

Resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada

Cornejo Vázquez Teóduo¹, Hernández Barrios Hugo²

Fecha de recepción: 24 de junio de 2013 – Fecha de aprobación: 05 de noviembre de 2013

RESUMEN

En este artículo se muestra la aplicación de un modelo para la predicción de la resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada de mediana o baja altura, que cumplen con los requisitos de análisis y diseño sísmico de la reglamentación mexicana. El modelo se basa en una curva trilineal definida por el límite elástico, de máxima resistencia y estado último. La rigidez y la resistencia en cada paso del cálculo se determinan considerando los desplazamientos de entrepiso y con una curva envolvente idealizada de Resistencia lateral de cada muro que pertenece al entrepiso. Se realizó el análisis de tres estructuras. El método permite calcular la ductilidad local y global y el factor de comportamiento sísmico propuesto por los códigos de diseño en México para estructuras de mampostería confinada.

Palabras clave: curva envolvente, mampostería confinada, ductilidad, coeficiente sísmico, coeficiente sísmico de desempeño, falla por fuerza lateral, falla por carga vertical.

Lateral resistance of confined masonry structures

ABSTRACT

This paper presents a case study using a model to predict the lateral resistance of medium or low-rise confined masonry buildings, which fulfill the requirements for the seismic analysis and design allowed by Mexican Building Codes. The model was idealized by a trilinear relationship defined by the elastic limit, the maximum resistance and the ultimate state. Stiffness and resistance of individual walls in each step of calculation are determined considering the computed story displacements and an idealized enveloping curve with the lateral resistance of all structural walls in each story. The method allows computing local and global ductility, as well as the seismic behavior factor proposed by Mexican Building Codes for confined masonry structures.

Keywords: envelope curve, confined masonry, ductility, seismic coefficient, seismic coefficient of performance, fault lateral force, vertical load fails.

¹ Estudiante de la Maestría en Estructuras, División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH. Correo electrónico: ivancornejo_@hotmail.com

² Facultad de Ingeniería Civil, Edificio de Posgrado en Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, UMSNH, Morelia, Michoacán, Tel. (+52 443) 322 3500, ext. 4341. Correo electrónico: hugohbarrios@yahoo.com.mx, hhb.umich@yahoo.com.mx

Nota: El período de discusión está abierto hasta el 1° de julio de 2014. Este artículo de investigación es parte de Ingeniería–Revista Académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, Vol. 17, No. 3, 2013, ISSN 1665-529-X.

INTRODUCCIÓN

Actualmente existen varias metodologías para modelar analíticamente estructuras de mampostería confinada; éstas se pueden clasificar en: (a) Micro-modelado, (b) Macro-modelado y (c) Modelado por medio de curvas envolvente de comportamiento histerético. Algunas de ellas aún no son justificables que se apliquen de manera práctica debido a su alto costo computacional y a que requieren del uso de software especializado además de la incertidumbre en las propiedades de los materiales; tal es el caso del micro-modelado de los elementos que se basa principalmente en técnicas numéricas como el Elemento Finito y Elementos de Frontera. No obstante, es posible modelar estructuras de mampostería con cualquier software comercial por medio de macro-modelos estructurales. Los macro-modelos o elementos estructurales más populares son las barras y puntales a compresión y el método de la columna ancha (Holmes, 1961; Kadir, 1974; Chrysostomou *et al.*, 1992; Crisafulli, 1997; Tomazevic, 1999). En cuanto a los modelos analíticos basados en una curva envolvente de comportamiento histerético de muros de mampostería, Meli (1979) propuso una curva trilineal que relaciona el esfuerzo cortante con la distorsión asociada. Moroni *et al.* (1994), propusieron un modelo trilineal para caracterizar el comportamiento no-lineal de la mampostería ante cargas laterales a partir de estudios experimentales realizados en estructuras de mampostería confinada. Flores (1995), con base en los resultados experimentales obtenidos en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), propuso un modelo analítico para representar la rigidez de los lazos de histéresis en los ciclos de carga y descarga. El modelo de Flores se basa en la teoría de fricción y es similar al de Meli (1979) excepto que el tercer tramo de la curva considera degradación de resistencia. Tomazevic propuso representar el comportamiento histerético de muros de mampostería sujetos a carga lateral en combinación con carga vertical usando curvas envolventes de tipo trilineal (Tomazevic y Klemenc, 1997) y bilineal (Tomazevic, 1999).

La curva de capacidad de una estructura se obtiene a partir de un análisis estático no-lineal bajo desplazamientos laterales monótonamente crecientes. Durante el análisis se aplica una distribución de cargas laterales que mantienen un valor relativo o proporcional a la altura de la estructura pero varían en magnitud. Dicha magnitud se incrementa hasta que la estructura alcanza el desplazamiento lateral asociado a un estado máximo de utilidad que por lo general es la falla o colapso de la estructura. A cada incremento de desplazamiento lateral global de la estructura está

asociada una fuerza cortante basal, que graficada en función de los desplazamientos produce la curva de capacidad. Utilizando una curva idealizada de envolvente del comportamiento histerético se puede obtener la contribución de cada muro a la resistencia del entrepiso para calcular la curva envolvente total. La curva envolvente de entrepiso es la relación entre la resistencia y el desplazamiento relativo del entrepiso y se obtiene por superposición de las envolventes de resistencia de todos los muros en el entrepiso en consideración. Esta curva proporciona información sobre el comportamiento y nivel de daño estructural, resistencia máxima y colapso de la estructura, y una vez determinada es posible asociar un índice de daño uniforme en la estructura.

La curva envolvente de resistencia (Figura 1) define tres estados límites característicos: (A) límite elástico, cuando un muro en el entrepiso alcanza el límite elástico y se agrieta; (B) estado de resistencia máxima; y (C) estado de resistencia última, donde la resistencia del entrepiso se deteriora sobrepasando un límite aceptable establecido. Para fines prácticos, una degradación mayor al 20% de la resistencia máxima define el estado de colapso de la estructura.

Con base en los resultados experimentales realizados en modelos de estructuras de mampostería ensayados en mesa vibradora (Tomazevic, 1999; Vázquez, 2005; Barragán, 2005; Arias, 2005) se ha observado que el primer modo de vibrar en cortante prevalece en la respuesta dinámica. Debido a la acción de la losa de entrepiso que funciona como diafragma horizontal rígido, el daño se concentra principalmente en los elementos estructurales del piso inferior; lo anterior se ha observado tanto en pruebas experimentales como después de la ocurrencia de un sismo.

Algunos parámetros que definen el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería pueden determinarse si se establece la relación entre la resistencia de entrepiso y su correspondiente desplazamiento; es decir, si se determina la curva envolvente de resistencia de entrepiso (Figura 2a) y además se determina el factor de comportamiento sísmico, Q . Este factor está definido (Tomazevic *et al.*, 2004) como la relación entre la fuerza lateral que produce el colapso de la estructura y la fuerza que causa la iniciación del daño; es decir, el primer cambio en la rigidez estructural,

$$Q = \frac{V_e}{V_{du}} \quad (1)$$

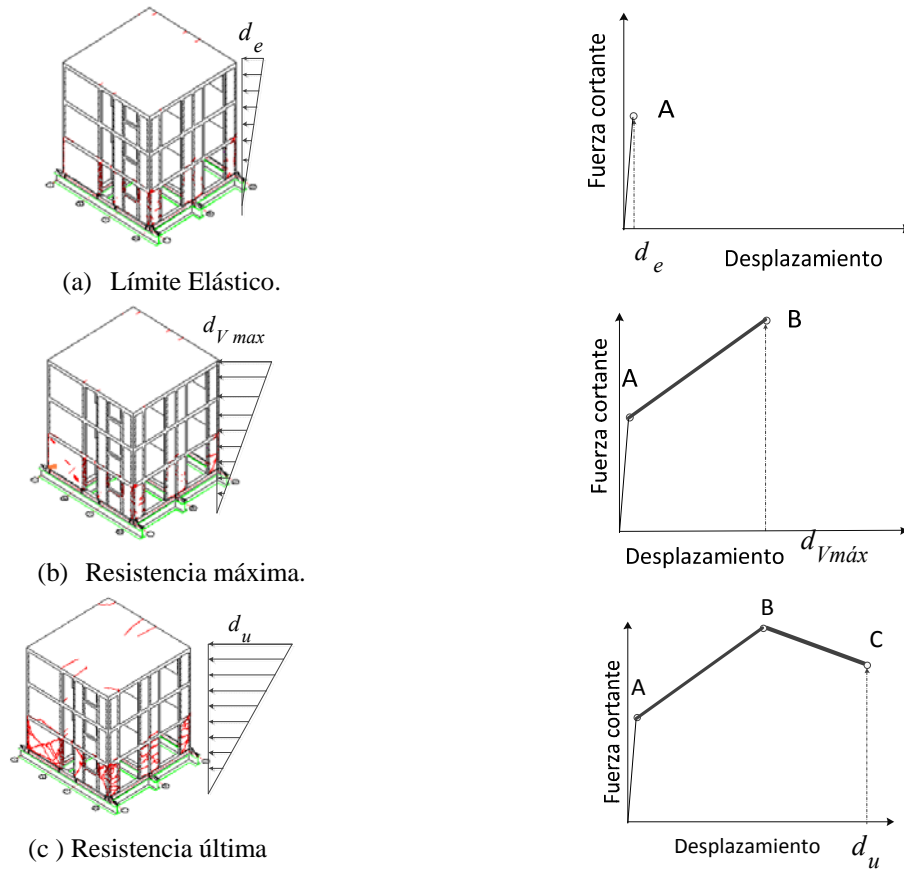


Figura 1. Caracterización del incremento de desplazamiento en la curva envolvente

donde V_e es la fuerza elástica y V_{du} es la carga última de diseño. Para el caso de estructuras de mampostería confinada de piezas macizas se recomienda un valor de $Q=2$ (NTCS-RCDF, 2004). Aunque el coeficiente sísmico no sólo depende de la ductilidad sino también de la energía hysterética, para estructuras relativamente rígidas (Bazán, 1980; Newmark y Hall, 1982; Tomazevic, 1999) una forma aproximada de obtener este parámetro es:

$$Q = \sqrt{2\mu_u - 1} \quad (2)$$

donde μ_u es el factor de ductilidad global. Para estructuras de mampostería confinada considerando el valor de $Q=2$ en la ecuación (2) se tiene que $\mu_u = 2.5$. Para sistemas estructurales en donde la falla se concentra en la planta baja, la ductilidad global y la del primer nivel se relacionan (Paulay y Priestley, 1992) con:

$$\mu_1 = 1 + \frac{2}{3}n(\mu_u - 1) \quad (3)$$

donde μ_1 es la ductilidad en la planta baja y n es el número de niveles de la estructura. Como en este

trabajo se calcularán las envolventes de resistencia de la planta baja de la estructura, será necesario calcular la ductilidad global conocida la ductilidad del primer entresiso:

$$\mu_u = \frac{3}{2n}(\mu_1 - 1) + 1 \quad (4)$$

Una vez calculada la curva envolvente de resistencia del nivel 1, la ductilidad, μ_1 , se obtiene con el criterio de ductilidad equivalente (Priestley *et al.*, 1996), en donde la respuesta se idealiza según una curva bilineal equivalente (Figura 2b),

$$\mu_1 = \frac{d_u}{d_e} \quad (5)$$

en donde d_u es el desplazamiento último equivalente y d_e es el desplazamiento idealizado de diseño. Este criterio se basa en la determinación de una rigidez inicial secante al 75% de la carga última, la cual a su vez se define como la asociada al 15% de degradación de resistencia.

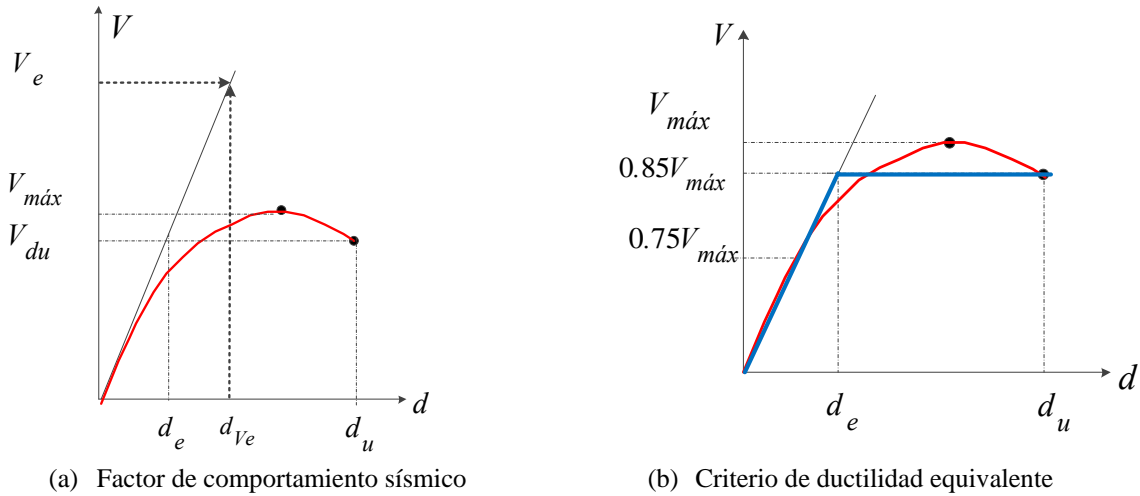


Figura 2. Curvas para definir los términos de ductilidad.

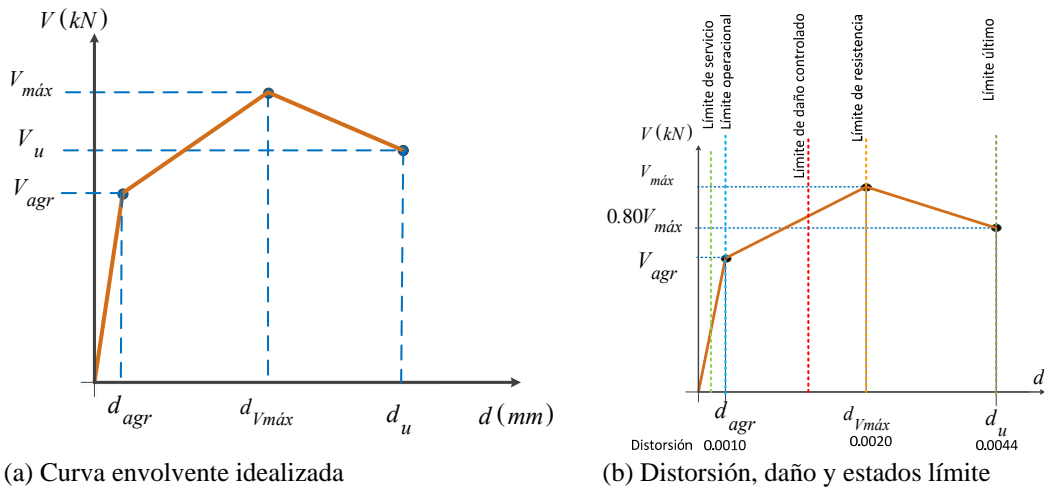


Figura 3. Curva idealizada del comportamiento de un muro de mampostería confinada.

CURVA ENVOLVENTE IDEALIZADA

En este trabajo se utiliza la curva envolvente de comportamiento idealizada de un muro de mampostería confinada mostrada en la Figura 3a. Esta curva de comportamiento se definió con parámetros obtenidos con pruebas experimentales realizadas en México (Alcocer *et al.*, 2011). Las curvas envolventes de resistencia lateral analíticas fueron calibradas con las curvas experimentales obtenidas en una serie de modelos ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, II-UNAM (Vázquez, 2005; Barragán, 2005; Arias, 2005) y con la obtenida en el ensayo con carga cíclica reversible del modelo 3D (Sánchez, 1998).

En la Figura 3b se observa la curva envolvente propuesta, la relación entre los desplazamientos y la distorsión del muro, daño asociado, y su relación con los estados límite propuestos por Astroza y Schmidt (2004). La curva envolvente idealizada está asociada

a los siguientes pares de puntos coordenados: (a) cortante-desplazamiento de agrietamiento, (b) cortante-desplazamiento máximo y (c) cortante-desplazamiento último.

La fuerza cortante en el primer agrietamiento diagonal de la mampostería y su respectivo desplazamiento, así como la rigidez elástica del muro están definidos por:

$$V_{agr} = (0.5v_m^* + 0.3\sigma) A_T \leq 1.5v_m^* A_T \tag{6}$$

$$d_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_e} \tag{7}$$

$$K_e = \left[\frac{H^3}{12E_m I_t} + \frac{1.2H}{G_m A} \right]^{-1} \tag{8}$$

donde v_m^* es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería, σ es el esfuerzo de compresión y A_T es el área transversal del muro. La rigidez del muro en el intervalo elástico, K_e , está definida por H que es la altura efectiva del muro, E_m que es el módulo de elasticidad de la mampostería, G_m que es el módulo de rigidez al corte, A que es el área efectiva al cortante, y I_t que es el momento de inercia de la sección transformada del muro que se puede calcular con:

$$I_t = I_m + I_a + I_c, \quad (9)$$

donde I_m es el momento de inercia de la mampostería confinada:

$$I_m = \frac{tL^3}{12}, \quad (10)$$

donde t es el espesor de la mampostería y L es la longitud del muro. La contribución del acero al momento de inercia, I_a , se puede obtener con:

$$I_a = n_s \left[A_{s1} d_{s1}^2 + A_{s2} d_{s2}^2 \right], \quad (11)$$

y la contribución del concreto que forma los castillos, I_c , con:

$$I_c = n_c t_c \left[\frac{b_1^3}{12} + \frac{b_2^3}{12} + b_1 d_{c1}^2 + b_2 d_{c2}^2 \right], \quad (12)$$

donde A_{s1} y A_{s2} son el área de acero que forma los castillos, d_{si} y d_{ci} son las distancias del centroide del muro al centroide del acero y al centroide del castillo, respectivamente; b_i y t_c son el ancho y el espesor de los castillos, respectivamente. Las relaciones entre los módulos de elasticidad de la mampostería con el acero de refuerzo, E_s , y con el concreto que forman los castillos, E_c , están definidas respectivamente por:

$$n_s = \frac{E_s}{E_m} \text{ y } n_c = \frac{E_c}{E_m}. \quad (13)$$

La fuerza cortante máxima y su respectivo desplazamiento están definidos por (Alcocer *et al.*, 2011):

$$V_{m\acute{a}x} = 0.3 \left[1.26 d_b^2 \sqrt{f'_c f'_y} \right] + V_{agr} \quad (14)$$

$$d_{V_{m\acute{a}x}} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{0.25 K_e} \quad (15)$$

donde d_b es el diámetro de las varillas que forman los elementos confinantes, f'_c y f'_y son el esfuerzo a compresión del concreto y el de fluencia del acero de refuerzo, respectivamente. El punto en la curva envolvente idealizada asociado a la fuerza cortante última y su respectivo desplazamiento, está definido por:

$$V_u = 0.8 V_{m\acute{a}x} \quad (16)$$

$$d_u = \frac{V_u}{0.1125 K_e} \quad (17)$$

Y finalmente el punto asociado al 40% de la resistencia máxima, y en el que teóricamente la estructura está en el colapso insipiente, está definido por:

$$V_{m\acute{a}x x} = 0.4 V_{m\acute{a}x} \quad (18)$$

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{0.4 V_{m\acute{a}x}}{0.03 K_e} \quad (19)$$

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Se realizan las siguientes hipótesis para el cálculo de la curva envolvente:

(1) Las losas de piso trabajan como diafragmas horizontales rígidos, tal que los desplazamientos en cada uno de los muros del entrepiso i -ésimo, D_i , debido a la fuerza cortante aplicada en el entrepiso, V_i , se distribuyen proporcionalmente a la rigidez lateral de cada muro, k_{ji} .

(2) Los desplazamientos debidos a los efectos por torsión son proporcionales a la rigidez del muro.

(3) Predomina el primer modo de vibrar. Se imponen desplazamientos horizontales que siguen la forma modal del primer modo.

(4) La contribución individual de los muros para resistir la fuerza lateral del entrepiso depende de los desplazamientos laterales tomados por el muro y de la forma de la curva envolvente idealizada de resistencia del muro. Los muros resisten los desplazamientos

impuestos hasta agotar su capacidad de ductilidad individual; aunque pueden fallar por carga lateral, todavía son capaces de resistir carga vertical.

(5) En los muros con forma de “T”, “L” o en forma de cruz, se considera que los patines están desligados verticalmente del alma. Esto es debido a que se considera que los muros trabajan a cortante y a que en cada dirección perpendicular de análisis los muros que trabajan se pueden considerar que contribuyen de manera independiente a la resistencia a cortante.

(6) Las aberturas como puertas y ventanas mantienen un esquema uniforme en elevación.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Antes de aplicar el procedimiento propuesto, y con el fin de garantizar que la estructura no falle por carga vertical antes de que se presente la falla por carga lateral, se calcula la resistencia por carga vertical de las estructuras de acuerdo con (NTCM-RCDF, 2004) la ecuación 20:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 0.4) A_T \tag{20}$$

donde F_R es el factor de resistencia, considerado de 0.6; F_E es el factor de reducción por efecto de esbeltez y excentricidad, f_m^* es la resistencia a compresión de la mampostería en MPa, y A_T es el área bruta de la sección transversal del muro, en mm^2 .

La metodología propuesta para calcular la curva envolvente de resistencia de entrepiso es iterativa y programable en una hoja de cálculo; el procedimiento se inicia con:

(1) Se calculan las constantes de cálculo del análisis como son: (a) el módulo de elasticidad de la mampostería y del concreto; (b) el módulo de

rigidez al corte y compresión diagonal de la mampostería; (c) la masa de cada nivel considerando los entrepisos a ejes medios en la altura y (d) los esfuerzos a compresión actuantes en cada muro.

(2) Se calcula la fuerza cortante resistente y la rigidez lateral efectiva de cada muro, con las ecuaciones 6 y 8, respectivamente.

(3) Se forma la matriz de rigidez lateral de los muros que forman los entrepisos, la cual se puede aproximar mediante un modelo de cortante despreciando las deformaciones por flexión que presentan los muros.

(4) Para considerar los efectos por torsión (Chipol, 2001) se calculan: (a) la posición del centro de masas (CM); (b) el centro de rigidez (CR); (c) la excentricidad; (d) el momento debido a torsión; (e) la rigidez torsional y (f) los desplazamientos debidos a la torsión. El sistema estructural debe satisfacer la fórmula aproximada propuesta en el método simplificado de diseño (NTCM-RCDF, 2004) para calcular la excentricidad estática en el nivel i -ésimo, e_{si} , que se toma como la distancia

entre el centroide de las áreas efectivas de los muros con respecto al centro de cortante. La excentricidad estática calculada debe ser:

$$e_{si} \leq 0.10B_i, \tag{21}$$

B_i es la dimensión perpendicular del entrepiso medida en dirección del análisis (Figura 4).

(5) Se realiza la sumatoria de la fuerza cortante y de la rigidez de los muros en el sentido del análisis por nivel.

(6) Se calculan los desplazamientos, incluyendo los referentes a torsión.

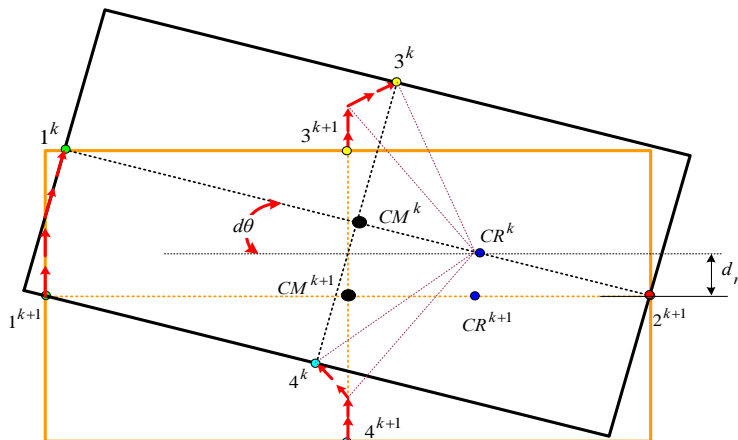


Figura 4. Posición del centro de masas y de rigidez, debida a efectos por torsión.

- (7) Se calcula la forma modal del primer modo de vibrar con cualquier metodología de dinámica estructural. En este trabajo se utilizó el método iterativo del vector inverso (Chopra, 1995).
 - (8) Se revisa el criterio de falla. Si la estructura aún no alcanza la falla se impone un desplazamiento arbitrario en el último nivel y los cálculos se repiten, regresando al paso (2).
 - (9) Se calcula la ductilidad y el factor de comportamiento sísmico.
 - (10) Finaliza el procedimiento.
- En este trabajo se imponen desplazamientos inicial e incremental de 5×10^{-9} m y 5×10^{-4} m, respectivamente.

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

La metodología anteriormente descrita se aplicará a tres estructuras que se denominan EST1, EST2 y EST3. La estructura EST1 corresponde a una planta

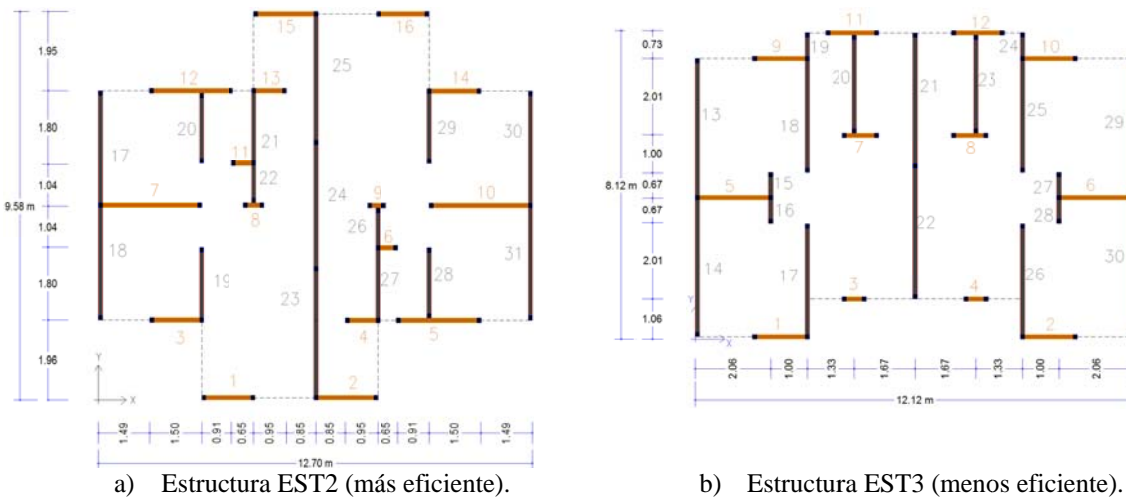
estructural presentada por Pérez-Gavilán (2012) y tiene la distribución mostrada en la Figura 5.

La estructura EST1 se usará como casa habitación y tiene dos niveles, el primero de 4.0 m y el segundo de 3.0 m, se ubicará en la zona sísmica IIIa, Distrito Federal, con un coeficiente sísmico de $c = 0.19$. Se consideró que las losas tienen un espesor de 0.12 m y los muros de mampostería de 0.14 m. En la Tabla 1 se indican las propiedades mecánicas de los elementos estructurales.

Las estructuras EST2 y EST3 (Figura 6) corresponden a edificaciones de 5 niveles para casa habitación, utilizadas por Araiza (2000) con la finalidad de determinar la influencia de la densidad de los muros en el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Araiza (2000) llamó a la estructura EST2 como la más eficiente y a la EST3 como la menos eficiente.



Figura 5. Distribución en planta de la estructura EST1.



a) Estructura EST2 (más eficiente).

b) Estructura EST3 (menos eficiente).

Figura 6. Planta de las estructuras EST2 y EST3.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los elementos estructurales.

Material	Propiedad	EST1	EST2 y EST3
		Resistencia (MPa)	
Mampostería	f_m^*	1.5	2.0
	E_m	900	1200
	G_m	460	480
	ν_m^*	0.35	0.35
Concreto	f_c'	25	15
	E_c	22 000	17 146
Acero	f_y	420	420
	E_s	200 000	200 000

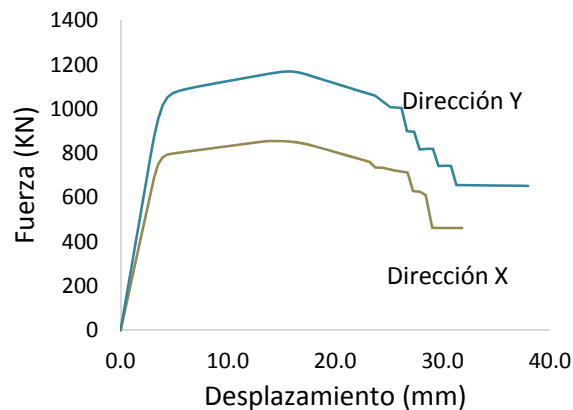


Figura 7. Curvas envolventes de resistencia lateral de la estructura EST1.

Tabla 2. Comparación de fuerza cortante actuante y resistente de la estructura EST1.

Dirección	Fuerza Cortante (kN)			
	Pérez-Gavilán (2012)			Este trabajo
	Actuante		Resistente	
	$c = 0.19$	$c = 0.40$		
X	389	818	850	850
Y	430	905	1054	1160

Ambas estructuras, EST2 y EST3, se consideran que se desplantarán en la zona sísmica II del Distrito Federal, con un coeficiente sísmico de $c = 0.32$. El entrepiso 1 tiene una altura de 2.55 m y los siguientes de 2.65 m, el espesor de las losas es de 0.20 m y el de los muros de 0.12 m. Las propiedades mecánicas utilizadas para los materiales se muestran en la Tabla 1.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

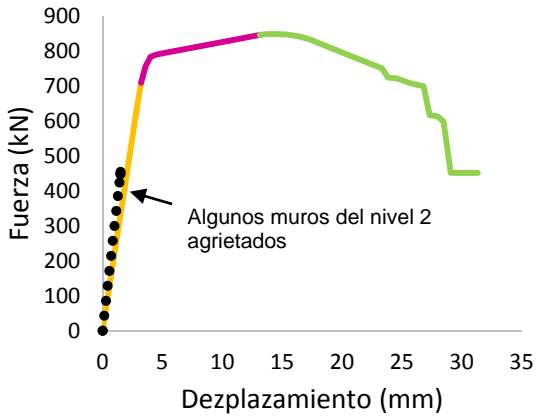
Las curvas envolventes de resistencia lateral de la estructura EST1 en ambas direcciones ortogonales se muestran en la Figura 7. La resistencia lateral máxima de entrepiso en la dirección X es de 849 kN asociado

a un desplazamiento de 14.13 mm. En la dirección Y, la resistencia lateral máxima es de 1160 kN con un desplazamiento asociado de 15.64 mm. En la Tabla 2 se indican los cortantes actuantes y resistentes reportados por Pérez-Gavilán (2012), quién obtuvo estos valores por medio del Método Simplificado de Diseño y consideró los efectos por torsión por el procedimiento propuesto por Escobar *et al.* (2004). Como la estructura tiene 7.0 m de altura se pueden utilizar los coeficientes sísmicos de $c = 0.19$ y de $c = 0.40$; el primero corresponde al Método Simplificado de Análisis Sísmico y el segundo al Método Estático de Análisis Sísmico (NTCS-RCDF, 2004). Se puede ver que las fuerzas cortantes

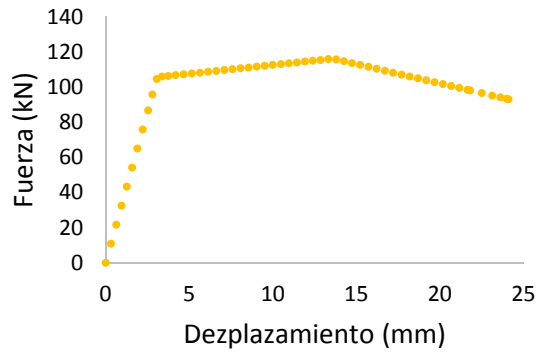
resistentes calculadas en este trabajo y las presentadas por Pérez-Gavilán (2012) son del mismo orden.

Una ventaja de utilizar la metodología propuesta es que puede predecir el estado, ante fuerza lateral, en cada entrepiso. En la Figura 8a se muestran las curvas envolventes de resistencia lateral de los niveles 1 y 2 de la estructura EST1.

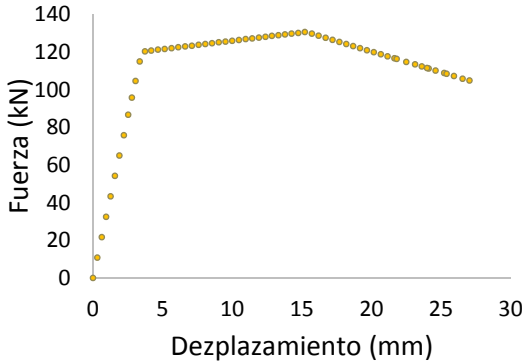
Para cada muro que se ubique en un algún entrepiso determinado, también es posible determinar cuál es el estado de comportamiento y su curva envolvente de resistencia lateral. En las Figuras 8b, 8c y 8d, se muestran las curvas envolventes de los muros 1, 2 y 10 del primer nivel de la estructura EST1. En la Figura 8e se muestra el comportamiento del muro 1, en ambos niveles de la estructura. La hipótesis de que la estructura falla en el primer nivel se corrobora siguiendo la evolución de la forma modal (Figura 8f).



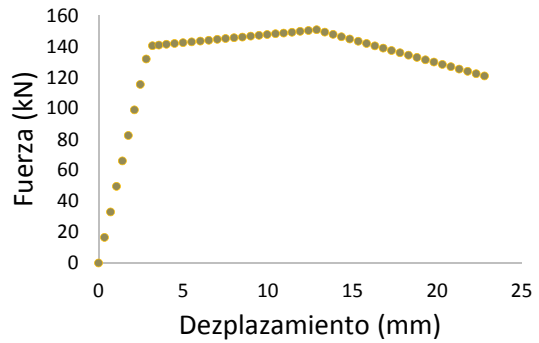
(a) Envolvente de resistencia, Nivel 1 y 2.



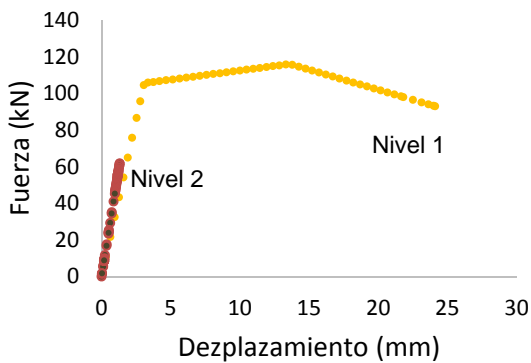
(b) Envolvente de resistencia muro No 1.



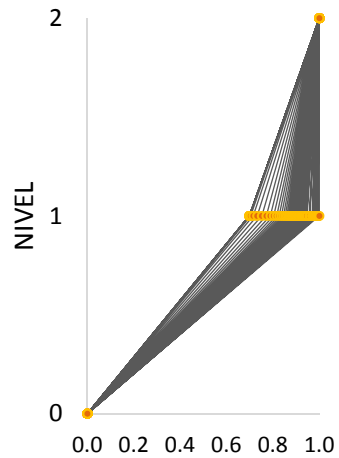
(c) Envolvente de resistencia muro No 2.



(d) Envolvente de resistencia muro No 10.



(e) Estado del muro No 1, en ambos niveles



(f) Evolución de la forma modal.

Figura 8. Resultados particulares de la estructura EST1.

Tabla 3. Valores de ductilidades calculadas y factor de comportamiento sísmico, EST1.

Dirección	μ_1	μ_u	Q
X	7.63	5.97	3.31
Y	7.32	5.74	3.24

En la Tabla 3 se muestran los valores de la ductilidad local, global y el factor de comportamiento sísmico obtenido. Se puede ver que el factor de comportamiento sísmico es mayor de 2, que es el mínimo recomendado en NTCM-RCDF (2004).

En la Figura 9 se muestra la secuencia de falla de los muros de la estructura EST1 ante carga lateral, en ambas direcciones. Las ordenadas corresponden a la resistencia máxima ante carga lateral y las abscisas, en la parte superior, al número de muro y, en la inferior, a la secuencia de falla.

En cuanto a las estructuras EST2 (más eficiente) y EST3 (menos eficiente), en la Figura 10 se muestran las curvas envolventes de resistencia lateral en las direcciones X y Y. La fuerza cortante máxima resistente de la estructura EST2 en la dirección X es de $V_{m\acute{a}x} = 801$ kN y en la dirección Y, de $V_{m\acute{a}x} = 1182$ kN. Para la estructura EST3, considerada como la menos eficientes las fuerzas cortantes laterales máximas resistentes son: 588 kN y 1489 kN, en las direcciones X y Y, respectivamente.

Con base en los resultados se puede ver que el eje con menor resistencia (eje débil) es el eje X, para ambas estructuras. La diferencia en la resistencia lateral máxima entre ambas estructuras es de 213 kN, es decir, la estructura EST2 (más eficiente) resiste un 36% más que la estructura EST3 (menos eficiente). En la Tabla 4 se resumen los valores de la ductilidad local, global y del coeficiente sísmico en la dirección X; además se muestra la densidad de muros calculada

por Araiza (2000). Se puede ver que el factor de comportamiento sísmico, Q , es mayor de 2 para ambas estructuras. Sin embargo, la estructura EST3 (menos eficiente) tiene un coeficiente sísmico ligeramente mayor (1.8%) que el de la estructura EST2 (más eficiente). La estructura EST2 (más eficiente) tiene una densidad de muros del orden de 110% mayor que la estructura EST3 (menos eficiente). Esta diferencia en densidad de muros del 110% sólo se ve reflejado en un 36% de carga lateral resistente y no se refleja en el valor del comportamiento sísmico.

CONCLUSIONES

En este trabajo se calculan las curvas envolventes de resistencia lateral de estructuras de mampostería de baja o mediana altura. Se propone una metodología basada en una curva envolvente trilineal calibrada con las curvas experimentales obtenidas en una serie de modelos ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, II-UNAM y con la obtenida en el ensayo con carga cíclica reversible del modelo 3D. El procedimiento mostrado permite calcular la resistencia lateral resistente de entrepiso, la curva envolvente de comportamiento de un muro en particular que pertenezca a la estructura y la secuencia de falla de los muros. Además, permite calcular la ductilidad local y global, así como el coeficiente sísmico. La densidad de muros de una estructura de mampostería tiene influencia en la resistencia ante carga vertical y muy poca ante carga lateral, de tal manera que la densidad de muros puede no ser un valor indicativo de la eficiencia sísmica de una estructura de mampostería.

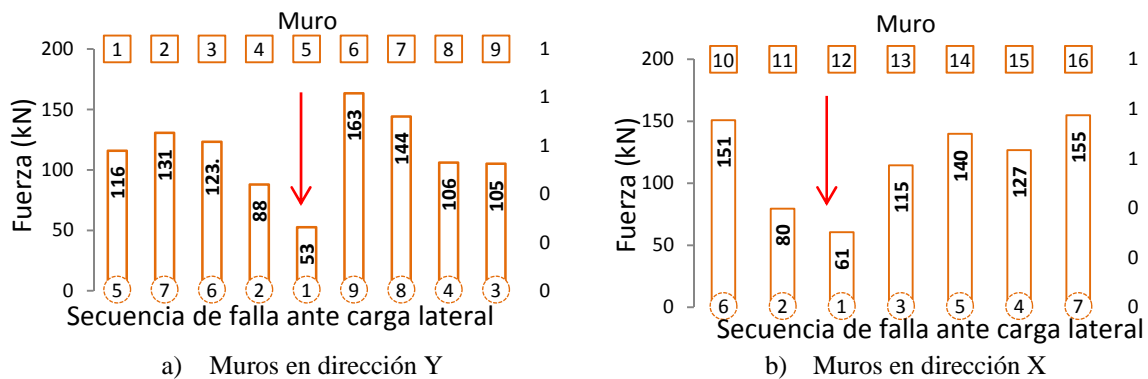


Figura 9. Secuencia de falla de los muros ente carga lateral.

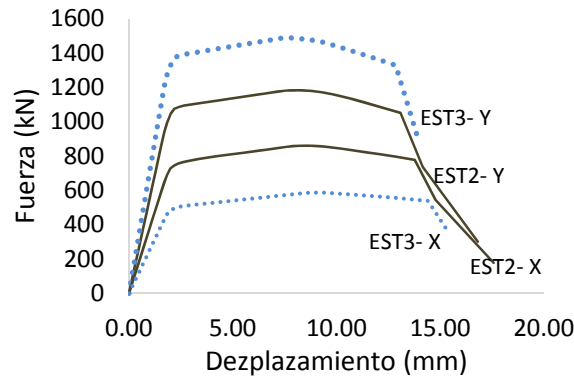


Figura 10. Curva envolvente de resistencia lateral de las estructuras EST2 y EST3.

Tabla 4. Valores de ductilidad, coeficiente sísmico, densidad de muros y carga lateral.

Estructura	μ_1	μ_u	Q	Dm (m/m ²)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)
EST2 (más eficiente)	7.24	2.87	2.18	0.317	861
EST3 (menos eficiente)	7.53	2.90	2.22	0.151	588

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, quién por medio de la Coordinación de la Investigación Científica, dio las facilidades para la realización de este trabajo. El primer autor agradece a CONACyT, quién proporcionó la beca económica para la realización de los estudios de posgrado.

REFERENCIA

Alcocer M., Sandoval R. y Hernández B. H. (2011). *Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada*. En “XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica”, Aguascalientes, Aguascalientes, México.

Araiza M. A. (2000). “*Estudio paramétrico de la influencia de la densidad de muros en el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería*”. Tesis de licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), México DF.

Arias A. J. (2005). “*Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles*”. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Astroza M. y Schmidt A. (2004). *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*. “Revista de Ingeniería Sísmica”, 70, 59-75.

Barragán T. R. (2005). “*Ensayo de una vivienda a escala de dos niveles de mampostería confinada*”. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Bazán E. (1980). “*Muros de mampostería ante cargas laterales. Estudios analíticos*”. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Chipol A. (2001). “*Estudio de la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados*”. Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.

Chopra A. K. (1995). “*Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*”. Prentice Hall, Inc., ISBN 0-13-855214-2.

Chrysostomou C. Z., Gergely P. y Abel J. F. (1992). *Nonlinear seismic response of infilled frames*. En Memorias “X Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica”, Madrid, España, pp. 4435-4437.

Crisafulli F. (1997). “*Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*”, Tesis de Doctorado, University of Canterbury, Gran Bretaña.

Escobar J.A., Mendoza A., Gómez R. (2004). *Diseño simplificado por torsión sísmica estática*. “Revista de Ingeniería Sísmica”, 70, 77-107.

Flores L. (1995). “*Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Holmes M. (1961). *Steel Frames with brickwork and concrete infills*. “Proceedings of the Institution of Civil Engineering”, 19, 473-478.

Kadir M. R. (1974). “*The structural behaviour of masonry infill panel in framed structures*”, Tesis de Doctorado, Universidad de Edimburgo, Gran Bretaña.

Meli R. (1979). *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*. En “Reporte No. 352, Serie del Instituto de Ingeniería”, Universidad Nacional Autónoma de México.

Moroni M., Astroza M. y Tavonatti S. (1994). *Nonlinear models for shear failure in confined masonry walls*, “The Masonry Society Journal”, 2 (12), 72-78.

Newmark N. M. y Hall W. (1982). “*Earthquake Spectra and Design*”, Earthquake Engineering Research Institute.

NTCM-RCDF (2004). “*Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Mampostería, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, marzo.

NTCS-RCDF (2004). “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.

Paulay T. y Priestley M. J. N. (1992). “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, John Wiley and Sons, Inc. ISBN 0-471-54915.

Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G.M. (1996). “*Seismic Design and Retrofit of Bridges*”, John Wiley and Sons, Inc. ISBN 0-471-57998-X.

Pérez-Gavilán J. J. (2012). “*Guía de Análisis de Estructuras de Mampostería*”, SMIE, México.

Sánchez T. A. (1998). “*Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales*”, Tesis de Maestría, DEPEFI-UNAM, Universidad Nacional Autónoma de México.

Tomazevic M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*, “Series on Innovation in Structures and Construction”, Vol. 1. Imperial College Press, ISBN 1-86094-066-8.

Tomazevic M. y Klemenc I. (1997). *Verification of seismic resistance of confined masonry buildings*. “Earthquake Engineering and Structural Dynamics”, Vol. 26, pp. 1073-1088.

Tomazevic M., Bosiljkov V. y Weiss P. (2004). *Structural behavior factor for masonry structures*. En “13th World Conference on Earthquake Engineering”, Vancouver, B. C., Canada, August, paper No. 2642..

Vázquez V. A. (2005). “*Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora*”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Este documento debe citarse como: Cornejo Vázquez T. y Hernández Barrios H. (2013). **Resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada**. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 17-1, pp 179-190, ISSN 1665-529-X.