

Influencia de la mampostería de relleno en el desempeño sísmico de estructuras aporricadas de hormigón armado

Influence of infill masonry on the seismic performance of reinforced concrete frame structures

Brian Jordano Cagua-Gómez^{1*} Roberto Rodrigo Aguiar-Falconí¹
Julia Edith Pilatasig-Caizaguano

Recibido 03 de Junio de 2021, aceptado 20 de junio de 2022

Received: June 03, 2021 Accepted: June 20, 2022

RESUMEN

En este artículo, se evalúa el desempeño sísmico estructural mediante análisis no lineal acorde a la metodología del ASCE/SEI 41-17 y se determina la probabilidad de colapso de las estructuras sometidas a 11 movimientos del terreno, escalados a niveles de amenaza correspondientes a sismos de servicio, de diseño y máximo considerado. Se realiza modelos de elementos finitos de estructuras tridimensionales de 1, 2 y 3 pisos de pórticos de hormigón armado con una estructuración típica de la construcción artesanal y con un diseño sismo resistente, se considera en la respuesta el pórtico sin y con la influencia de la mampostería de relleno típica de Ecuador. La influencia de la mampostería de relleno cambia el comportamiento estructural generando desempeños estructurales no aceptables y altas probabilidad de colapso para el sismo de diseño. Los daños observados durante terremotos anteriores son consistentes con los resultados de este estudio.

Palabras clave: Desempeño sísmico estructural, influencia de la mampostería de relleno, estructuras de hormigón armado, análisis no lineal estáticos y dinámicos.

ABSTRACT

In this paper, the structural seismic performance is evaluated by nonlinear analysis according to the ASCE/SEI 41-17 methodology, and the probability of collapse of structures subjected to 11 ground movements, scaled to hazard levels corresponding to serviceability, design, and maximum considered earthquakes, is determined. Three-dimensional Finite Element Models (FEM) of one, two, and three-story frame structures are evaluated subject to eleven different ground motions, selected and scaled to represent these hazard levels. Following the methodology mentioned earlier, collapse probabilities are estimated for RC frames typical of Ecuador. Structures in this study are divided into two categories: Those designed according to seismic-resistant engineering practice and those built without engineering design. For each category, infilled and non-infilled frames are distinguished. Infill masonry negatively impacts structural performance and the collapse probability of frame structures. Damages observed during previous earthquakes are consistent with the results of this study.

Keywords: Structural seismic performance, influence of infill masonry, reinforced concrete structures, static and dynamic nonlinear analysis.

¹ Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Sangolquí, Ecuador.
E-mail: bjcagua@espe.edu.ec; rraguiar@espe.edu.ec; jepilatasig@espe.edu.ec

* Autor de correspondencia: bjcagua@espe.edu.ec

INTRODUCCIÓN

El sistema constructivo típico en Ecuador lo constituye estructuras aporticadas, formadas de: losas alivianadas, vigas, columnas, y mampostería de bloques alivianados [1]. Generalmente la mampostería se distribuye de acuerdo con los requerimientos arquitectónicos y de espacio, ignorando la influencia de estos elementos en el comportamiento global de la estructura.

Estudios como el de [2] dónde se analizan diferentes estructuras de varios pisos y porcentajes de rellenos de mampostería, permiten observar la influencia que tiene este elemento en el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado y presentan las curvas de capacidad dónde se evidencia un notable aumento en la rigidez con una gran reducción de deformabilidad y por tanto de ductilidad. Estos trabajos demuestran la importancia de prever el comportamiento de las estructuras al incluir estos elementos; demostrando los efectos que se producen, se puede establecer una mejora en los diseños tradicionales. Entre los efectos que pueden producir las mamposterías “no estructurales” se puede destacar pisos blandos (o débiles), concentración de daño, columnas cortas, reducción de la demanda de deformación y ductilidad, entre otros.

En la ciudad de Quito el control de la construcción de estructuras las rige las ordenanzas municipales, de acuerdo con las condiciones establecidas en los documentos legales y al aprovechamiento máximo del uso del suelo, pero es bien conocido que un gran porcentaje de las estructuras existentes en la ciudad se han construido de manera artesanal [3], con secciones esbeltas y de resistencia insuficiente, ampliaciones imprevistas, y poco control en su ejecución. En el estudio realizado por [4] se muestra una clasificación de acuerdo con tipología de las estructuras en la ciudad de Quito, dónde el 62% de éstas constituyen estructuras de 2 y 3 pisos con regularidad e irregularidad en planta (forma de L). Por tanto, las construcciones típicas constituyen viviendas de hasta 3 pisos, adosadas entre sí. Este sistema de adosamiento ocasiona un relleno total de mampostería en un sentido (Sentido Y) y un relleno parcial en otro sentido (Sentido X), con una distribución típica de mampostería presentada en la Figura 1.

En el presente estudio se realiza simulaciones en OpenSees de modelos tridimensionales de estructuras

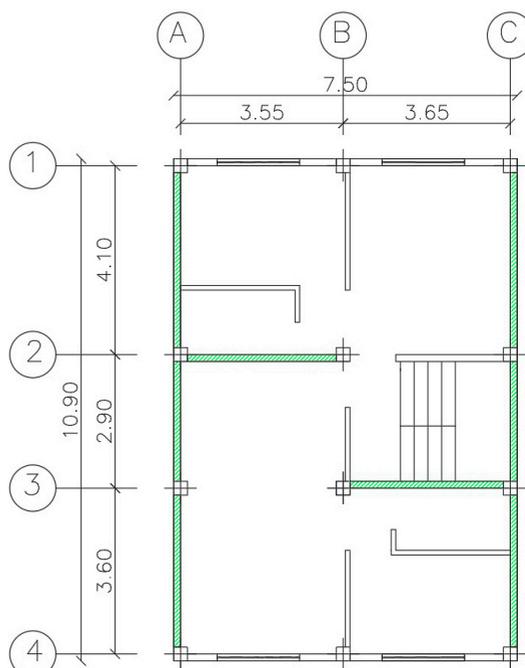


Figura 1. Distribución de mampostería en planta tipo.

aporticadas de hormigón armado de 1, 2 y 3 pisos, sin y con la influencia de la mampostería de relleno. La no linealidad física para las columnas y vigas se considera en base a modelos de plasticidad distribuida con secciones discretizadas en fibras, la mampostería se representa como una diagonal que captura el comportamiento axial a compresión y tracción en el plano del panel y un comportamiento a flexión para reproducir los efectos fuera del plano. Los modelos tienen un algoritmo para eliminar los elementos de mampostería que llegan a la falla y esto permite capturar de mejor manera el comportamiento real de estas estructuras, reflejando patologías como piso débil y torsión en planta.

Las secciones y armados de columnas y vigas de los modelos se consideran en función de dos enfoques, el primero es asumir en función de observaciones realizadas por los autores a construcciones típicas desarrolladas de forma artesanal en Quito, es decir sin la participación de profesionales en el diseño, supervisión y construcción. El segundo enfoque es obtener secciones y armados en base al análisis sismo resistente para determinar secciones de columnas y vigas cumpliendo con las disposiciones mínimas obligatorias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 [5,6] y ASCE/SE 7 [7].

Ambas propuestas se las realiza para las estructuras de 3 pisos y se evalúa las estructuras de 1 y 2 pisos con las mismas secciones de columnas y vigas, esto se realiza con el objetivo de capturar la construcción típica por etapas en proyectos de la ciudad de Quito.

Se realiza análisis estáticos monotónicos no lineales, considerando 100% de la fuerza horizontal en el sentido de análisis y 30% de fuerza horizontal en el sentido ortogonal, para obtener la curva de capacidad de las estructuras en base al cortante en la base versus el desplazamiento en el tope. Se calcula el nivel de desempeño de las estructuras para el sismo de servicio y el de diseño, es decir para 75 años y 475 años de periodos de retorno (PR), se aplica la metodología del ASCE 41-17 [8].

Se realiza un análisis determinístico de la amenaza sísmica para el sitio de emplazamiento de las estructuras en Quito mediante el programa CRISIS, se obtiene la desagregación sísmica y se determinan 11 pares de acelerogramas congruentes con las características sismogénicas para el proyecto. Se realiza análisis dinámicos paso a paso no lineales de las estructuras considerando el efecto de estos 11 sismos escalados a los niveles de amenaza del sismo de servicio, de diseño y máximo considerado, relacionados con los periodos de retorno de 75, 475 y 2475 años respectivamente.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El estudio presenta la respuesta sísmica de 6 estructuras de hormigón armado de configuración típica para uso residencial en la ciudad de Quito (Figura 2), emplazadas sobre condiciones de un perfil de suelo tipo D. Se evaluarán estructuras con mampostería y sin mampostería de 1, 2 y 3 pisos, con luces promedio de 4.00 m, cuatro pórticos en sentido longitudinal, tres en sentido transversal y para el caso de estructuras con mampostería, una distribución en una planta tipo como se muestra en la Figura 1.

Para el enfoque de construcción artesanal se consideran los elementos del pórtico como columnas con secciones de 30 cm x 30 cm, refuerzo longitudinal de 8 varillas de 12 mm y un refuerzo trasversal de estribos de 10 mm cada 15 cm. Las vigas tienen secciones únicas de 40 cm x 20 cm con refuerzo longitudinal de 4 varillas de 12 mm, mismo armado de acero superior e inferior, y un refuerzo trasversal de 10 mm cada 15 cm.

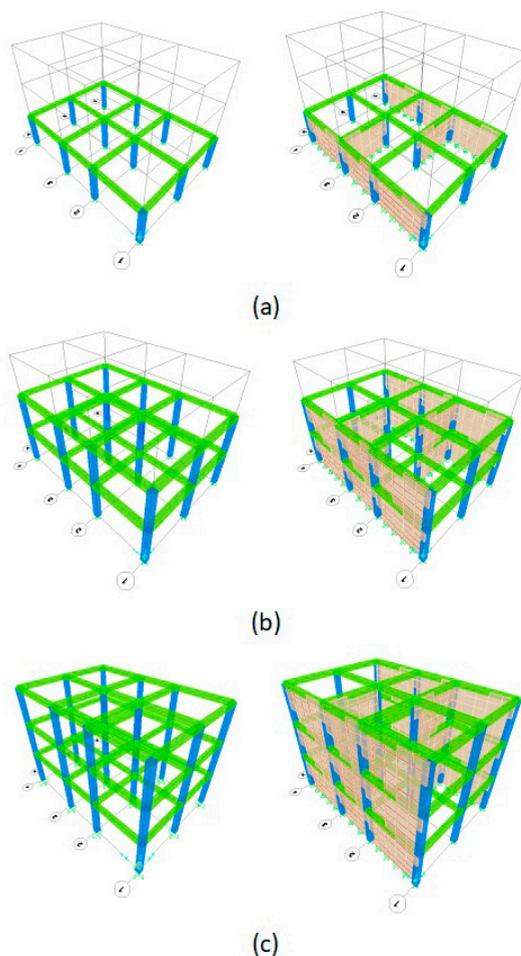


Figura 2. Estructuras analizadas, sin y con mampostería, en función del número de piso: a) 1 piso; b) 2 pisos; c) 3 pisos.

En el diseño sismo resistente cumpliendo con las condiciones mínimas de la NEC-15 en términos de derivas inelásticas máximas de 2%, cuantía requerida mayor a los límites inferiores de la norma, armadura transversal en función de la capacidad a la flexión y con espaciamientos menores a los exigidos, se tiene secciones de columnas de 30 cm x 30 cm con 8 varillas de 14 mm y estribos de 10 mm cada 7,5 cm; además de vigas peraltadas de 25 cm x 35 cm con 3 varillas de 14 mm como armadura superior e inferior y estribos de 10 mm cada 8 cm.

Estos elementos conforman una estructura aporricada de hormigón armado con rellenos de mampostería de bloque alivianado como se muestran en la Figura 2, las mamposterías se modelan como elementos diagonales.

La resistencia a la compresión del hormigón se considera como 21 [MPa] y el módulo de elasticidad de 19185 [MPa]; para el acero de refuerzo se asume un esfuerzo de fluencia de 412 [MPa] y un módulo de elasticidad de 199948 [MPa].

Para determinar el valor del esfuerzo a la compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería ($f'm$ y Em), existe muchas ecuaciones, ensayos y correlaciones, sin embargo, en Ecuador este tipo de estudios es limitado. En este estudio se asume como esfuerzo a compresión de la mampostería un valor de 3 [MPa]. Para determinar el módulo de elasticidad se emplea la ecuación (1).

$$Em = 550 * fm \tag{1}$$

El valor de Em utilizado para el material de la mampostería es 1650 [MPa].

Modelos en OpenSees

Para las simulaciones se emplea el sistema computacional OpenSees [9]. Las columnas y vigas se modelan con elementos tipo *nolinear BeamColumn* y se requieren de la definición de tres tipos de materiales con propiedades uniaxiales; hormigón confinado (material dentro de los estribos), hormigón no confinado (recubrimientos) y acero de refuerzo longitudinal. Para los dos primeros se emplean modelos *concrete02* como se muestra en la Figura 3a y para el acero de refuerzo longitudinal un modelo *steel02* presentado en la Figura 3b

El modelo utilizado para la mampostería de relleno corresponde al propuesto por [10], en ese modelo se considera la interacción de los efectos en el plano

(IP) y los efectos fuera del plano (OOP) con dos elementos diagonal de igual tamaño y un nodo en la mitad dónde se concentra la masa de la mampostería para capturar los efectos fuera del plano.

Los elementos diagonales se modelan con *beamWithhinges* en los que se debe asignar propiedades a las rotulas de los extremos. Para los extremos, unidos a la estructura circundante, se asignan rótulas de secciones elásticas con un momento de inercia muy pequeño (para simular la liberación del momento), esto se hace con el objetivo de que el elemento trabaje únicamente a solicitaciones axiales. En las rotulas internas de estas diagonales se asigna un modelo de fibras en una longitud pequeña que proporciona una solución numéricamente estable, esto es con el objetivo de definir una zona de posible daño, es decir, capturar el efecto no lineal mediante la interacción de efectos axiales en el plano y a flexión fuera del plano. Los elementos asignados a columnas, vigas y mampostería se pueden observar en la Figura 4.

Cada fibra se define, como se muestra en la Figura 5a, con el área A_i , la coordenada Z_i y una **relación bilineal esfuerzo-deformación** (*steel01* en OpenSees). La pendiente de endurecimiento de la deformación se elige para ser muy pequeña (0,02), por lo tanto, la tensión de fluencia f_{yi} y la deformación de fluencia ϵ_{yi} definen la relación tensión-deformación de la fibra i^{th} . Un detalle de las fibras en dirección transversal al plano se presenta en la Figura 5b.

Para calcular el ancho de la diagonal equivalente, que representa la mampostería, se emplea la expresión matemática del FEMA-356, la misma se presenta

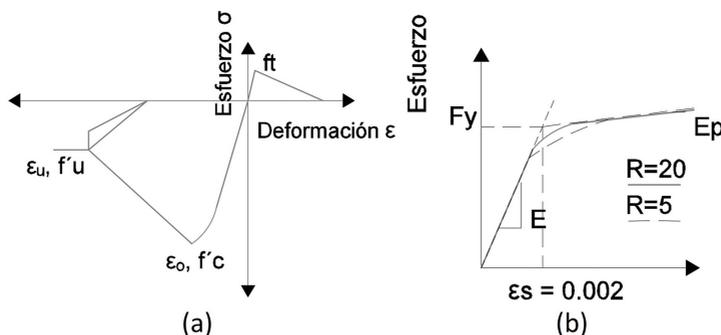


Figura 3. Gráficas esfuerzo vs deformación de los materiales; a) Modelo *concrete02*; b) Modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto.

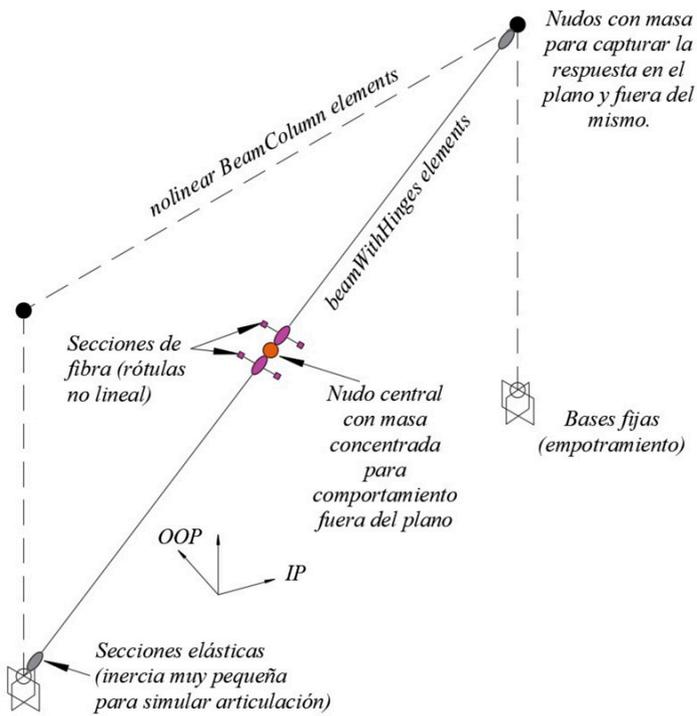


Figura 4. Tipos de elementos asignados a columnas, vigas y mampostería de relleno.

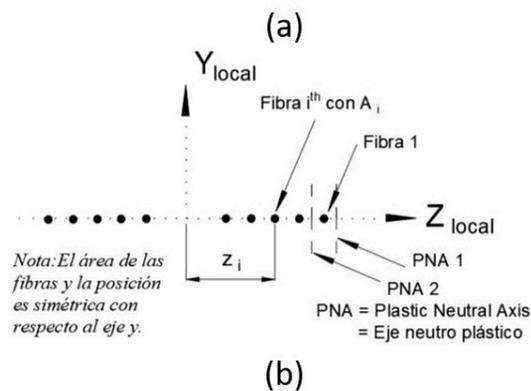
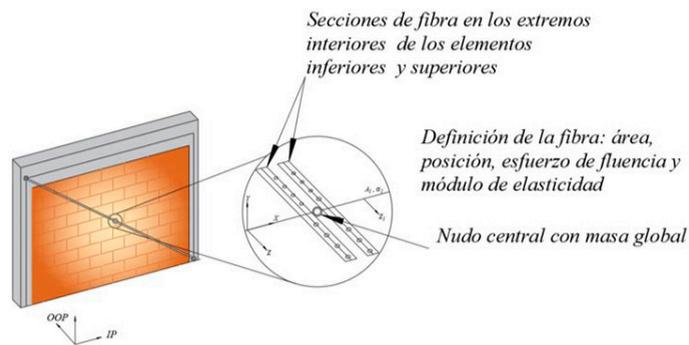


Figura 5. a) Ubicación de las rotulas inelásticas; b) Fibras.

en la ecuación (2). A partir de esa expresión, el área transversal de la diagonal equivalente se calcula con la ecuación (3).

$$a = 0,175 \cdot (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0,4} \cdot L_{diag} \quad (2)$$

$$A_{mamp} = a \cdot t_{inf} \quad (3)$$

Donde **a** es el ancho de la diagonal equivalente; λ_1 es una relación que considera la rigidez de la mampostería respecto a la rigidez del pórtico; h_{col} es el ancho de la columna; L_{diag} es la longitud de la diagonal equivalente; t_{inf} es el espesor del panel de mampostería de relleno.

La carga reactiva se compone de la carga muerta total y el 25% de carga viva en cada piso. La carga muerta de entrepiso para pisos 1 y 2 se considera 6,86 [kN/m²] y para el piso 3 se asume 5,88 [kN/m²]. La carga viva de entrepiso corresponde a 1,96 [kN/m²] y para el piso 3 se tiene un valor de 0,98 [kN/m²].

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para el análisis Estático No Lineal con carga monotónica, generalmente conocido como Pushover monotónico, la distribución de las cargas laterales se mantiene constante durante todo el análisis y el patrón corresponde al definido por el ASCE/SEI 7 [7]. La capacidad de la estructura está relacionada directamente con el patrón de cargas utilizado y la

distribución de la fuerza sísmica [11]. En la Figura 6 se presentan 3 metodologías de distribución de cargas laterales para el modelo de 3 pisos sin mampostería (artesanal), se puede observar que en estas tipologías el patrón de cargas laterales es muy similar entre las metodologías, por lo tanto, se espera que este factor no tenga influencia significativa en la curva de capacidad de las estructuras.

La curva de capacidad de las estructuras relaciona el cortante en la base versus el desplazamiento en el tope. Para considerar el efecto tridimensional y que en la realidad se tienen cargas que se pueden descomponer en los ejes ortogonales principales, entonces la aplicación de las cargas laterales en cada piso considera 100% de la fuerza horizontal del piso en el sentido de análisis y 30% de fuerza horizontal en el sentido ortogonal.

Los niveles de desempeño estructural se pueden asociar a los desplazamientos laterales de la estructura como se lo realiza en el estudio de [12], en este caso se definen los niveles presentados en la Figura 7.

La metodología para determinar el desplazamiento efectivo de fluencia $\delta_{y,eff}$ es la que se presenta en el FEMA P695 [13], en este caso el desplazamiento efectivo de fluencia se calcula con la ecuación (4).

$$\delta_{y,eff} = \Gamma 1 \cdot \frac{V_{máx}}{W} \cdot \left(\frac{g}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot T_1^2 \quad (4)$$

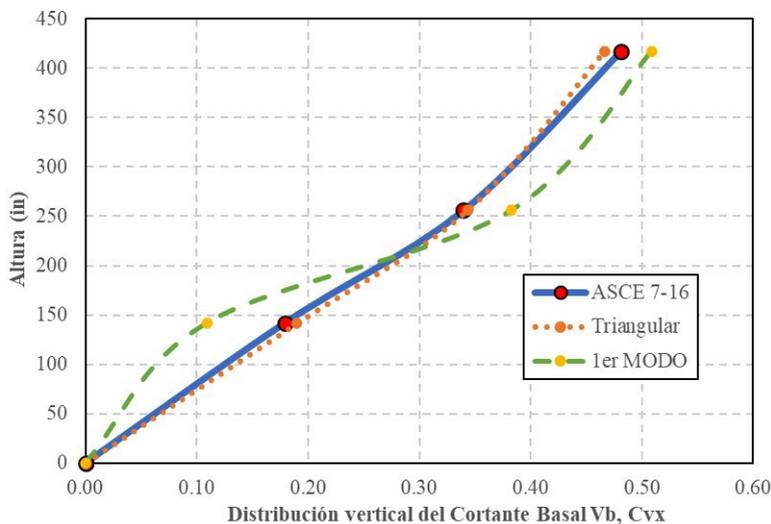


Figura 6. Patrón de cargas laterales.

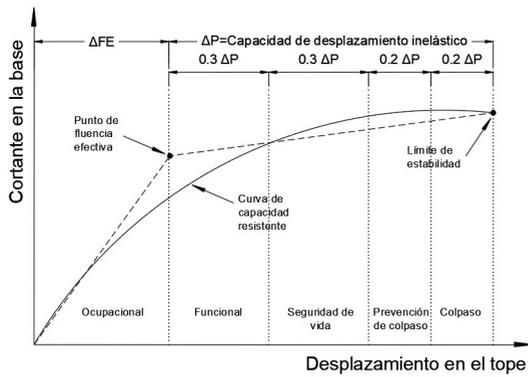


Figura 7. Niveles de desempeño en función del desplazamiento en el tope.

Donde Γ_1 es el factor de participación modal del primer modo de vibración bajo condiciones elásticas; T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura; g es la gravedad; V_{max} es el cortante máximo del análisis Pushover; W es la carga reactiva total del sismo.

Para determinar el desplazamiento objetivo δ_i de las estructuras para la amenaza sísmica de Quito en suelo tipo D, representada por la aceleración espectral S_a en el periodo fundamental, se utiliza la metodología de los coeficientes establecida en ASCE/SEI 41, con la ecuación (5).

$$\delta_i = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (5)$$

Donde C_0 , C_1 , C_2 , son coeficientes que dependen de la relación entre un modelo de 1 grado de libertad y múltiples grados de libertad, relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento elástico, y un factor que captura el efecto de la curva histerética de la estructura; además, la variable T_e representa el periodo efectivo de la estructura. Las expresiones para calcular estos parámetros se indican en ASCE/SEI 41.

De la curva de capacidad se puede tener información respecto a cómo varía la rigidez en la estructura durante el desplazamiento horizontal de la misma, también la resistencia y la capacidad de deformación. Un aspecto importante para evaluar es el factor de modificación de la respuesta sísmica R , que se puede obtener matemáticamente con la ecuación (6), asumiendo que el factor de redundancia R_R es 1. Para calcular el factor $R\mu$ se emplea la formulación [14], en función de la ductilidad μ determinada en la ecuación (7), finalmente la sobre resistencia Ω se calcula con la ecuación (8).

$$R = R_\mu \cdot \Omega \cdot R_R \quad (6)$$

$$\mu = \frac{\delta_{ult}}{\delta_y} \quad (7)$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (8)$$

Donde δ_{ult} es el desplazamiento último y δ_y es el desplazamiento de fluencia; V_y es el cortante máximo de la curva Pushover y V_d es el cortante de diseño.

ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEAL

Para los análisis dinámicos se requiere de acelerogramas que puedan representar de manera adecuada los sismos probables que pueden presentarse en el emplazamiento de las estructuras, escalados a diferentes periodos de retorno para simular sismos de servicio, de diseño y máximo considerados, que tienen los periodos de retorno y probabilidad de excedencia en 50 años como se indican en la Tabla 1.

En el cálculo de la peligrosidad sísmica en forma probabilística se emplea el Software CRISIS [15]. Con este programa se puede obtener las curvas de peligro sísmico, espectros de aceleraciones y la desagregación de la actividad sísmica.

Tabla 1. Niveles de amenaza evaluados.

SISMO	PR	t	qo	Tasa anual de excedencia
	años	años		
Servicio	75	50	0,489	0,0133
Diseño	475	50	0,100	0,0021
Máximo Considerado	2475	50	0,020	0,0004

En este análisis se considera las zonas fuentes de [16], como se puede observar en la Figura 8. Este estudio es actual e incluye el sismo de Muisne de 2016, que es un evento sísmico reciente y de importancia en el Ecuador.

Los modelos de movimiento fuerte son incorporados al cálculo por medio de un árbol lógico compuesto por el modelo [17, 18, 19], todos con un peso de 0,33.

Del estudio de peligrosidad se obtiene las curvas de peligrosidad, que expresan la probabilidad anual de excedencia de varios niveles del parámetro de movimiento en cuestión [20]. En este caso el movimiento sísmico se representa mediante la aceleración máxima del terreno (PGA) o las aceleraciones espectrales de periodo T (SA(T)), en este estudio se obtendrán 6 curvas de peligrosidad para el emplazamiento (Figura 9).

Con las curvas de peligro sísmico se puede construir espectros de peligro sísmico uniforme, que se consideran como espectros objetivos para realizar el escalamiento de los acelerogramas empleados para el análisis dinámico.

Las curvas de peligrosidad y los espectros representan la probabilidad de excedencia de un nivel del movimiento del suelo a causa de la ocurrencia de terremotos en cualquiera de las fuentes sísmicas modelizadas cercanas al sitio [20]. Sin embargo, para obtener información específica sobre las características del sismo (tamaño y localización) que con mayor probabilidad causará la excedencia del movimiento del suelo se emplea la desagregación de la peligrosidad. Acorde a [20], el objetivo es identificar qué terremoto denominado sismo de control, está contribuyendo más a la excedencia del movimiento en cuestión.

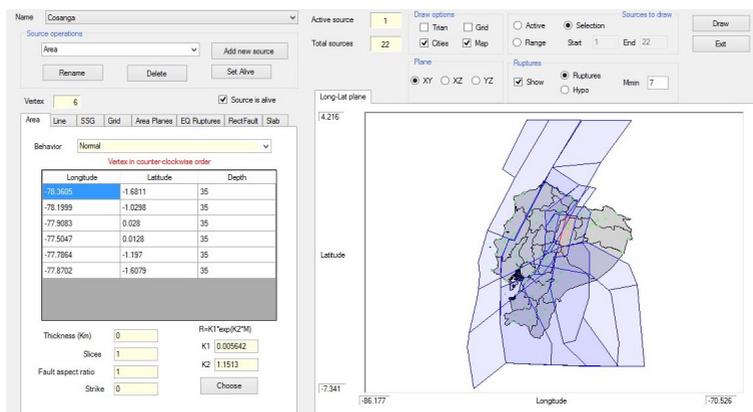


Figura 8. Zonas fuente consideradas en el programa CRISIS.

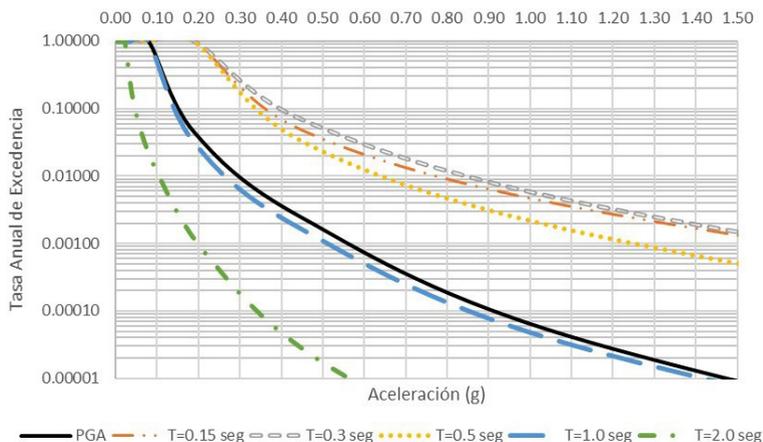


Figura 9. Curvas de peligro sísmico del análisis probabilístico.

La desagregación para el sismo de diseño, es decir, con un $T_r = 475$ años se presenta en la Figura 10, en este análisis se puede observar que las magnitudes de 6,25 en fallas con distancias focales hasta 40 Km contribuyen de manera significativa a la amenaza sísmica en el sitio de análisis.

Para el análisis no lineal dinámico de respuestas en el tiempo se seleccionaron once pares de movimientos del suelo considerando las tasas de falla, la magnitud y la distancia. Estos once pares de movimientos del suelo fueron seleccionados y escalados de acuerdo con la ASCE/SEI 7, en la Tabla 2 se presenta los sismos seleccionados.

Cuando se realiza análisis no lineales las propiedades dinámicas de la estructura, como por ejemplo la rigidez, cambian en función del daño que se presente en los

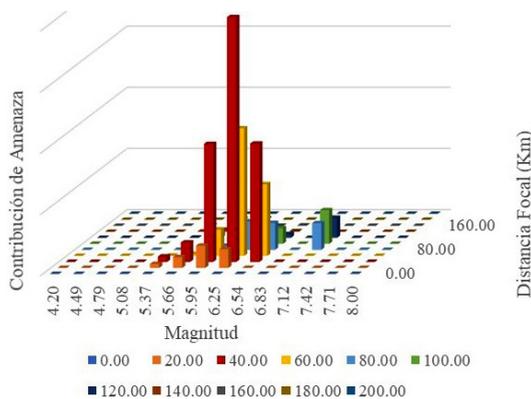


Figura 10. Desagregación del peligro sísmico para PR = 475 años.

elementos, es decir que los periodos de vibración no son constantes durante estos análisis, por esta razón los autores consideran adecuado emplear el escalamiento de acelerogramas en un rango de periodos mediante la metodología indicada en ASCE/SEI 7. Esta metodología tiene como propósito que el espectro promedio (SRSS) de los acelerogramas utilizados sean ligeramente superior al espectro objetivo en un rango de periodos. Para estructuras convencionales el ASCE/SEI 7, recomienda que el intervalo de escalamiento sea el indicado en la ecuación (9).

$$0,2 \cdot TE \leq T \leq 1,5 TE \tag{9}$$

Donde T es el período; TE es el período de la estructura en el análisis elástico.

En la Figura 11 se muestra los once espectros de aceleración SRSS escalados y el espectro promedio SRSS de color más oscuro, además se indica el espectro objetivo para el sismo de diseño denominado NEC-15 DBE.

Para el análisis dinámico no lineal se tiene 2 casos de estudio para cada sismo y aplicados a cada estructura, el caso 1 es aplicar los movimientos de suelo horizontales con la componente paralela (EQ_FP) en dirección X y la componente normal (EQ_FN) en dirección Y. En el caso 2, las direcciones se invirtieron (Figura 12). Los parámetros de respuesta de interés se determinan a partir del promedio de las respuestas en cada orientación de los acelerogramas.

Tabla 2. Sismos seleccionados para el análisis.

	Evento	Año	Mag	Mecanismo	Rrup (km)
1	Loma Prieta	1989	6,93	Reverse Oblique	20,34
2	Landers	1992	7,28	Strike slip	11,03
3	Manjil, Iran	1990	7,37	Strike slip	12,55
4	Gazli, USSR	1967	6,8	Reverse	5,46
5	Parkfield-02, CA	2004	6	Strike Slip	3,01
6	Northridge-01	1994	6,69	Reverse	7,46
7	Christchurch, New Zealand	2011	6,2	Reverse-Oblique	5,55
8	Chalfant Valley-02	1986	6,19	Strike Slip	7,58
9	Westmorland	1981	5,9	Strike Slip	6,5
10	San Salvador	1986	5,8	Strike Slip	6,99
11	Mammoth Lakes-06	1980	5,94	Strike Slip	16,03

Fuente: Adaptado de [21].

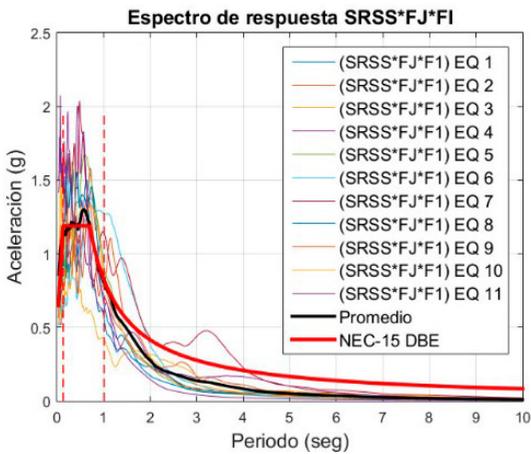


Figura 11. Espectros de aceleración escalados al sismo de diseño.

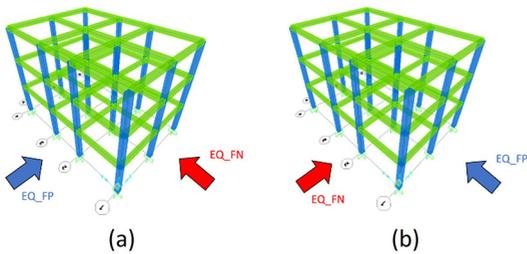


Figura 12. Orientación de los acelerogramas: a) Caso 1; b) Caso 2.

Para determinar los niveles de daño que se pueden presentar en los elementos no estructurales, sensibles a las derivas y a las aceleraciones, se puede emplear los límites de daño propuestos por [22], estos se muestran en la Tabla 3.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 4 se tiene un resumen de los periodos de vibración de la estructura asociados al modo de vibración principal en cada dirección del análisis, es posible observar que la mampostería reduce el periodo en 25% para el sentido X y en 45% para el sentido Y, esto debido a la densidad de paredes en cada dirección, además las estructuras artesanales son 20% más flexibles respecto a las estructuras con diseño sismo resistente.

En la Figura 13a y Figura 13b se presentan las curvas de capacidad en el análisis estático no lineal en

Tabla 3. Estados de daño para elementos no estructurales sensibles a derivas y aceleraciones de piso.

Parámetro	Daño completo	Daño Severo	Daño Moderado	Daño leve
Deriva (%)	5	2,5	0,8	0,4
Aceleración (g)	2	1	0,5	0,25

Fuente: Adaptado de [22].

Tabla 4. Periodos de vibración principal en cada dirección.

		Sin mam/ Con mamp			
		Tx	Ty		
		s	s		
Con diseño sismo resistente	3 PISOS	0,47	0,45	77%	49%
	3 PISOS Mamp	0,36	0,22		
	2 PISOS	0,33	0,32	79%	63%
	2 PISOS Mamp	0,26	0,2		
	1 PISO	0,18	0,17	83%	59%
	1 PISO Mamp	0,15	0,1		
Artesanal	3 PISOS	0,67	0,64	67%	45%
	3 PISOS Mamp	0,45	0,29		
	2 PISOS	0,46	0,44	65%	50%
	2 PISOS Mamp	0,3	0,22		
	1 PISO	0,22	0,22	77%	55%
	1 PISO Mamp	0,17	0,12		

sentido X e Y respectivamente, de las 6 estructuras con enfoque artesanal, es posible apreciar que al incluir la mampostería se tiene un aumento de la resistencia acompañada de una disminución de la capacidad de deformación, en especial se puede apreciar una reducción importante en sentido Y. También se aprecia con las pendientes de las curvas en la zona elástica que la mampostería aumenta la rigidez inicial de las estructuras.

En la Figura 13a, las estructuras de 2 y 3 pisos con mampostería alcanzan una mayor resistencia y la falla de la mampostería genera una pérdida considerable de capacidad lateral, no obstante, la estructura tiene capacidad de seguir resistiendo cargas laterales con la rigidez del pórtico sin mampostería;

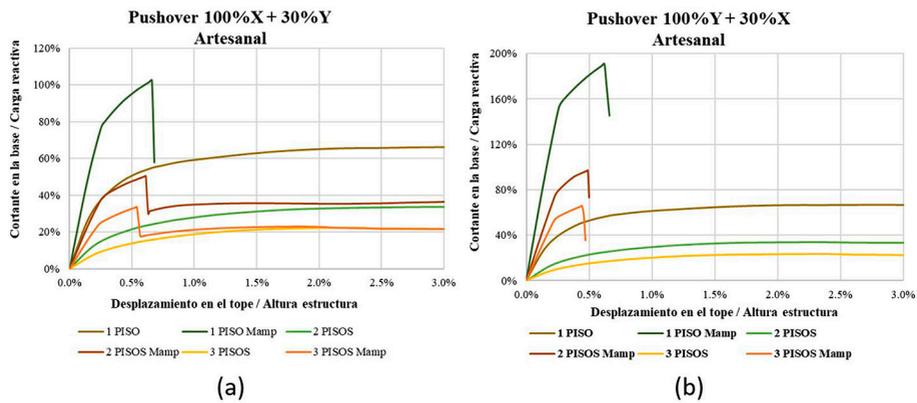


Figura 13. Curva de capacidad de las estructuras artesanales: a) Sentido X; b) Sentido Y.

esto no ocurre en sentido Y debido a que existe un mayor número de columnas afectadas al romperse la mampostería de primer piso y genera fallas prematuras de la estructura debido a piso débil en planta baja, esto se asocia con un mecanismo frágil que no se recomienda en la realidad.

Al calcular los factores de modificación de respuesta R , en las estructuras de 3 pisos artesanales, sin y con mampostería se tiene valores de 3,9 y 5 respectivamente. La ductilidad se reduce en la estructura con mampostería, pero la sobre resistencia aumenta considerablemente.

Un comportamiento similar se tiene en las estructuras con diseño sismo resistente, aunque la resistencia y rigidez aumentan respecto al caso anterior, esto se puede observar en la Figura 14a y Figura 14b.

En la Figura 13 y Figura 14 se evidencia que las mamposterías fallan a una deriva global, es decir la relación del desplazamiento del techo dividido para la altura de la estructura, de 0,5% en todos los casos.

Para el factor R en las estructuras de 3 pisos con un diseño que cumple con los lineamientos mínimos de la NEC-15 se tiene valores de 5,8 y 5,4 respectivamente, cuando no se incluye mampostería y con el efecto de estos elementos en los modelos. Al realizar el diseño se empleó un factor de 6 en el análisis, por lo tanto, el diseño cumple con las hipótesis iniciales asumidas.

Al evaluar el desempeño sísmico estructural ante la amenaza sísmica de periodo de retorno de 75 años y de 475 años, es posible visualizar en la Tabla 5 como incluye la mampostería de relleno, generando

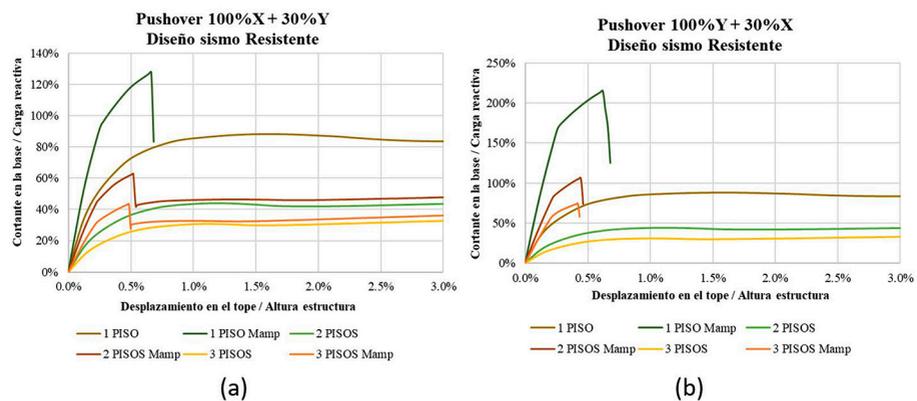


Figura 14. Curva de capacidad de las estructuras con Diseño Sismo resistente: a) Sentido X; b) Sentido Y.

Tabla 5. Desempeño estructural.

	Artesanal		Diseño Sismo Resistente	
	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño
3 PISOS	SV	C	F	SV
3 PISOS Mamp	F	C	F	C
2 PISOS	F	SV	F	F
2 PISOS Mamp	F	SV	F	SV
1 PISO	F	F	CF	F
1 PISO Mamp	F	F	CF	CF
CF = Completamente Funcional				
F = Funcional				
SV = Seguridad de vida				
C = Colapso				

niveles de desempeño más críticos que en los análisis únicamente con el pórtico.

De los análisis dinámicos no lineales se puede determinar las probabilidades de colapso de las estructuras ante los diferentes niveles de amenaza sísmica, para las estructuras con configuración artesanal se presentan estas probabilidades en la Figura 15a y para un diseño sismo resistente estas probabilidades se presentan en la Figura 15b.

Para el sismo de diseño la probabilidad de colapso en estructuras artesanales de 3 pisos sin mampostería es 36% pero al incluir el efecto de la mampostería la probabilidad de colapso aumenta al 100%, es decir que es muy probable que se dé un colapso en las estructuras con esta configuración. Para las estructuras con un diseño sismo resistente de 3 pisos sin la influencia de la mampostería la probabilidad de colapso es 18% y de manera similar aumenta, en este caso se tiene una probabilidad de colapso de 91% al incluir la mampostería.

En la Figura 15a se evidencia que las estructuras de 3 pisos con mampostería tienen una probabilidad de colapso de 55% ante el nivel del sismo de servicio. Para este nivel de amenaza y al cumplir un diseño sismo resistente mínimo, se disminuye la probabilidad de colapso de estas estructuras.

En la Figura 16 se presenta la máxima respuesta del análisis en el sentido X, en la estructura artesanal de 3 pisos con mampostería, es posible notar que en promedio la deriva del piso 1 es inferior al 2%, no obstante, al concentrarse en este nivel se genera un piso débil que consecuentemente produce el colapso en muchas de estas estructuras. Las respuestas de aceleraciones muestran que hay un incremento de los valores hacia la cubierta de la estructura con valores numéricamente muy cercanos en un rango de 0,75 a 1,0 g. Lo mismo sucede en estructuras con diferente tipología, donde se presentan patrones similares.

En la Figura 17 se puede observar el número de sismos escalados a nivel del sismo de servicio que

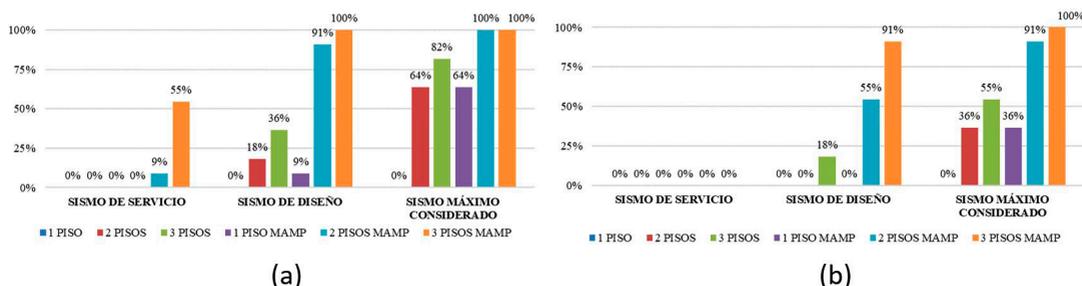


Figura 15. Probabilidad de Colapso para las estructuras: a) Artesanal; b) Con Diseño sismo resistente.

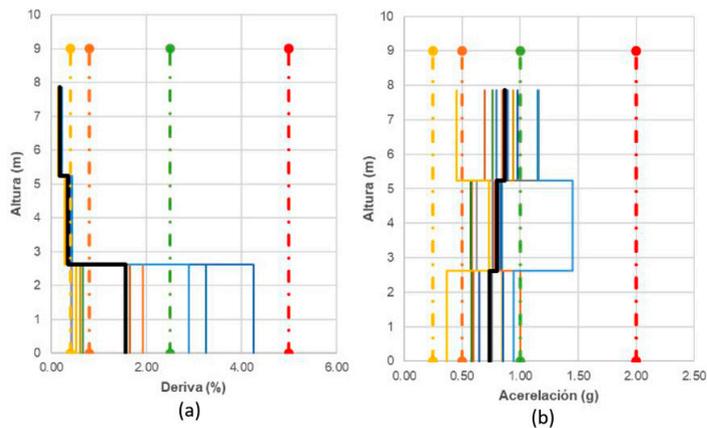


Figura 16. Respuestas máximas para el sentido X (Sismo de diseño)
a) Derivas; b) Aceleraciones.

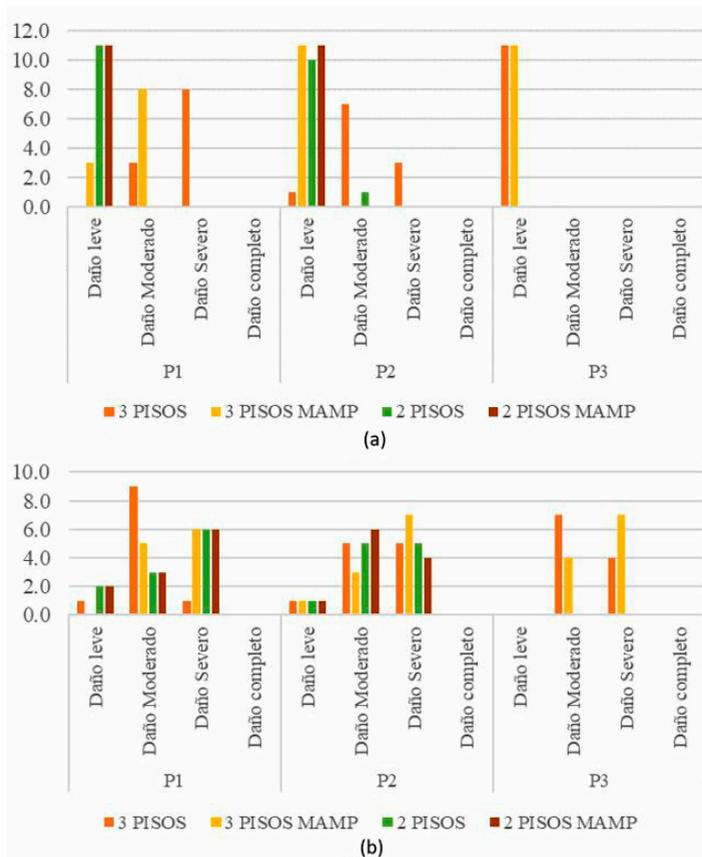


Figura 17. Número de sismos que generan daño no estructura debido a:
a) Derivas; b) Aceleraciones.

generan cada tipo de daño para los elementos estructurales de las edificaciones de 2 y 3 pisos, con y sin la influencia de la mampostería, estas estructuras

cumplen con parámetros mínimos de diseño sismo resistente. En este caso se hace referencia a daños en elementos no estructurales sensibles a derivas y

a aceleraciones de piso, como se puede apreciar en las Figuras 16a y 16b respectivamente.

CONCLUSIONES

La mampostería cambia considerablemente el comportamiento de las estructuras, para las estructuras de 3 pisos con diseño sismo resistente se tiene un desempeño de seguridad de vida para el sismo de diseño, pero al incluir el efecto de la mampostería se tiene colapso. Se debe destacar que el mecanismo de falla en todos los modelos con mampostería es mediante piso débil en planta baja ya que la mampostería falla primero en ese nivel generando rotulas plásticas en la parte superior de las columnas, eso forma fallas frágiles. Las estructuras sin un detallamiento sismo resistente se ven más afectadas. Si en la realidad se tuvieran estructuras de 3 pisos con esta estructuración es muy probable que se alcance el colapso ante el sismo de diseño.

La probabilidad de colapso en estructuras que cumplen con los requerimientos mínimos de diseño sismo resistente de la NEC-15 es menor que en las estructuras artesanales, no obstante, desde el punto de vista de la resiliencia no deberían ser aceptadas estas probabilidades.

Para los elementos no estructurales sensibles a derivas se puede observar daño severo en el piso 1 en la estructura de 3 pisos sin mampostería y al incluir la mampostería se reduce a daño moderado; no obstante, en los elementos sensibles a aceleraciones existe mayoritariamente daño severo en la estructura de 3 pisos con mampostería y daño moderado al no incluir la mampostería.

Las mamposterías fallan a derivas cercanas al 0,5%, dependiendo del piso en el que se rompan existe una gran probabilidad de formar pisos débiles y consecuentemente colapsos prematuros en las estructuras; los diseños estructurales deben considerar estos elementos mediante modelos que capturen la no linealidad de los mismos para evaluar las patologías estructurales asociadas a la interacción pórtico-mampostería.

REFERENCIAS

- [1] A. Cevallos, A. Burbano, R. Moreano and P. Caiza. "Vulnerabilidad de estructuras en base a los periodos de vibración". Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE. Vol. 13 N° 1, pp. 33-36. 2018. DOI:10.24133/cctespe.v13i1.777.
- [2] A. Fotos, F. Foskolos, A. Tsaris, C. Repapis and P. Asteris. "Inelastic response of masonry infilled reinforced concrete structures". Structure and Infrastructure Engineering. Vol. 3 N° 7, pp. 929-941. 2017. DOI:10.7712/120117.5647.18544.
- [3] M. Cupuerán. "Evaluación del riesgo por subsidencia en la zona de Turubamba, sur de Quito, como aporte al diseño de un plan integral de gestión de riesgos del Distrito Metropolitano de Quito". Facultad de Geología y Petróleos. Tesis de Ingeniería Geológica. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador. 2016. URL: <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/16742>
- [4] C. Celi, M. Pantoja, C. Ayala and D. Sosa. "Capacity Curves of Structural Typologies of Quito-Ecuador, Project GEM-SARA". In Exposure model and Vulnerability Functions of residential buildings for the City of Quito-South America Project (SARA Quito). Quito, Ecuador. 2016.
- [5] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. "NEC-SE-DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción - Seguridad Estructural - Diseño Sismo Resistente". Quito, Ecuador. 2015.
- [6] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. "NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Seguridad Estructural - Estructuras de Hormigón Armado". Quito, Ecuador. 2015.
- [7] American Society of Civil Engineers. "ASCE/SEI 7. Minimum design loads for buildings and other structures". Virginia, USA. 2016.
- [8] American Society of Civil Engineers. "ASCE/SEI 41-17. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings". Virginia, USA. 2017.
- [9] Berkley. "Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)". Fecha de consulta: 01 de octubre de 2021. URL: <http://opensees.berkeley.edu>
- [10] S. Günay and K.M. Mosalam. "Infill Wall Model and Element Removal". Fecha de consulta: 01 de octubre de 2021. URL: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Infill_Wall_Model_and_Element_Removal
- [11] A. Carr. "RUAUMOKO theory manual". University of Canterbury. Vol. 1. Christchurch, New Zealand. 2009.

- [12] L. Borda and A. Pastor. “Desempeño sísmico de un edificio aporricado peruano de seis pisos”. Tesis Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú. 2007. URL: <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/974>
- [13] Federal Emergency Management Agency. “Quantification of building seismic performance factors. Report FEMA P695”. Washington DC, USA. 2009.
- [14] H. Aslani. “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings”. Department of Civil Engineering Stanford University. Report N° 157. California, USA. 2005. URL: https://stacks.stanford.edu/file/druid:kw177ns9250/TR157_Aslani_0.pdf
- [15] M. Ordaz, F. Martinelli, V. D’Amico and C. Maletti. “CRISIS2008: A flexible tool to perform probabilistic seismic hazard assessment”. Seismological Research Letters. Vol. 84 N° 3, pp. 495-504. 2013. DOI: 10.1785/0220120067.
- [16] C. Beauval, J. Marinière, H. Yepes, L. Audin, J.-M. Nocquet, A. Alvarado, S. Baize, J. Aguilar, J.-C. Singaicho and H. Jomard. “A new seismic hazard model for Ecuador”. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 108 N° 3A, pp. 1443-1464. 2018. DOI: 10.1785/0120170259.
- [17] J. Zhao, J. Zhang, A. Asano, Y. Ohno, T. Ouchi, T. Takahashi and Y. Fukushima. “Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period”. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 96 N° 3, pp. 898-913. 2006. DOI: 10.1785/0120050122.
- [18] S. Akkar, M.A. Sandikkaya and J.J. Bommer. “Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East”. Bulletin of earthquake engineering. Vol. 12 N° 1, pp. 359-387. 2014. DOI: 10.1007/s10518-013-9461-4.
- [19] B.S.J. Chiou and R.R. Youngs. “Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra”. Earthquake Spectra. Vol. 24 N° 1, pp. 1117-1153. 2014. DOI: 10.1193/072813EQS219M.
- [20] R. Aguiar. “Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB”. Centro de Investigaciones Científicas. Universidad de las Fuerzas Armadas. Segunda edición. Quito, Ecuador. ISBN: 9789978301029. 2012.
- [21] Pacific Earthquake Engineering Research Center. “PEER Ground Motion Database”. Fecha de consulta: 02 de enero de 2021. URL: www.ngawest2.berkeley.edu