones; en los modelos deformables, bajo carga triangular, las deflexiones admisibles no se exceden, mientras que bajo cargas uniformes el colapso del muro se puede considerar como inminente. En el modelo en voladizo rígido, la inestabilidad del muro se produce bajo valores de presiones de viento significativamente menores que la presión de colapso estimada en el sitio, tanto bajo presión triangular como uniforme, ilustrando lo conservador de este procedimiento. Usando este procedimiento analítico, se determinó un cálculo conservador de la altura máxima en

que el muro se mantiene estable bajo una presión máxima, $q_{m\acute{a}x}$ de 100 Pa, en 2,9 y 1,9 m bajo distribuciones de presiones triangular y uniforme, respectivamente.

3.2 Razones demanda - capacidad

Las razones demanda-capacidad (RDC) para los elementos de concreto se estimaron usando los resultados de la demanda por viento (amplificado por los efectos P-Delta), asumiendo que estaban a nivel de diseño de resistencia (DR); las capacidades máximas se resumen en la Tabla 2. Por el contrario, las demandas por viento para los elementos de mampostería fueron convertidos al nivel de diseño de esfuerzo admisible (DEA) usando un factor de reducción de $1/(1.6)^{0.5}$ según la ASCE 7-10 o de aproximadamente 0,79 para las diferentes acciones evaluadas (esto es, axial, flexión y cortante). No se aplicaron factores de amplificación o reducción a las cargas gravitacionales puesto que éstas se habían asumido que estaban a nivel de DEA. El modo de falla que rige corresponde a la acción con el DEA mayor y la falla del muro se determinó siempre que los DEA de control excedieran el valor de 1,0. Los resultados de los DEA obtenidos para los diferentes modelos para los elementos de concreto y mampostería se resumen en las Tablas 5 y 6, respectivamente.

SPANISH VERSION.....

Para los elementos de mampostería, la razón de esfuerzo a la compresión axial por cargas gravitacionales se basó en cálculos manuales de las cargas axiales tributarias en la base del muro y no en los resultados analíticos del SAP2000. Esto es significativo en el modelo de elementos finitos (EF) donde explícitamente no se incluyó la resistencia de la membrana.

En los modelos de pórtico y EF, la línea 5 de la grilla tenía demandas de fuerzas levemente mayores que la línea 6 de las columnas debido a una mayor flexión hacia el centro del muro, diferenciándose de los resultados en el modelo en voladizo deformable donde la línea 6 de la grilla tenía mayor área tributaria y fuerza de viento correspondiente.

Como se ilustra en la Tabla 5, para los elementos de concreto, el modo de falla gobernante producido por los modelos es de falla por flexión de las columnas de concreto en la base. Como se ve en los resultados de deflexión, la carga de presión triangular no resulta estrictamente en el colapso, en cambio la carga de presión uniforme si lo es para casi todos los modelos. Como se aprecia en la Tabla 6,

mientras que los esfuerzos a flexión cerca de la base de las líneas 5 y 6 de la grilla eran comparables entre los modelos de pórtico y los de EF, las demandas por cortante en el modelo de pórtico eran significativamente menores que en el modelo de EF. Este es el resultado de la modelación de las columnas y elementos de mampostería equivalente en paralelo en el modelo de pórtico correspondiente, que les permite compartir la demanda de viento lateral de acuerdo con su rigidez relativa, mientras que en el modelo de EF las fuerzas de viento son aplicadas principalmente sobre los elementos tipo placa de mampostería que transfieren la carga a las columnas. A pesar de que la falla por cortante no rige en la mayoría de los casos, este comportamiento diferente puede ser significativo para otras geometrías de muro. El modo de falla gobernante en la mampostería varió entre esfuerzo a tracción y a compresión debido a las cargas por flexión y axiales combinadas y a las razones demanda-capacidad (RDC) mayores a 1,0 que predicen que la falla del muro se producirá bajo una distribución de presión uniforme.

Tabla 5. Razones demanda-capacidad (RDC) en los pórticos de concreto

Modelo, Distribución de presión	RDC Máxima					Falla (Si/No)
	Col. Axial (P)	Viga Axial (T)	Flexión (M)	Cortante (V)	RDC gobernante, Modo de falla	
Voladizo deformable (Columna 6)						
Triangular	0.02	-	1.16 (Col)	0.11 (Col)	1.16 (Flexión, Col)	Si
Uniforme	0.02	-	1.73 (Col)	0.22 (Col)	1.73 (Flexión, Col)	Si
Pórtico sin contribución de la mampostería (Columna 5 y Viga)						
Triangular	0.02	0.13	1.01 (Col) 0.41 (Viga)	0.08 (Col) 0.11 (Viga)	1.01 (Flexión, Col)	Si
Uniforme	0.02	0.29	1.59 (Col) 0.60 (Viga)	0.16 (Col) 0.17 (Viga)	1.59 (Flexión, Col)	Si
Pórtico con contribución de la mampostería (Columna 5 y Viga)						
Triangular	0.01	0.13	0.87 (Col) 0.37 (Viga)	0.08 (Col) 0.11 (Viga)	0.87 (Flexión, Col)	No
Uniforme	0.01	0.29	1.38 (Col) 0.55 (Viga)	0.15 (Col) 0.17 (Viga)	1.38 (Flexión, Col)	Si
Elementos Finitos (Columna 5 y Viga)						
Triangular	0.01	0.66	0.66 (Col) 0.55 (Viga)	0.27 (Col) 0.08 (Viga)	0.66 (Flexión, Col) 0.66 (Tensión, Viga)	No
Uniforme	0.01	0.66	0.99 (Col) 0.24 (Viga)	0.43 (Col) 0.05 (Viga)	0.99 (Flexión, Col)	Si

En el modelo de EF, adicionalmente a la flexión vertical del muro, la flexión horizontal de los paneles de mampostería entre las líneas de columnas también presentó altas demandas de esfuerzos, principalmente cerca de los dos extremos en la parte superior del muro (Figura 11 y Tabla 6).

Las RDC resultantes que predicen la falla eran mayores a las obtenidas cerca de la línea base de las columnas. Estos resultados coinciden con la evidencia mostrada por el video donde la secuencia de colapso se inicia con la pérdida de apoyo en los extremos del muro.

Tabla 6. Razones demanda-capacidad (RDC) en los elementos de mampostería

Modelo, distribución de presión	RDC Máxima						Falla (Si/No)
	Axial (f_a/F_a)	Compresión a flexión (f_b/F_b)	Compresión total ($f_a/F_a+f_b/F_b$)	Tracción a flexión (f_t/F)	Cortante (f_v/F_v)	RDC gobernante, Modo de falla	
Pórtico con contribución de la mampostería							
Columna Línea 5, Base							
Triangular	0.78	0.18	0.96	0.85	0.07	0.96 (M-C)	No
Uniforme	0.78	0.29	1.07	1.35	0.18	1.35 (M-T)	Si
Columna Línea 6, Base							
Triangular	0.78	0.16	0.94	0.77	0.02	0.94 (M-C)	No
Uniforme	0.78	0.26	1.04	1.24	0.05	1.24 (M-T)	Si
Elementos Finitos							
Columna Línea 5, Base, Flexión Vertical							
Triangular	0.78	0.17	0.95	0.82	0.87	0.95 (M-C)	No
Uniforme	0.78	0.26	1.04	1.23	1.30	1.30 (Cortante)	Si
Columna Línea 6, Base, Flexión Vertical							
Triangular	0.78	0.12	0.90	0.54	0.58	0.90 (M-C)	No
Uniforme	0.78	0.18	0.96	0.86	0.91	0.96 (M-C)	No
Columna Línea 1, Parte superior, Flexión Horizontal							
Triangular	-	0.14	-	1.40	0.33	1.40 (M-T)	Si
Uniforme	-	0.18	-	1.81	0.43	1.81 (M-T)	Si
Extremo derecho, Parte superior, Flexión Horizontal							
Triangular	-	0.10	-	1.04	0.36	1.04 (M-T)	Si
Uniforme	-	0.14	-	1.40	0.47	1.40 (M-T)	Si

M-C = Esfuerzo axial a compresión debido a flexión (Fuera del plano)

M-T = Esfuerzo axial a tracción debido a flexión (Fuera del plano)

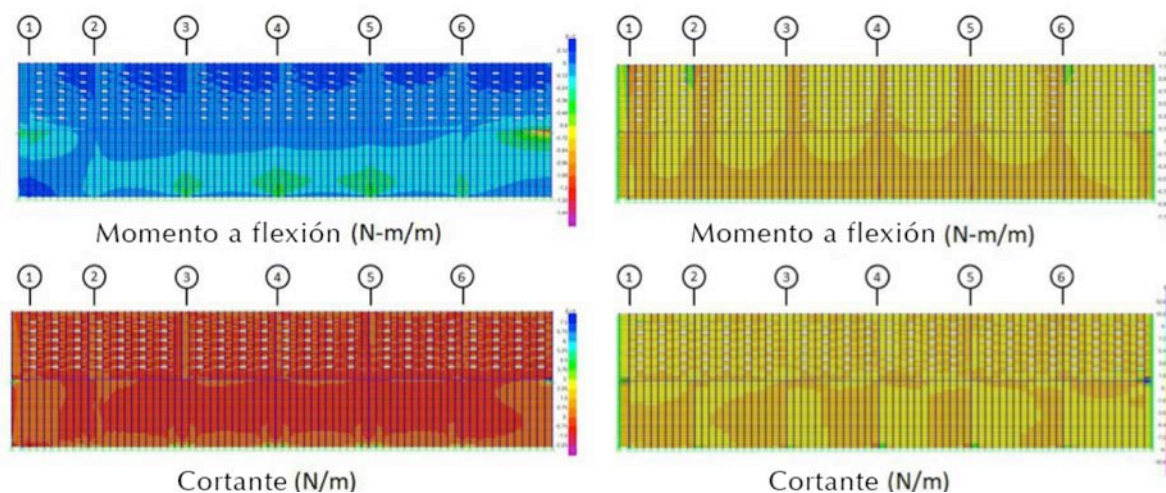


Figura 11. Resultados del modelo de EF bajo presión de viento uniforme

4. Conclusión y recomendaciones

Se evaluó el colapso de un muro de 6 m de alto por 24 m de largo de mampostería de ladrillo no reforzada bajo fuerzas de viento directo usando enfoques analíticos básicos y numerosas suposiciones simplificadas para evaluar su eficacia al predecir el comportamiento observado. Se usaron análisis estáticos lineales para simular un fenómeno dinámico altamente no lineal por calibración de las propiedades de rigidez efectiva e idealización de las condiciones de apoyo. Estas comprenden articulaciones para los bordes de mampostería y las fundaciones, así como apoyos fijos para las bases de las columnas de concreto. Los análisis también incluyen la aplicación estática de la distribución de presiones de viento que entregaron como resultado demandas de fuerzas y deformaciones que se aproximan bastante a la evidencia fotográfica y forense disponible. Sin embargo, se requirió de muchas iteraciones y variación de los parámetros para lograr una precisión razonable.

Entre los diferentes enfoques usados, el modelo de muro voladizo en mampostería rígida con comportamiento articulado fue el más conservador, logrando predecir el colapso con presiones de viento significativamente menores a las registradas. Según este método, que requiere sólo una geometría básica del muro como parámetros de entrada, la altura máxima de un muro de construcción similar que hubiese resistido el colapso era de entre 2 y 3 metros, una fracción de la altura del muro real.

Los demás modelos analíticos considerados fueron un voladizo simple, modelos aporticados de elementos de concreto con y sin contribución de la mampostería a la resistencia y rigidez fuera del plano, además de un modelo de elementos finitos con flexión en dos direcciones, pero sin considerar esfuerzos de membrana. Para esos modelos, las propiedades de los materiales se estimaron de manera conservadora para las unidades de ladrillo, mortero y pórtico de concreto puesto que no se disponía de datos de ensayos. Se usaron las propiedades de las secciones efectivas debido al considerable agrietamiento observado antes del colapso, específicamente $0,25E_c$ para los elementos de concreto y $0,1E_c$ para la mampostería bajo flexión fuera del plano. Las velocidades de los vientos y las correspondientes demandas por presión fueron estimadas de modo más preciso a través de la interpolación espacial de las mediciones del viento real,

registradas en la región al momento del colapso. Las demandas de desplazamiento al inicio del colapso, del orden de 15-20 cm y la secuencia del colapso, se determinaron a partir de los registros de los diversos videos grabados en el sitio.

Los modos de falla que rigen en los diferentes modelos consisten principalmente en la falla por flexión de las columnas de concreto y superación de los esfuerzos a tracción y compresión admisibles en los elementos de mampostería cerca de la base del muro. Además, se registraron grandes esfuerzos en los bordes verticales de los paneles de mampostería debido a la flexión horizontal entre las líneas de columnas y la alta razón longitud-altura total del muro. Las RDC fueron similares entre los diferentes modelos, principalmente con valores bajo 1,0 con una distribución de presión de viento triangular, y en exceso de 1,0 con una distribución uniforme. El cálculo de la deflexión máxima también presenta una tendencia similar, con la falla predicha bajo una distribución uniforme, pero no triangular, para los diferentes modelos. Las consideraciones en cuanto a una o dos direcciones de flexión de los paneles de mampostería en los modelos de elementos finitos demostraron ser un parámetro de modelación importante ya que entregaron RDC mayores para esfuerzos a flexión horizontal en comparación con las de flexión vertical, que se desestimaron en los modelos en voladizo y pórtico.

En general, el diseño del muro demostró ser deficiente puesto que el colapso fue predicho por todas las metodologías de análisis consideradas bajo las velocidades de viento moderado registradas en el sitio, que fueron considerablemente menores a las velocidades de viento de diseño regionales especificadas. Por otra parte, la evidencia fotográfica sugiere que los ingenieros locales o los propietarios de los edificios estaban conscientes de la deficiencia del diseño ya que las aberturas fueron agregadas con posterioridad a la construcción original del muro para aliviar las presiones de viento. Puesto que no se disponía de cálculos de diseño para esta estructura, como es costumbre en la región, el uso de procedimientos de diseño empíricos o las prácticas de construcción regional deberían haberse revisado y se deberían haber desarrollado recomendaciones conservadoras de diseño para los muros de mampostería no reforzada en instalaciones industriales y estructuras para estacionamientos de modo de evitar futuras fallas.

5. Referencias

- ACI (2011)**, ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute (ACI). Farmington Hills, MI, USA.
- ASCE (2010)**, ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures American Society of Civil Engineers (ASCE). Reston, Virginia, USA.
- Beak M., Colwell S.A., Crowhurst D., Ellis B.R. (1994, 19-21 April)**, The Behaviour of Masonry and Concrete Panels Under Explosion and Static Loading. In Proceedings of I Chem E Symposium Series No. 134, pp. 227-247.
- Bean Popehn, J.R., Schultz, A.E., Lu, M., Stolarski, H.K., and Ojard, N.J. 2008**, Influence of transverse loading on the stability of slender unreinforced masonry walls. Engineering Structures, 30(10): 2830-2839.
- Derakhshan H., Ingham J.M. (2008, 21-23 November)**, Out-of-Plane testing of an unreinforced masonry wall subjected to one-way bending. In Proceeding of the Australian Earthquake Engineering Conference, Ballarat, Victoria, Australia. Australian Earthquake Engineering Society.



- Doherty K., Griffith M. C., Lam N., Wilson J. (2002)**, Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(4): 833-850.
- Drysdale R.G., Essawy A.S. (1988)**, Out-of-Plane Bending of Concrete Block Walls. *Journal of Structural Engineering*, 114(1): 121-133.
- Elsayed M., El-Dakhkhni W., Razavi S., Mekky W., Tait M. (2013, 2-5 June)**, Response of one-way reinforced masonry walls to blast loading. In *Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium*, Vancouver, British Columbia, Canada.
- Griffith M.C., Lam N.T.K., Wilson J.L., Doherty K. (2004), Experimental Investigation of Unreinforced Brick Masonry Walls in Flexure. *Journal of Structural Engineering*, 130(3): 423-432.
- Hoepfner C.R., Sparling B.F., Wegner L.D., Sakr K. (2002, 5-8 June)**, CFRP reinforced masonry walls subjected to out-of-plane loading. In *Proceedings of 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Montreal, Quebec, Canada.
- ICONTEC (2007)**, NTC 2289 Barras Corrugadas y Lisas de Acero de Baja Aleación, Para Refuerzo de Concreto- Norma Técnica Colombiana. Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). Bogotá, Colombia.
- MSJC (2011)**, TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 Building Code Requirements for Masonry Structures and TMS 602-11/ACI 530.1-11/ASCE 6-11 Specification for Masonry Structures. Masonry Standards Joint Committee (MSJC). The Masonry Society, Boulder, CO, USA.
- Melis G. (2002)**, Displacement-Based Seismic Analysis for Out of Plane Bending of Unreinforced Masonry Walls (M.S. Dissertation). Rose School, Pavia.
- MinAmbiente (2010)**, NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MinAmbiente). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia.
- SIATA (2017)**, Sistema de Alerta Temprana de Medellín y el Valle de Aburrá (SIATA). https://www.siata.gov.co/sitio_web/index.php/monitoreo#estaciones_meteorologicas.
- Udey A. (2014)**, Realistic Wind Loads on Unreinforced Masonry Walls (M.S. Dissertation). Department of Civil and Geological Engineering. University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Vaculik J. (2012)**, Unreinforced Masonry Walls Subjected to Out-of-Plane Seismic Actions (Ph.D. Dissertation). School of Civil, Environmental & Mining Engineering, University of Adelaide, Australia.
- Willis C.R. (2004)**, Design of Unreinforced Masonry Walls for Out-of-Plane Loading (Ph.D. Dissertation). School of Civil and Environmental Engineering. University of Adelaide, Australia.