

CURVAS DE FRAGILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO CON PAREDES DE MAMPOSTERIA. CASO DE ESTUDIO: ESTRUCTURAS DE 1 Y 2 NIVELES EN PUERTO RICO.¹

Jairo Andrés Agudelo C.² y Ricardo R. López Rodríguez.³

Resumen: En este trabajo se construyeron curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para diferentes tipos de edificaciones típicas en Puerto Rico, usando diferentes configuraciones en las que se pueden encontrar las paredes de bloque dentro de la estructura. Para este fin se realizaron análisis dinámicos no lineales para cada uno de los modelos usando el programa LARZ-2D e incorporando las paredes de bloque utilizando el método de la diagonal equivalente propuesto por Stafford Smith y Carter (1969) y modificado por FEMA 306 (1998). Se construyó un modelo no lineal de rigidez degradante para tener en cuenta el comportamiento no lineal de las paredes de bloque y se incorporó dentro del programa para los análisis requeridos. Cada modelo fue analizado para cinco diferentes sismos escalando las aceleraciones desde 0.1g hasta 1.5g en incrementos de 0.1g. Los resultados obtenidos mostraron que las paredes de bloque en la mayoría de los casos fueron beneficiosas para la disminución del porcentaje de daño total en la estructura; las estructuras que más aportaron al buen desempeño de la edificación fueron las que poseían bloques de mampostería en todos los vanos mientras las que tuvieron un comportamiento negativo fueron las estructuras de dos niveles con paredes de bloque solo en el segundo piso.

Palabras claves: Curvas de fragilidad, hormigón armado, paredes de mampostería, pórticos

FRAGILITY CURVES FOR INFILLED FRAMES. CASE STUDY: STRUCTURES OF ONE AND TWO LEVELS IN PUERTO RICO.

Abstract: In this work fragility curves and probability damage matrix are built for different types of concrete structures in Puerto Rico, using a variety of configurations in which block walls can be found inside the structure. For this reason dynamic non-linear analysis were done for each of the models using the LARZ-2D program and incorporating the block walls using the equivalent diagonal method proposed by Stafford Smith and Carter (1969) and modified by FEMA 306 (1998). A non-linear model of variable stiffness was built and incorporated in the program for the required analysis. Each model was analyzed for five different earthquakes scaling the accelerations from 0.1g to 1.5g on increments of 0.1g. The results obtained show that in most cases walls were beneficial in decreasing the percentage of total damage. The structures that contributed to the good performance of the building were those that possessed masonry block in all spans while those that had a negative behavior were the two level structures with block walls in the second floor only.

Keywords: fragility curves, frames, infilled frames, reinforced concrete

INTRODUCCIÓN

Bajo el término de paredes de mampostería no estructurales se entiende cualquier componente de una construcción constituido a base de elementos colocados a mano tales como ladrillos sólidos y bloques de arcilla o de concreto unidos con mortero. En la construcción de edificios es muy usual emplear elementos de mampostería, tanto en paredes para el cerramiento exterior como para las divisiones interiores. Las paredes de mampostería son elementos rígidos que pueden

¹ Artículo recibido el 2 de marzo de 2009 y en forma revisada el 29 de mayo de 2009.

² MSc, en Ingeniería Estructural E-mail: jaguaca70@hotmail.com

³ Catedrático, Ph.D., P.E., Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez, Mayagüez, Puerto Rico. E-mail: ri.lopez@upr.edu

estar integrados o desligados del sistema resistente y se denominan elementos no estructurales por no formar parte del sistema resistente.

Las estructuras de pórticos de hormigón armado con paredes de mampostería como relleno representan una porción significativa de las estructuras construidas en Puerto Rico y en muchas partes del mundo. Muchos de los ingenieros estructurales idealizan y analizan este tipo de estructuras como pórticos flexibles sin tener en cuenta la interacción entre los elementos estructurales y la pared de mampostería. Esta práctica es en cierta manera errónea ya que autores como Benjamín y Williams (1958), Stafford-Smith (1966), Wood (1978), Botero y Brokken (1983) y Vélez (2007) encontraron de sus experimentos que el panel aumentaba la resistencia inicial entre un 200% y un 500% y la rigidez inicial entre 20 y 200 veces comparados con los pórticos sin paredes. Según estos resultados en la mayoría de los casos si las paredes no están aisladas del pórtico éstas representarán para el sistema estructural una primera línea de resistencia y rigidez que puede ser significativamente alta y por lo tanto contribuir a que el edificio tenga un mejor comportamiento frente a un sismo. Por otro lado, las paredes no estructurales tienden a ser elementos quebradizos que pierden buena parte de su resistencia luego de que se agrietan y que aún así siguen aportando una resistencia residual al pórtico (Vélez, 2007). Es importante hacer notar que no siempre el aporte de las paredes no estructurales es beneficioso para una estructura. Sauter (1988) menciona que algunos de los efectos nocivos que se pueden presentar cuando la mampostería interactúa con la estructura son: a) generar un efecto de piso flexible cuando en un edificio existen paredes de mampostería en los pisos superiores integradas a la estructura mientras que en la planta baja suele existir un espacio libre; b) generar un efecto de columna corta cuando las paredes integradas a la estructura son de altura menor que los elementos estructurales que la confinan; y c) generar fallas por cortante y tensión en las columnas cuando las paredes de mampostería integradas al sistema resistente modifican el flujo de fuerzas y éstas afectan los elementos estructurales.

Esta interacción entre la pared de mampostería y el pórtico modifica significativamente el comportamiento bajo cargas laterales de la estructura, en unos casos aportando rigidez y resistencia lateral, y en otros haciendo la edificación más vulnerable. Por esta razón se hace necesario contar con herramientas para predecir el comportamiento y el daño probable que puedan presentar este tipo de estructuras frente a un sismo determinado. El esfuerzo por determinar el daño que va a tener una edificación ante un terremoto depende de muchas variables y generalmente se requiere de modelos muy detallados para poder predecir en cierta manera su comportamiento. Es por esto que en muchos casos el uso de modelos simples en conjunto con las probabilidades proporciona una herramienta muy útil en este tipo de trabajos.

En la actualidad la herramienta más comúnmente utilizada para determinar el daño que pueda tener un grupo de estructuras ante un evento determinado son las curvas de fragilidad.

La fragilidad es definida como la propensión que posee un objeto a ser fácilmente roto o destruido (Cascati y Faravelli, 1991). En términos matemáticos, la fragilidad estructural global o vulnerabilidad es la probabilidad de excedencia de cierto estado límite de la estructura condicionada a la intensidad de una amenaza específica (Mosalam et al., 1997). Las curvas de fragilidad establecen una relación probabilística entre la respuesta estructural ante una fuerza sísmica y el daño que se pueda causar a la estructura. Históricamente las curvas de fragilidad fueron desarrolladas en ingeniería nuclear para evaluar la resistencia sísmica de reactores nucleares con respecto a la operacionalidad y seguridad del edificio. Posteriormente esta área fue extendida a otros campos como a la estimación de resistencia sísmica de aparatos eléctricos y el desempeño sísmico de estructuras civiles tales como puentes y edificios. Para todas estas aplicaciones las curvas de fragilidad proveen una conveniente y versátil aproximación al daño que se pueda presentar en una estructura.

Las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad son de gran utilidad para investigadores, ingenieros diseñadores, compañías de seguros, y planificadores de ciudades. Esto es porque estas herramientas pueden servir para la toma de decisiones y la elaboración de normativas utilizadas por las entidades para protección de los ciudadanos.

METODOLOGÍA

A continuación se resume la metodología adoptada en esta investigación de forma general para la obtención de curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado teniendo en cuenta el aporte de las paredes de mampostería no estructurales.

La metodología se puede resumir en los siguientes pasos:

- a) Recopilar información de las características geométricas y de refuerzo de las estructuras de hormigón armado que se van a estudiar.
- b) Establecer el tipo de configuraciones y la localización de las paredes con o sin aberturas dentro del pórtico al igual que sus características de resistencia y rigidez.
- c) Construir los diferentes modelos estructurales e incorporarles los elementos no estructurales de mampostería.
- d) Seleccionar los diferentes sismos acorde con estudios de amenaza realizados previamente en la región.
- e) Analizar las estructuras para los diferentes sismos y determinar sus máximas derivas de entrepiso.
- f) Establecer los estados límites del daño y relacionarlos con las derivas de entrepiso anteriormente calculadas.
- g) Construir las curvas de fragilidad estableciendo la probabilidad que tiene cada estructura de llegar o exceder cada estado de daño para una aceleración del sismo determinada.
- h) Construir las matrices de probabilidad de daño las cuales representan un mecanismo de cuantificación de los daños esperados.

Modelos de estructuras de pórticos de 1 y 2 pisos en Puerto Rico

En Puerto Rico las estructuras de pórticos de hormigón armado están concentradas en su mayoría en las viviendas de 1 y 2 pisos de tipo residencial. Mieses (2007) realizó un inventario completo de estas estructuras en las que resumió tanto sus propiedades geométricas como estructurales y las dividió en 18 modelos tipo según sus características de porcentaje de refuerzo, altura de piso, dirección del eje de las columnas en la estructura (fuerte-débil (1), fuerte (2), débil (3)) y largo del tramo entre columnas como veremos en las Tablas 1, 2, 3 y 4:

Tabla 1: Descripción de los modelos de pórticos de un piso típicos para Puerto Rico (Mieses, 2007).

MODELO	Refuerzo Col (%)	Dirección	Altura de piso (pulg)	Luz (pulg)
1	0.7	1	96	170
2	0.7	2	96	170
3	0.7	3	96	170
4	0.7	1	120	170
5	0.7	2	120	170
6	0.7	3	120	170
7	0.7	1	144	170
8	0.7	2	144	170
9	0.7	3	144	170
10	1.5	1	96	170
11	1.5	2	96	170
12	1.5	3	96	170
13	1.5	1	120	170
14	1.5	2	120	170
15	1.5	3	120	170
16	1.5	1	144	170
17	1.5	2	144	170
18	1.5	3	144	170

Tabla 2: Propiedades de las secciones de los elementos para pórticos de un piso (Mieses, 2007).

Sección	Inercia (pulg ⁴)	M _{CR} (kip-pulg)	M _y (kip-pulg)	M _u (kip-pulg)	φ _y (1/pulg)	φ _u (1/pulg)	A _{sh} (pulg ²)
Vigas	1687.50	92	460	493	0.00015	0.00152	75
Col 0.7 Dir 2	2048.00	105	343	389	0.00023	0.00181	80
Col 0.7 Dir 3	288.00	39	104	114	0.00047	0.0027	80
Col 1.5 Dir 2	19652.00	474	1593	1857	0.00008	0.00057	170
Col 1.5 Dir 3	612	83	270	278	0.00092	0.00251	170

En las Tabla 2 y 4 M_{CR} , M_y y M_u son los momentos de agrietamiento, fluencia y último del elemento, Φ_y y Φ_u son las curvaturas correspondientes al momento de fluencia y ultimo del elemento y A_{sh} el área confinada del elemento.

Tabla 3: Descripción de los modelos de pórticos de dos pisos típicos para Puerto Rico (Mieses, 2007).

MODELO	Refuerzo Col (%)	Dirección	Altura de piso (pulg)	Luz (pulg)
1	1.0	1	96	120
2	1.0	2	96	120
3	1.0	3	96	120
4	1.0	1	120	120
5	1.0	2	120	120
6	1.0	3	120	120
7	1.0	1	144	120
8	1.0	2	144	120
9	1.0	3	144	120
10	1.5	1	96	120
11	1.5	2	96	120
12	1.5	3	96	120
13	1.5	1	120	120
14	1.5	2	120	120
15	1.5	3	120	120
16	1.5	1	144	120
17	1.5	2	144	120
18	1.5	3	144	120

Tabla 4: Propiedades de las secciones de los elementos para pórticos de dos pisos (Mieses, 2007).

Sección	Inercia (pulg ⁴)	M_{CR} (kip-pulg)	M_y (kip-pulg)	M_u (kip-pulg)	ϕ_y (1/pulg)	ϕ_u (1/pulg)	A_{sh} (pulg ²)
Vigas	1687.50	92	685	693	0.000310	0.001400	76
Col_1.0_Dir_2N	5333.30	219	1075	1216	0.000240	0.000730	136
Col_1.0_Dir_3N	853.33	87	433	434	0.000600	0.001970	130
Col_1.0_Dir_2N	4000.00	164	654	660	0.000150	0.001610	101
Col_1.0_Dir_3N	360.00	49	159	165	0.000940	0.002620	98
Col_1.5_Dir_2N	19900.00	526	1596	2069	0.000100	0.000710	212
Col_1.5_Dir_3N	1322.70	135	457	464	0.000800	0.002330	204
Col_1.5_Dir_2N	14900.00	394	1805	2012	0.000170	0.000560	159
Col_1.5_Dir_3N	558.00	76	305	311	0.000800	0.002340	152

Características y propiedades de las paredes de mampostería usadas en Puerto Rico

Las estructuras en Puerto Rico en su gran mayoría están construidas de pórticos y paredes de hormigón armado como sistema estructural primario y se usan paredes de relleno de mampostería hechas de hormigón como sistema arquitectónico no estructural. Las paredes de mampostería son hechas de bloques, algunas reforzadas y otras sin reforzar, y son construidas en diferentes configuraciones tales como paneles sólidos o con aberturas de puertas o ventanas sin ningún detalle sísmico que garanticen una separación adecuada entre la pared y el pórtico. Vélez (2007) dentro de sus estudios determinó las propiedades de estos elementos en laboratorio realizando ensayos para cinco muestras diferentes las cuales se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5: Propiedades típicas de los bloques de hormigón en Puerto Rico.

Muestra	Unidad de mampostería			Mortero	Panel de mampostería	
	Densidad (lb/pie ³)	Área neta (pulg ²)	F' _c (lb/pulg ²)	F' _c (lb/pulg ²)	F _{mt} (lb/pulg ²)	E _m (klb/pulg ²)
1	131.97	48.96	1891	4468	1539	1125
2	131.97	48.96	1891	5450	1774	1184
3	130.86	53.28	2992	4506	2191	1642
4	130.86	53.28	2992	5255	2281	1710
5	130.86	53.28	2992	5109	2281	1710

En la Tabla 5 F_{mt} y E_m son el esfuerzo máximo en tensión y el modulo de elasticidad de los bloques de hormigón respectivamente.

Configuraciones de la mampostería no estructural usadas en los modelos de pórticos

Generalmente las paredes de mampostería no estructural se encuentran ubicadas dentro de la estructura en cuatro tipos de configuraciones diferentes. Estas configuraciones se pueden clasificar en paredes completamente sólidas sin ningún tipo de aberturas, paredes con aberturas de ventanas, paredes con aberturas de puertas y una combinación de aberturas de puertas y ventanas. En este estudio analizaremos los modelos de paredes sólidas y paredes con un porcentaje promedio de aberturas típicas sin interesar si son puertas o ventanas teniendo en cuenta la reducción de rigidez y resistencia que las aberturas proporcionan a la pared de mampostería.

- **Modelos de pórticos de un nivel**

Dentro de los modelos de los pórticos de un piso analizaremos seis tipos de configuraciones diferentes clasificadas como A, B, C, D, E y F para cada uno de los modelos anteriormente mencionados. Estas configuraciones las podemos observar en la Figura 1.

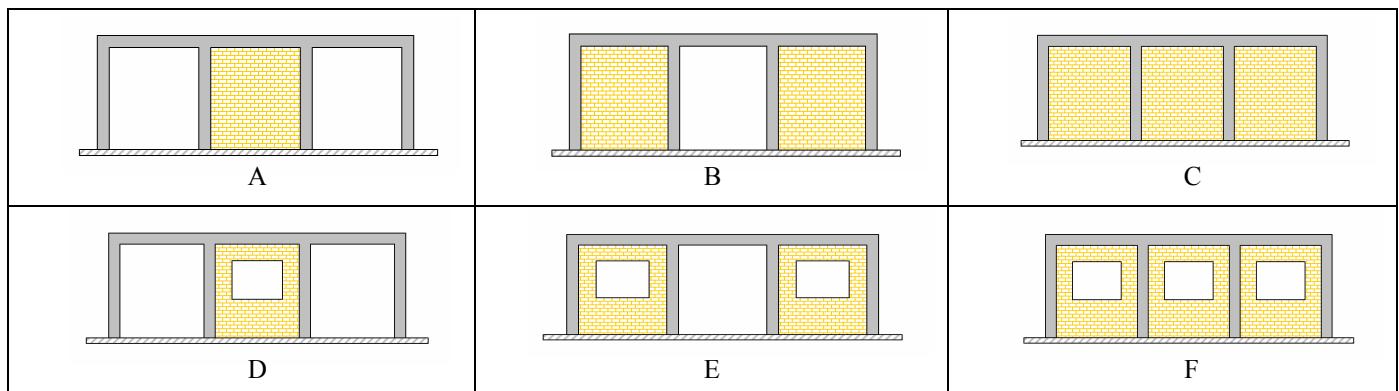


Figura 1: Modelos de pórticos de un nivel con paredes de mampostería.

- **Modelos de pórticos de dos niveles**

Dentro de los modelos de los pórticos y de las paredes de dos pisos analizaremos ocho tipos de configuraciones diferentes clasificadas como A, B, C, D, E, F, G y H para cada uno de los modelos anteriormente mencionados. Estas configuraciones se pueden observar en la Figura 2.

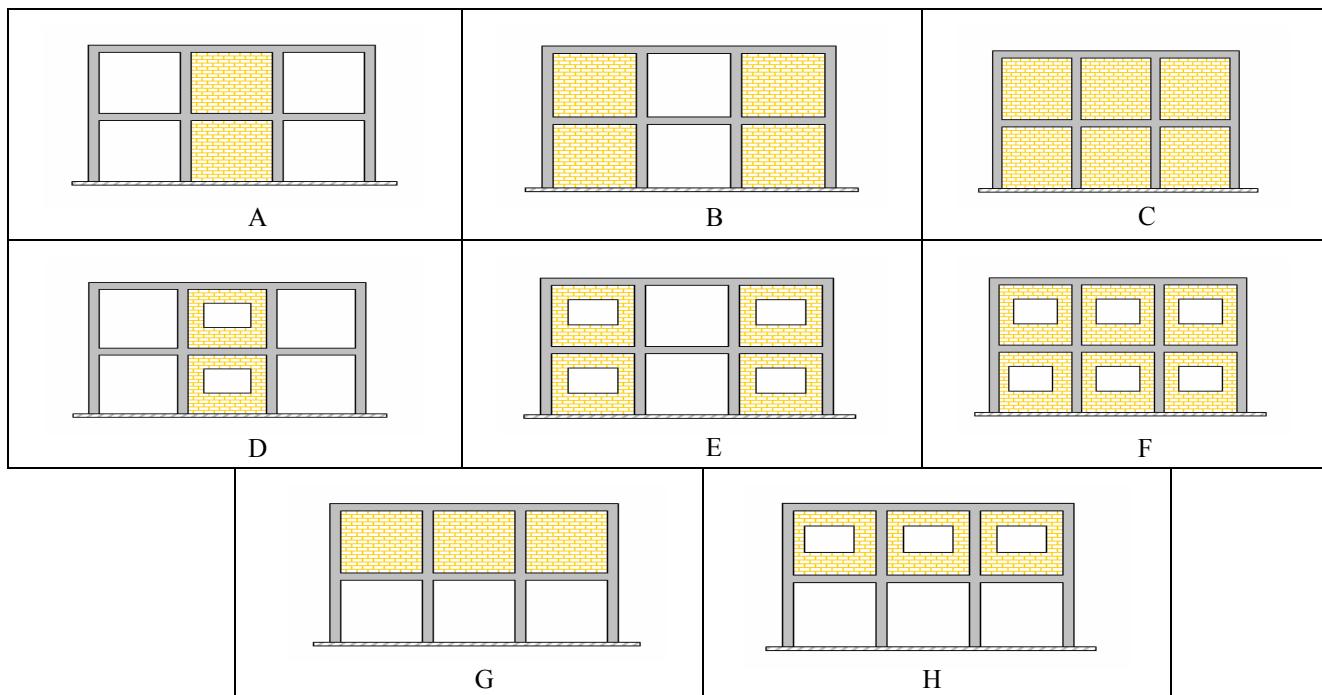


Figura 2: Modelos de pórticos de dos niveles con paredes de mampostería.

- **Método de análisis de las paredes de mampostería**

Existen varios métodos para representar el comportamiento de las paredes de mampostería dentro de los pórticos de hormigón armado. Estos métodos se pueden clasificar en dos grupos denominados *métodos de macro-modelos* y *métodos de micro-modelos*. Los métodos de macro-modelos están basados en el uso de modelos analíticos simples entre los cuales el más usado por los ingenieros para representar la pared de mampostería ha sido el método de la diagonal equivalente. Este método ha demostrado ser muy adecuado en las predicciones ya que a través de numerosos experimentos se ha certificado su validez. Los métodos de micro-modelos son, como su nombre lo dice, usados para representar al detalle el comportamiento de la pared dentro del pórtico. Estos métodos generalmente requieren de un esfuerzo computacional grande ya que para su análisis requiere de técnicas más elaboradas como el uso de la teoría de la elasticidad, métodos energéticos, análisis plástico y elementos finitos.

En este estudio, debido a la cantidad de análisis individuales que se requirió hacer, resultó más eficiente y conveniente el uso de un macro-modelo como el de la diagonal equivalente.

En esta sección analizaremos la forma de cómo involucrar las paredes de mampostería en el análisis utilizando el método de la diagonal equivalente propuesto por Stafford Smith y Carter (1969) y modificado por FEMA 306 (1998).

- **Comportamiento observado del pórtico con paredes de mampostería bajo cargas laterales**

El comportamiento típico de este tipo de pórticos sujetos a cargas laterales se puede representar de la siguiente manera.

Cuando se aplica la carga, la pared de mampostería y el pórtico se separan y una parte de la pared queda en contacto con el pórtico en las esquinas de dos lados opuestos comprimiendo la pared de mampostería y formando una diagonal de compresión que puede ser representada reemplazando la pared por un puntal equivalente a compresión del mismo material y espesor del muro de mampostería como se muestra en la Figura 3.

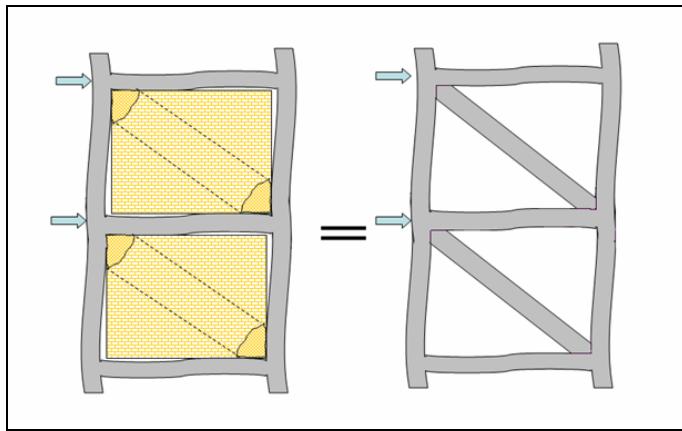


Figura 3: Modelo de la diagonal equivalente usado para modelar las paredes de mampostería.

Es interesante mencionar que cuando se incrementa la carga lateral la falla puede ocurrir en el pórtico o en la pared de mampostería dependiendo de las características de resistencia del pórtico. Las fallas más comunes que se presentan en los pórticos cuando existe presencia de mampostería son la falla por tensión en la columna y falla por exceso de fuerza cortante en vigas o columnas. Sin embargo, si el pórtico está adecuadamente diseñado para resistir este tipo de fuerzas y prevenir el colapso por alguno de estos modos, entonces la pared de mampostería estará obligada a fallar primero. Si la pared de mampostería es de concreto, ésta fallará inicialmente por agrietamiento a lo largo de la diagonal de compresión y posteriormente por aplastamiento en las esquinas debido al efecto puntal del muro. Sin embargo, si la mampostería es de arcilla la falla podría ocurrir por cortante en los planos donde se encuentra el mortero de pega.

En la Figura 4 se presentan algunos modos potenciales de falla que se pueden presentar en las paredes de mampostería. El-Dakhakhni et al. (2003) describen los más importantes modos de falla clasificándolos en cuatro tipos importantes los cuales se explican brevemente a continuación.

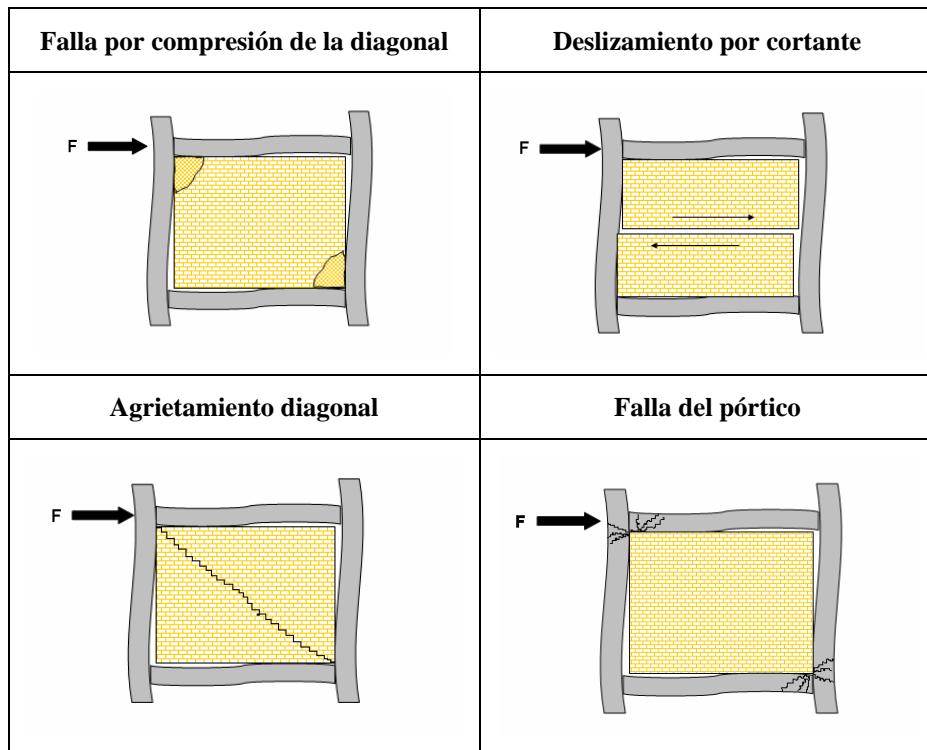


Figura 4: Modos de falla típicos en pórticos con paredes de mampostería.

- **Falla por compresión de la diagonal:** Este modo presenta un aplastamiento en por lo menos una de las esquinas cargadas y es usualmente asociado con paredes de relleno que usan bloques débiles combinados con un pórtico con juntas débiles y elementos fuertes.

La fuerza cortante máxima para este modo de falla puede ser calculada de acuerdo con las recomendaciones de Stafford Smith y Carter (1969) y FEMA 306 (1998):

$$V_c = w t f'_m \cos \theta \quad (1)$$

donde:

t = espesor de la pared de mampostería,

f'_m = resistencia a compresión esperada de la mampostería en la dirección horizontal, la cual puede ser calculada como el 50% de la resistencia obtenida del ensayo del prisma de mampostería, y

w = ancho de la diagonal equivalente obtenido de la ecuación presentada en FEMA 306 (1998):

$$w = 0.175 (\lambda h)^{-0.4} d_m \quad (2)$$

donde:

h = altura de la columna entre líneas centrales de las vigas en pulgadas,

d_m = longitud de la diagonal equivalente en pulgadas, y

λ = factor definido por la siguiente expresión:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_g h_m}} \quad (3)$$

donde:

h_m = altura de la pared de mampostería en pulgadas,

E_c = módulo de elasticidad del material del pórtico en lb/pulg²

E_c = módulo de elasticidad del material de la pared en lb/pulg²

I_g = momento de inercia de la columna en pulg⁴

t = espesor de la mampostería en pulgadas, y

θ = ángulo que hace la diagonal con la horizontal.

- **Deslizamiento por cortante:** Este modo representa un deslizamiento horizontal ocasionado por fuerzas cortantes en las juntas del mortero y es asociado con estructuras de paredes de relleno con juntas de mortero débiles y pórticos fuertes.

La fuerza cortante máxima para este modo de falla puede ser calculada de acuerdo con las recomendaciones de Mostafaei and Kabeyasawa (2004):

$$V_f = \frac{\tau_0 t l_m}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (4)$$

τ_0 = capacidad de cohesión de la capa de mortero tomado como $0.04f'_m$,

μ = coeficiente de fricción a lo largo de la capa de mortero tomado como 0.68,

t = espesor de la pared de mampostería,

l_m = longitud de la pared de mampostería.

- **Agrietamiento diagonal:** En este modo se puede ver una grieta diagonal que conecta dos esquinas opuestas y está asociado a pórticos débiles o pórticos con juntas débiles y elementos fuertes con paredes de mampostería fuertes.

De acuerdo con las recomendaciones de FEMA 306 (1998) la fuerza cortante máxima correspondiente a este modo de falla se puede calcular de la siguiente manera:

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}t\sigma_{cr}}{\left(\frac{l_m}{h_m} + \frac{h_m}{l_m} \right)} \quad (5)$$

donde σ_{cr} es la capacidad de agrietamiento de la mampostería y se puede calcular como $\sigma_{cr} = 20\sqrt{f'_m}$ siendo f'_m la resistencia a compresión del prisma de mampostería en lb/pulg².

- **Falla del pórtico:** En este modo de falla se forman rótulas plásticas en las columnas o en las conexiones viga-columna y es también asociado con pórticos débiles o pórticos con juntas débiles y elementos fuertes con paredes de mampostería bastante fuertes. También cuando el pórtico se encuentra orientado en la dirección débil de sus columnas se ha observado la falla por punzonamiento del elemento del pórtico (Vélez, 2007).

Generalmente la falla en la columna o en la viga se presenta por la fuerza cortante que le induce la diagonal de compresión a estos elementos. FEMA 306 (1998) presenta un método detallado para evaluar la capacidad a cortante de estos elementos para este tipo de falla.

El procedimiento para determinar la máxima fuerza horizontal que puede resistir la diagonal de compresión equivalente es el siguiente: primero es necesario analizar los diferentes modos de falla que puede presentar la pared de mampostería y evaluar su capacidad para cada mecanismo de falla. Seguidamente se debe evaluar los modos de falla típicos que se pueden presentar en el pórtico y finalmente la máxima capacidad lateral de la diagonal de compresión estará dada por el menor valor entre las capacidades de la pared y las del pórtico.

Modelamiento de las paredes de mampostería para carga sísmica

Una pared de mampostería dentro de un pórtico puede ser modelada reemplazando la pared por un sistema de dos diagonales equivalentes de mampostería que actúan a compresión, pero ignorando la resistencia a tensión de dichas diagonales, (Madan et al., 1997). La combinación de ambos componentes trabajando a compresión proporciona la resistencia lateral tanto cuando la carga viene en un sentido como en el otro. El modelo analítico estará basado en reemplazar estas diagonales por resortes no lineales horizontales con las características de rigidez que se muestran en la Figura 5, 6 y 7.

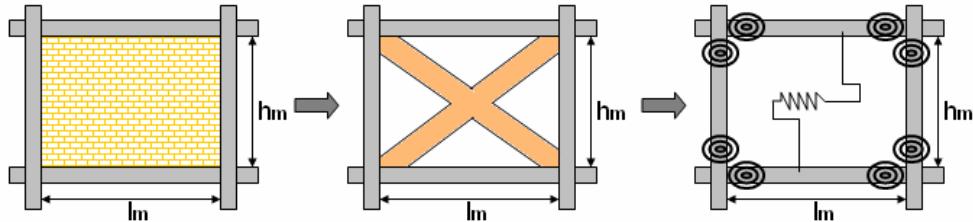


Figura 5: Modelo analítico usado para modelar las paredes de mampostería.

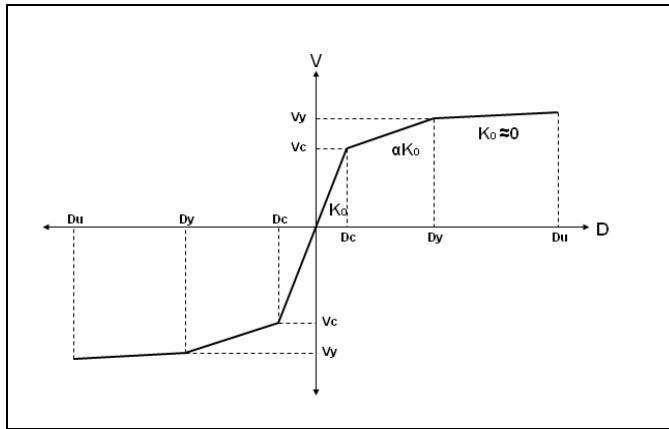


Figura 6: Modelo no lineal de Fuerza-Desplazamiento para el resorte equivalente.

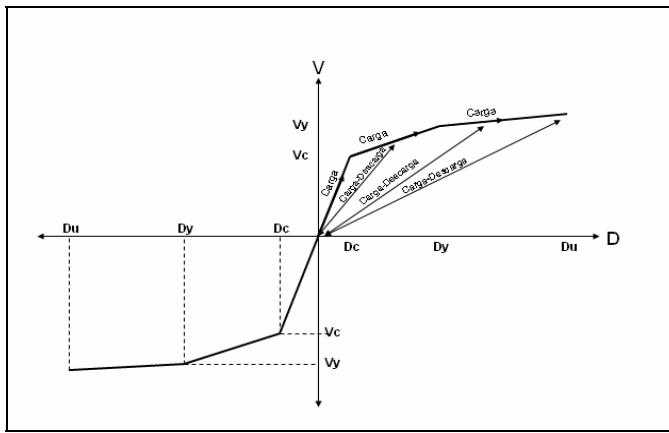


Figura 7: Modelo de Carga y Descarga para el resorte equivalente.

Las variables principales del modelo en la Figura 6 son las resistencias a cortante las cuales se asumen en el punto del agrietamiento, V_c , y en el punto máximo, como V_y , y sus correspondientes desplazamientos D_c y D_y y D_u para V_y . En esta figura, α es la relación de rigideces después del agrietamiento con respecto a la rigidez inicial. Para obtener los parámetros principales de la curva envolvente de histéresis, la máxima resistencia a cortante V_y se puede estimar como el valor mínimo entre los obtenidos de los mecanismos de falla de la pared y de los pórticos como se mencionó en la sección anterior. Los otros factores pueden ser calculados aproximadamente de las siguientes ecuaciones.

El máximo desplazamiento para la fuerza lateral máxima se puede calcular de acuerdo a Mandan et al. (1997) con la siguiente ecuación:

$$D_y = \frac{\varepsilon'_m d_m}{\cos \theta} \quad (6)$$

donde:

ε'_m = deformación unitaria máxima de la mampostería tomada como 0.0025, y

d_m = longitud de la diagonal equivalente.

Drysdale et al. (1999) recomienda calcular la rigidez inicial de la siguiente manera:

$$K_0 = \frac{wtE_m \cos^2 \theta}{d_m} \quad (7)$$

La fuerza lateral y su correspondiente desplazamiento pueden ser calculados geométricamente con los datos anteriores y de donde se obtiene lo siguiente:

$$V_c = \alpha V_y \quad (8)$$

donde α se puede tomar igual a 0.65 de acuerdo con Vélez (2007).

$$D_c = \frac{V_c}{K_0} \quad (9)$$

Mostafaei and Kabeyasawa (2004) recomiendan calcular el valor del desplazamiento último no menor a:

$$D_u = 3.5 (0.01 h_m - D_y) \quad (10)$$

Efecto de las aberturas en la pared de mampostería.

El efecto de las aberturas en las paredes de mampostería ha sido objeto de muchas investigaciones en las cuales se ha demostrado experimentalmente que la presencia de éstas reduce significativamente tanto la resistencia como la rigidez de la pared de mampostería. Vélez (2007) investigó este efecto y observó que la rigidez inicial obtenida experimentalmente para los modelos con aberturas era de 34 a 40% menores que para los modelos que no tenían aberturas. También la máxima carga lateral para los modelos con aberturas eran de 40 a 60% menores que para los que no poseían aberturas. Mallick y Garg (1971) investigaron el efecto de las aberturas en la rigidez lateral de las estructuras de pórticos con paredes de mampostería y encontraron que las aberturas reducían entre 60 y 70% la rigidez lateral de la diagonal equivalente con respecto a las estructuras que no lo tenían.

En este trabajo analizaremos las aberturas de las paredes usando un porcentaje promedio de aberturas típicas sin interesar si son puertas o ventanas y solo teniendo en cuenta la reducción de rigidez y resistencia que las aberturas proporcionan a la pared de mampostería. Se obviaron los otros modos de falla que se pueden presentar debido a la redistribución de esfuerzos por presencia de la abertura ya que resultaría demasiado complejo para la cantidad de modelos que requerimos. Para este fin Crowley y Pinho (2006) presentan un método práctico que está basado en el estudio estadístico de varios modelos con porcentajes de aberturas diferentes en los cuales se midieron los cambios de rigidez para cada uno de ellos y de los cuales se obtuvo una ecuación aproximada por medio de una regresión matemática la cual se presenta a continuación:

$$r_{ac} = 0.78 e^{-0.322 \ln A_a} + 0.93 e^{-0.762 \ln A_e} \quad (11)$$

donde:

r_{ac} = coeficiente de reducción por aberturas,

A_a = área de la abertura/ área de la pared *100, y

A_e = longitud de la abertura/ longitud de la pared *100.

Este coeficiente de reducción por aberturas después de calculado se multiplica por el área efectiva de la diagonal equivalente lo que reduce tanto su rigidez como su resistencia en un porcentaje determinado.

Modelamiento de los elementos de hormigón armado

En los que respecta al modelamiento de los elementos de hormigón armado existen numerosas formas de realizarlo tanto en el rango elástico como en el inelástico. Para este trabajo se utilizó un programa de análisis no lineal denominado LARZ, el cual modela los elementos de hormigón armado usando el modelo de un componente mostrado

en la Figura 8. Consta básicamente de tres zonas claramente diferenciadas. La primera de ellas es una zona rígida localizada en los extremos del elemento que trata de representar la intersección viga-columna donde las deformaciones son pequeñas y se desprecian. La segunda zona es donde se concentran todas las deformaciones inelásticas y la cual se modela por dos resortes rotacionales, uno en cada extremo. La tercera es la zona elástica y es donde tienen cabida las deformaciones elásticas. La longitud de esta zona es igual a la longitud no soportada de la viga o de la columna. Las zonas rígidas permanecen rígidas y las únicas variaciones en la rigidez del elemento tienen lugar en los resortes rotacionales los cuales controlan el comportamiento no lineal del elemento. Este modelo está ampliamente descrito en las referencias de Saiidi (1978), Otani (2006), Giberson (1967), López (1988) y Mieses (2007).

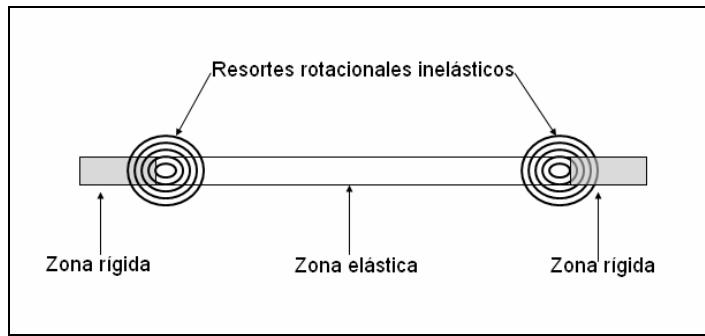


Figura 8: Modelo de un componente usado para elementos de hormigón armado.

Para establecer el comportamiento no lineal de la estructura es necesario calcular el diagrama de momento-rotación a partir de la gráfica de momento-curvatura de cada uno de los elementos del pórtico de la forma como se menciona en la referencia de López (1988). Este diagrama relaciona el momento presente en el elemento con su rotación correspondiente para cada estado de esfuerzos. En este estudio el diagrama momento-rotación de la sección se approximó a una gráfica tri-lineal con tres puntos de quiebre llamados punto de agrietamiento, punto de fluencia y punto de capacidad última.

Modelo de histéresis

El modelo utilizado en este estudio para representar el comportamiento flexional de todos los elementos bajo carga cíclica es el modelo de Takeda. Este modelo incluye tanto los cambios de rigidez en agrietamiento por flexión y en cedencia como las características de endurecimiento por deformación. El modelo consiste en una envolvente tri-lineal bajo cargas monótonicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento y cedencia. El modelo tiene 16 reglas para la descarga y recarga las cuales son explicadas con detalle en Otani (2006). Estas reglas cubren todas las posibles secuencias de carga y controlan el comportamiento del diagrama momento-rotación de los resortes no lineales en los elementos de vigas y columnas.

Definición de la acción sísmica

La definición de la acción sísmica es uno de los pasos más importantes en el desarrollo de las curvas de fragilidad ya que ésta representa los posibles movimientos a los que va a estar sometida la estructura a lo largo de su vida útil y con base a ésta establecer los diferentes estados de daño que puede presentar la edificación ante un evento determinado. Mieses (2007) en su trabajo doctoral desarrolló las curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado sin tener en cuenta las paredes de mampostería y en las cuales usó cinco registros sísmicos de los cuales dos son locales obtenidos sintéticamente por Irizarry (1999), uno para los alrededores de la ciudad de Mayagüez y Ponce y el otro para la ciudad de San Juan, y tres registros reales usados ampliamente por los investigadores los cuales son los sismos de El Centro (1940), Northridge (1994), y San Salvador (1986). Por motivos de comparación estos mismos registros serán utilizados en este trabajo para poder contrastar los resultados obtenidos con los de Mieses.

Procedimiento de análisis

En la mayoría de las estructuras la probabilidad de que éstas se comporten elásticamente ante un sismo de mediana y alta intensidad es muy baja. Por lo general en estas estructuras se evidencia un alto comportamiento no-lineal donde se

observa la capacidad de deformación que le permite disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis que incursionen en el campo inelástico. Para describir en forma adecuada el comportamiento del sistema estructural a lo largo de todo el rango de deformaciones, es necesario adoptar una idealización de la estructura que incluya el comportamiento no lineal cuyas propiedades varíen con el nivel de deformación alcanzado.

En este trabajo se utilizará el método de análisis dinámico no lineal incorporado en el programa LARZ el cual considera elementos unidimensionales con rótulas concentradas por flexión, de tal manera que se toma en cuenta la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos del sistema estructural a través del tiempo. Los modelos analizados son sometidos a los registros acelerográficos que se mencionaron en la sección anterior.

Definición de los estados de daño

Después de haber realizado el análisis y de obtener las máximas derivas de las estructuras es necesario relacionar éstas con un estado de daño determinado. Los estados de daño son descripciones cualitativas de las averías que va sufriendo el edificio a medida que se va incrementando la deriva máxima de entrepiso.

HAZUS (2003) propone una metodología práctica para relacionar las derivas máximas de entrepiso con los diferentes estados de daño para cada tipo de edificio. La metodología predice el daño estructural en términos de cuatro rangos de daño o estados de daño denominados Leve, Moderado, Extenso y Completo. La descripción general de estos estados de daño para estructuras de hormigón armado con paredes de mampostería de relleno se presenta a continuación.

HAZUS describe este tipo de estructuras como un sistema estructural compuesto en donde la resistencia lateral inicial esta principalmente provista por la pared de mampostería de relleno. Después del agrietamiento de la pared de mampostería, la resistencia lateral la proporciona el pórtico de concreto más la diagonal de compresión que se forma en la pared. El colapso de la estructura sucede cuando la pared de mampostería se desintegra (debido a una falla por compresión de la diagonal equivalente) y entonces el pórtico pierde estabilidad, o también cuando las columnas de hormigón sufren fallas por cortante debido a la reducción de su altura efectiva y a las altas fuerzas cortantes impuestas sobre ellas por las diagonales de mampostería.

Los estados de daño estructural para los pórticos con paredes de mampostería según HAZUS se presentan a continuación:

- **Daño Estructural Leve**

Se presentan grietas diagonales (o algunas veces horizontales) muy finas en la mayoría de la pared de mampostería y la interfaz entre el pórtico y la pared se agrieta.

- **Daño Estructural Moderado**

La mayoría de la superficie de la pared de mampostería exhibe grandes grietas diagonales u horizontales. Algunas paredes pueden presentar aplastamiento de la mampostería en la conexión entre la viga y la columna. Pueden aparecer grietas diagonales por cortante en las vigas o columnas de hormigón.

- **Daño Estructural Extenso**

La mayoría de la superficie de la pared de mampostería presenta grietas muy grandes, algunos bloques se pueden dislocar y caer, algunas paredes pueden sobresalir fuera del plano, pocas paredes pueden derrumbarse parcial o totalmente, pocas columnas o vigas de hormigón pueden fallar en cortante resultando en un colapso parcial. La estructura puede presentar una deformación lateral permanente.

- **Daño Estructural Completo**

Aquí la estructura ha colapsado o está en inminente peligro de derrumbarse debido a la combinación de la falla total de la pared de mampostería y la falla no dúctil de las vigas y columnas de hormigón.

Límites de derivas para cada estado de daño

Las curvas de fragilidad para daño estructural para edificios están descritas por los valores medios de derivas que definen el umbral de daño Leve, Moderado, Extenso y Completo. En general estos valores de deriva son diferentes para cada tipo de edificio y nivel de diseño sísmico. La Tabla 6 presenta los rangos de derivas de entrepiso usados por HAZUS para definir el daño estructural en cada uno de los umbrales de daño para estructuras de hormigón armado con paredes de mampostería de relleno.

Tabla 6: Límites de derivas para cada estado de daño.

Nivel de Diseño Sísmico	Tipo de Edificio	Deriva en Umbral de Diseño Estructural			
		Leve	Moderado	Extenso	Completo
Medio	Edificio de baja altura de hormigón armado con paredes de mampostería de relleno.	0.003	0.006	0.015	0.035

Generación de las curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Estas curvas sirven para estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares o de una estructura esencial (puentes, plantas nucleares, aeropuertos, líneas vitales, y otras). Las curvas de fragilidad se pueden generar mediante observaciones de campo, basándose en la opinión de expertos o utilizando métodos analíticos como es el caso de esta investigación.

El procedimiento general adoptado de Velásquez y Blondet (2005) para calcular las curvas de fragilidad consiste en calcular la respuesta de un grupo significativo de estructuras ante diferentes niveles de demanda sísmica. Del procesamiento estadístico del nivel de daño encontrado se obtienen las curvas de fragilidad. Para generar la muestra se tomaron en cuenta las variaciones en las propiedades estructurales, en la demanda sísmica y en los estados de daño representado por un parámetro indicador del daño, en nuestro caso la deriva de entrepiso. Usando luego los procedimientos de análisis dinámico no-lineal se calcula la respuesta y se construyen las curvas de fragilidad.

A continuación explicaremos con más detalle cómo se elabora una curva de fragilidad usando como ejemplo el modelo C de pórticos de un piso.

Cada uno de los modelos, de A hasta F tiene 18 variaciones como se muestra en la Tabla 1. A cada uno de los 18 modelos (por ejemplo 1C, 2C, 3C, 4C...18C) se le aplica la metodología descrita para calcular las diagonales equivalentes que representan las paredes de mampostería y se calculan las propiedades de momento-curvatura para todos los elementos del pórtico para posteriormente introducir los datos en los archivos de entrada de datos del programa LARZ de acuerdo con el formato establecido por este programa.

Cada modelo es analizado para los cinco sismos diferentes con variaciones de aceleraciones de 0.1g a 1.5g en incrementos de 0.1g. Por ejemplo: el modelo 1C es analizado con el sismo El Centro escalado a 0.1g, después escalado a 0.2g y así sucesivamente hasta llegar a 1.5g. Se continúa con el mismo procedimiento para el resto de los sismos completando así para el modelo 1C un total de 75 análisis y para el modelo C un total de 1350 análisis.

Después de realizar estos análisis se calculan las derivas máximas para cada análisis, se tabulan y se halla el número de ocurrencias acumuladas y los porcentajes de excedencia para cada valor de aceleración estudiado.

El número de ocurrencias se calcula contabilizando para cada valor de PGA el número de veces que el valor llega o excede los límites de derivas para cada estado de daño. Las ocurrencias acumuladas se calculan sumando para cada PGA los valores del número de ocurrencias para cada estado de daño y superiores, es decir por ejemplo para el PGA 0.3g en el nivel de daño leve se suman el número de ocurrencias para el daño Leve, Moderado Extenso y Completo, mientras que para el nivel de daño completo sólo se suman las del completo. Finalmente el porcentaje de excedencia para cada valor de PGA y para cada estado de daño se calcula dividiendo el número de ocurrencias acumuladas para cada estado de daño entre el número de modelos totales en cada valor de PGA.

Posteriormente estos valores de porcentajes se ajustan a una función de distribución de probabilidades de la forma log-normal definida por la siguiente ecuación:

$$P\left[\frac{ds}{PGA}\right] = \Phi\left[\frac{\ln(PGA) - \mu_{ln}}{\sigma_{ln}}\right] \quad (12)$$

donde:

ds = el estado de daño (“damage state”)

μ_{ln} = el valor medio del logaritmo natural de la aceleración pico efectivo en la cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño,

σ_{ln} = la desviación estándar del logaritmo natural de los desplazamientos espectrales para el estado de daño, y

Φ = la función acumulativa normal estándar.

Finalmente se grafica la curva de fragilidad para cada estado de daño como se muestra en la Figura 9.

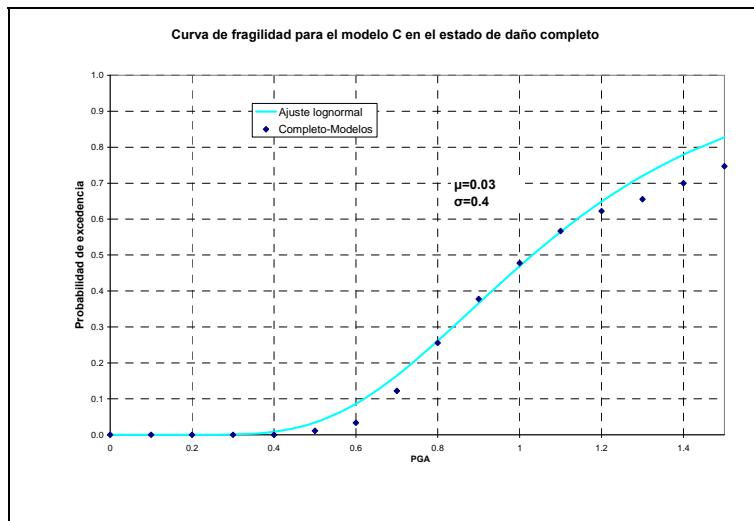


Figura 9: Curva de fragilidad para el modelo C en el estado de daño completo.

Interpretación de las curvas de fragilidad

A partir de las funciones de distribución ajustadas para representar las curvas de fragilidad se pueden determinar las probabilidades asociadas a cada uno de los estados de daño. Es necesario tener en cuenta que los puntos que se muestran en los gráficos de las curvas de fragilidad (como los de la Figura 10) corresponden a las probabilidades de alcanzar o exceder un estado de daño.

La Figura 10 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad para un tipo de estructura determinado. La intensidad sísmica se ha definido por la aceleración pico efectiva del suelo. Se observa que para una aceleración de 0.6g, la probabilidad de que esta edificación presente un daño completo será de 36.1%. El 26.4% de los edificios de este tipo sufrirán daño Extenso, el 19.7% daño Moderado, el 9.5% daño Leve y el 8.2% no sufrirá ningún daño ante la misma intensidad sísmica

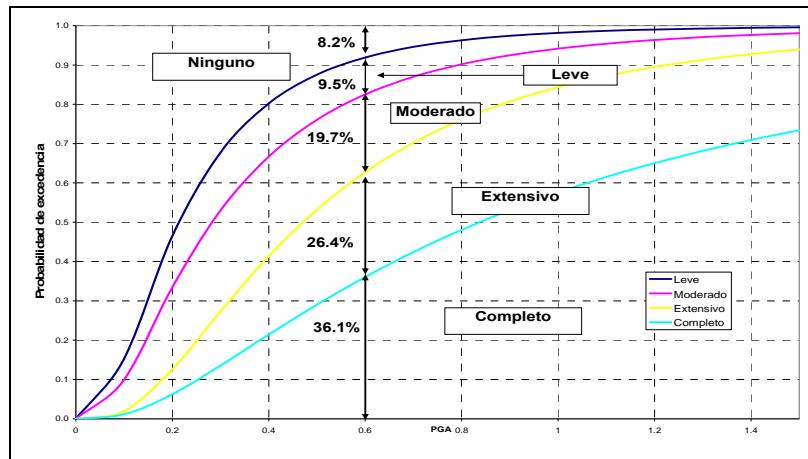


Figura 10: Interpretación de las curvas de fragilidad.

Estos valores organizados en una tabla donde aparezcan asociados al valor de aceleración y al nivel de daño forman una matriz de probabilidad de daño. Un ejemplo de esta matriz se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7: Ejemplo de matriz de probabilidad de daño para un nivel de aceleración de 0.6g.

PGA	NINGUNO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
0.6	8.2	9.5	19.7	26.4	36.1

Después de tener la matriz de probabilidad de daño para la estructura, es fácil determinar el daño promedio que va a tener la edificación ante un nivel de aceleración determinado. Para esto se requiere tener el factor de daño que es el que relaciona el costo de reparación con el costo de reposición de la estructura. Los factores de daño utilizados en este trabajo son los mismos usados en la referencia de Gerbaudo (2007).

Tabla 8: Factores de daño (FD) para estructuras de pórticos de hormigón armado.

	NINGUNO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
FD	0	1.85	10.72	41.75	100

Como ejemplo del uso de la Tabla 8 se puede concluir que para reparar una estructura que ha sufrido daño Extenso, el costo de reparación es el 41.75% del costo de reposición.

Finalmente el procedimiento para calcular el daño consiste en determinar las probabilidades para los diferentes estados de daño y los factores de daño, los cuales nos permiten calcular un factor de daño medio (FDM) para una aceleración determinada. Por ejemplo, de la Tabla 9 se puede afirmar que la estructura sometida a un sismo de 0.6g se daña en promedio un 49.4%.

Tabla 9: Cálculo del Factor de Daño Medio para una intensidad de 0.6g.

Estado de daño	Probabilidad de ocurrencia	FD	Prob x FD
Ninguno	8.2	0.00	0.0
Leve	9.5	1.85	0.2
Moderado	19.7	10.72	2.1
Extensivo	26.4	41.75	11.0
Completo	36.1	100.00	36.1
Factor de Daño Medio (FDM)			49.4

RESULTADOS

Debido a la gran cantidad de gráficos que resultan para cada modelo, en este artículo solo se presentarán los resultados para los modelos tipo C de un nivel, modelos tipo F de un nivel, modelos totales de un nivel unificando desde el A hasta el F, modelos tipo G de dos niveles y modelos totales de dos niveles unificando desde el A hasta el H.

Los resultados del análisis de estas estructuras usando la metodología propuesta en este trabajo se pueden observar claramente en las gráficas siguientes, en las cuales se muestran las curvas de fragilidad para todos los estados de daño estudiados (Leve, Moderado, Extenso y Completo). Las curvas por sí solas no dicen mucho del comportamiento de la estructura: para esto es necesario compararlas con las curvas de fragilidad de la misma estructura sin tener en cuenta las paredes de mampostería con el fin de determinar cuál es el porcentaje de aporte (o detrimento si es el caso) de introducir un elemento de este tipo dentro de la estructura. Las Figuras 11, 13, 15y 17 muestran una comparación de las curvas de fragilidad en cada uno de los estados de daño representando con línea punteada los modelos sin paredes de mampostería y con línea continua los que tienen paredes. Las Figuras 12, 14, 16 y 18 muestran el factor de daño medio (FDM) para cada aceleración sísmica en el tipo de estructura estudiado.

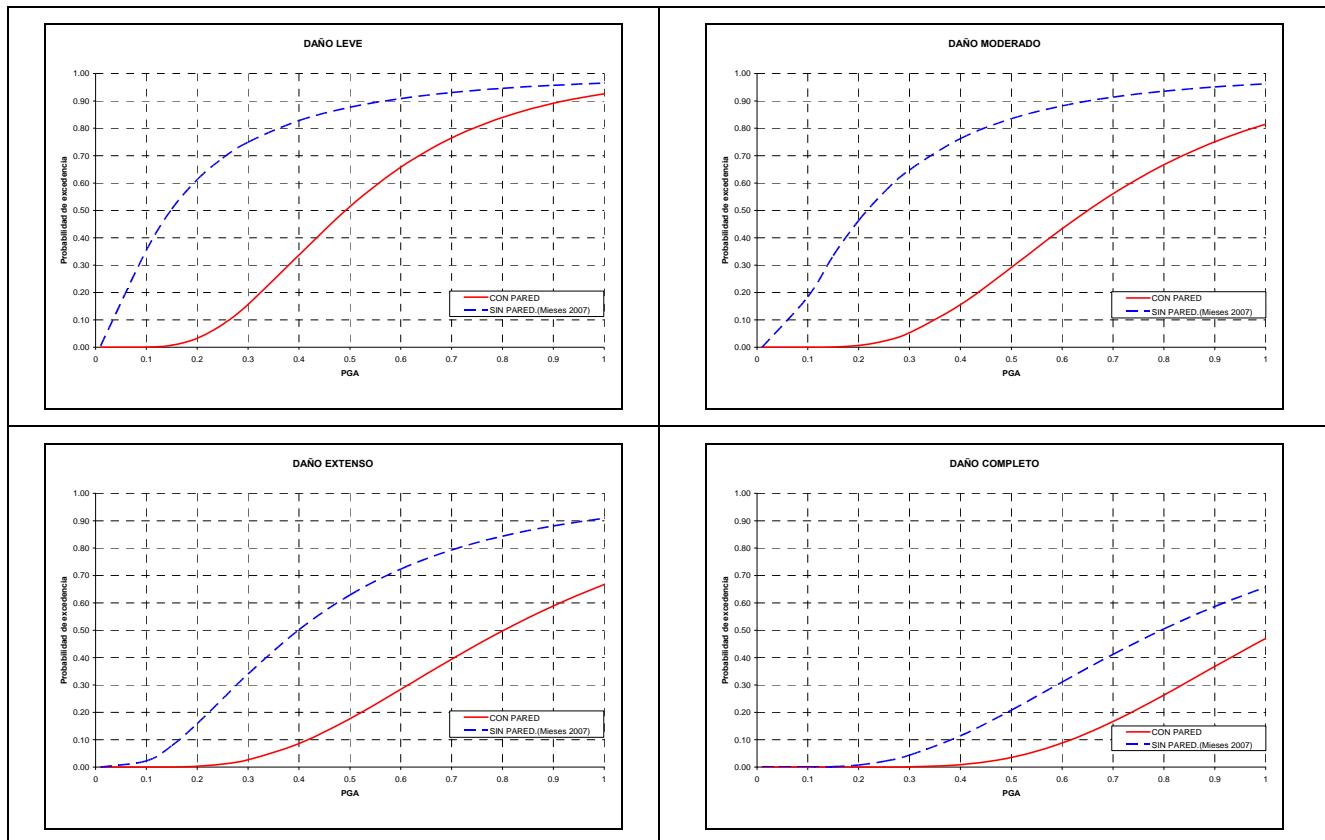


Figura 11: Curvas de fragilidad para el modelo C con y sin paredes en el estado de daño Leve, Moderado, Extenso y completo para pórticos de un nivel.

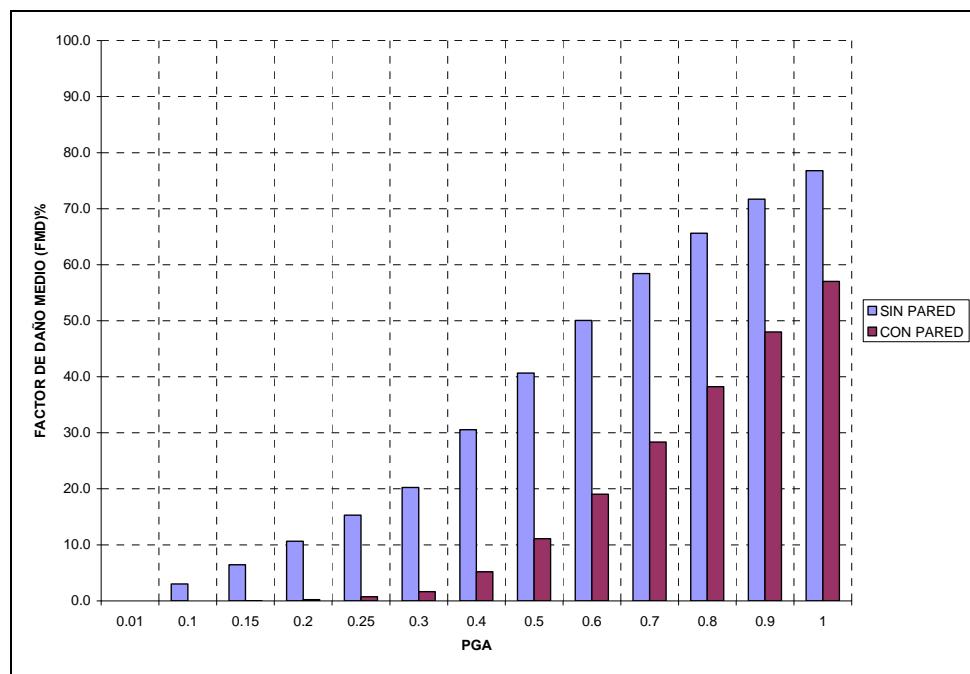


Figura 12: Porcentaje de daño promedio para el modelo C con y sin paredes.

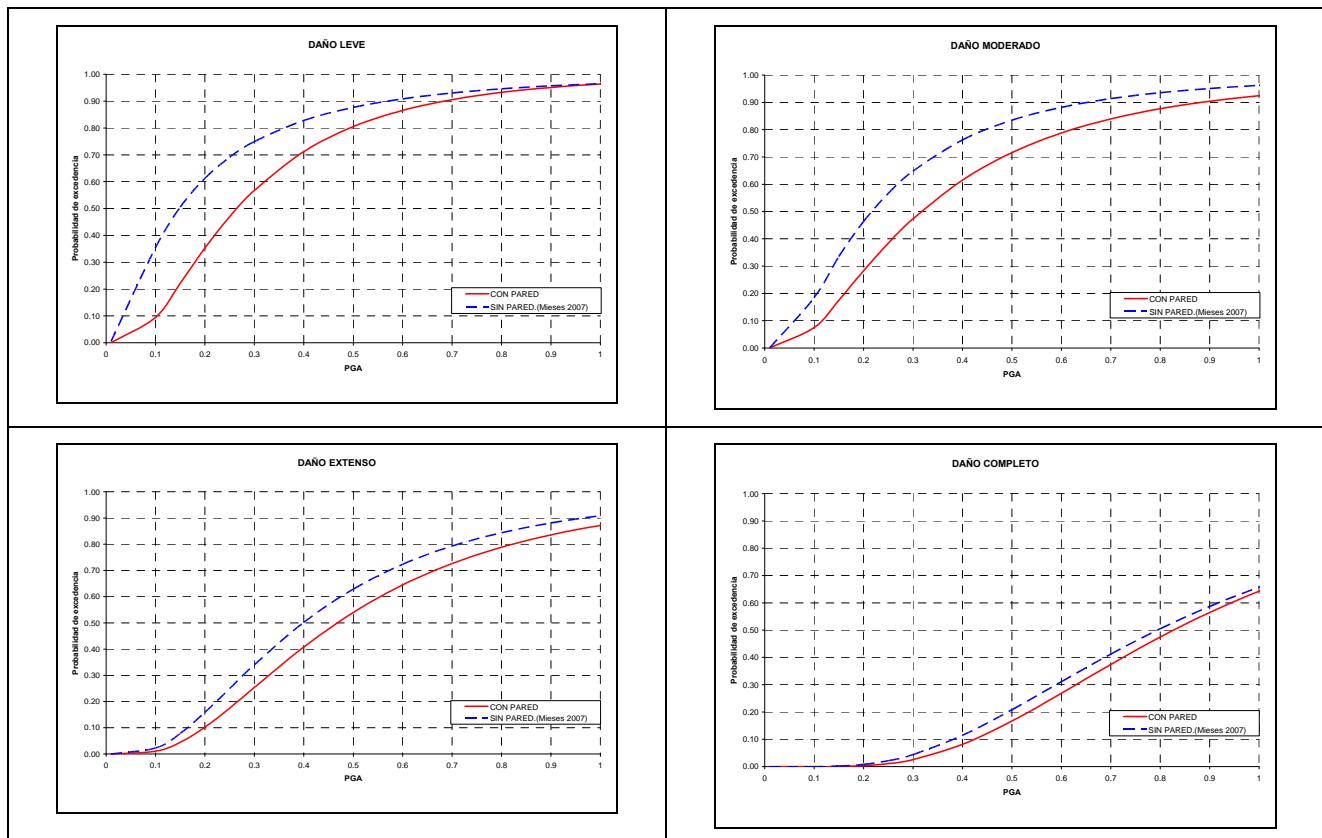


Figura 13: Curvas de fragilidad para el modelo F con y sin paredes en el estado de daño Leve, Moderado, Extenso y Completo para pórticos de un nivel.

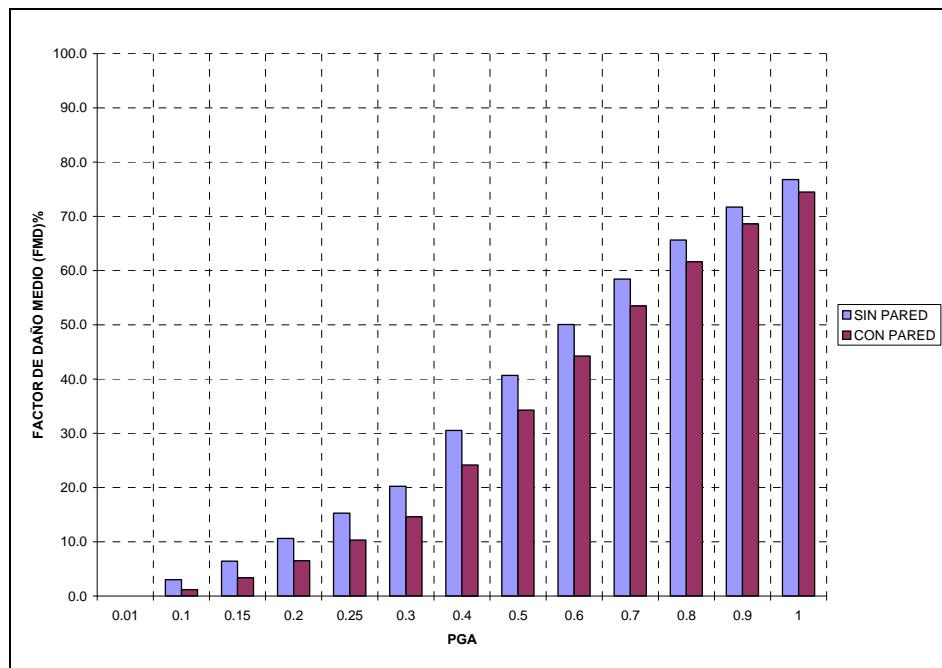


Figura 14: Porcentaje de daño promedio para el modelo F con y sin paredes.

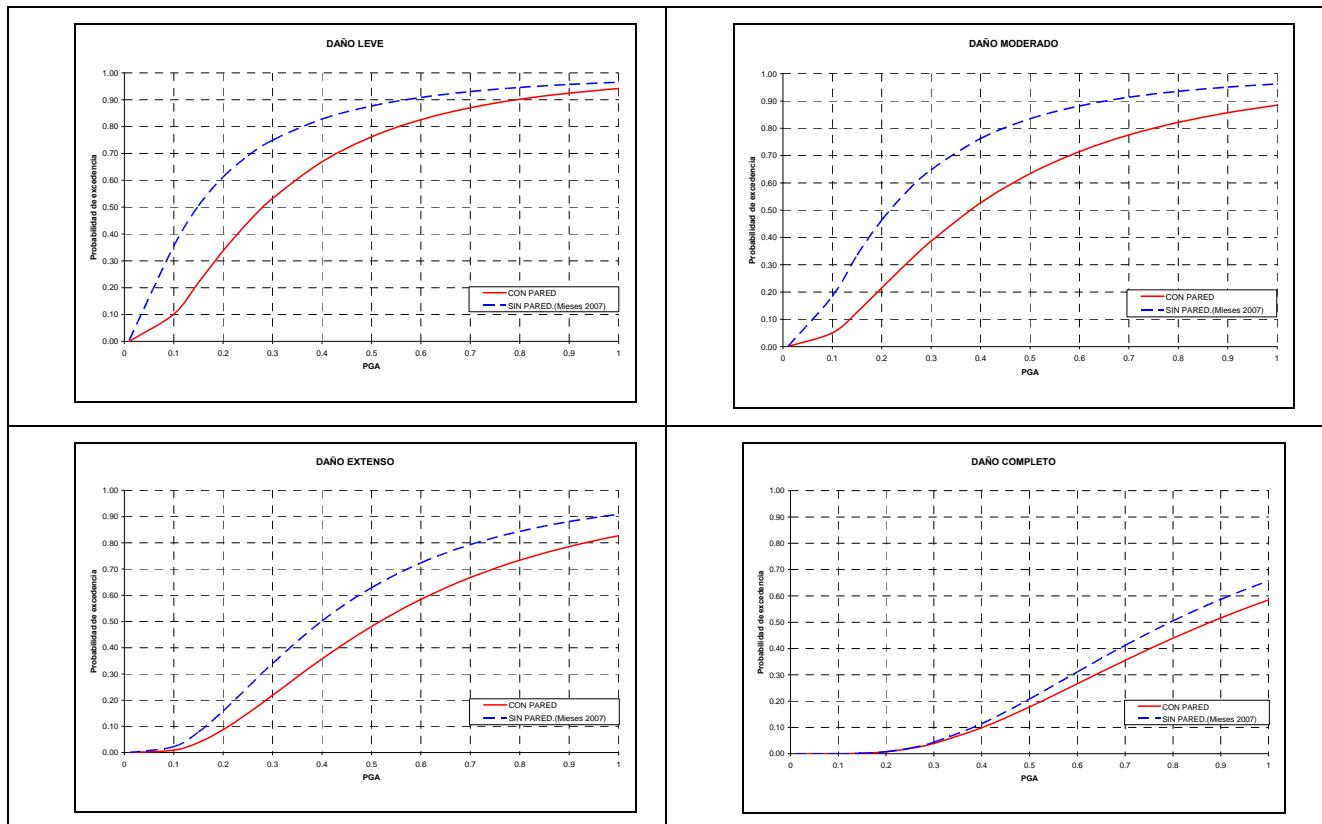


Figura 15: Curvas de fragilidad para todos los modelos con y sin paredes en el estado de daño Leve, Moderado, Extenso y Completo para pórticos de un nivel.

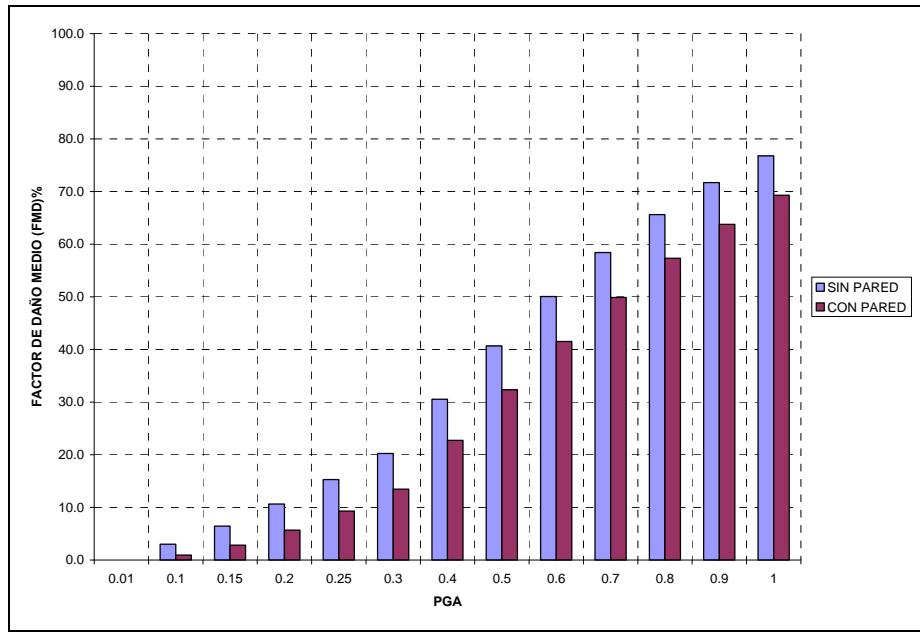


Figura 16: Porcentaje de daño promedio para todos los modelos de pórticos de un nivel con y sin paredes.

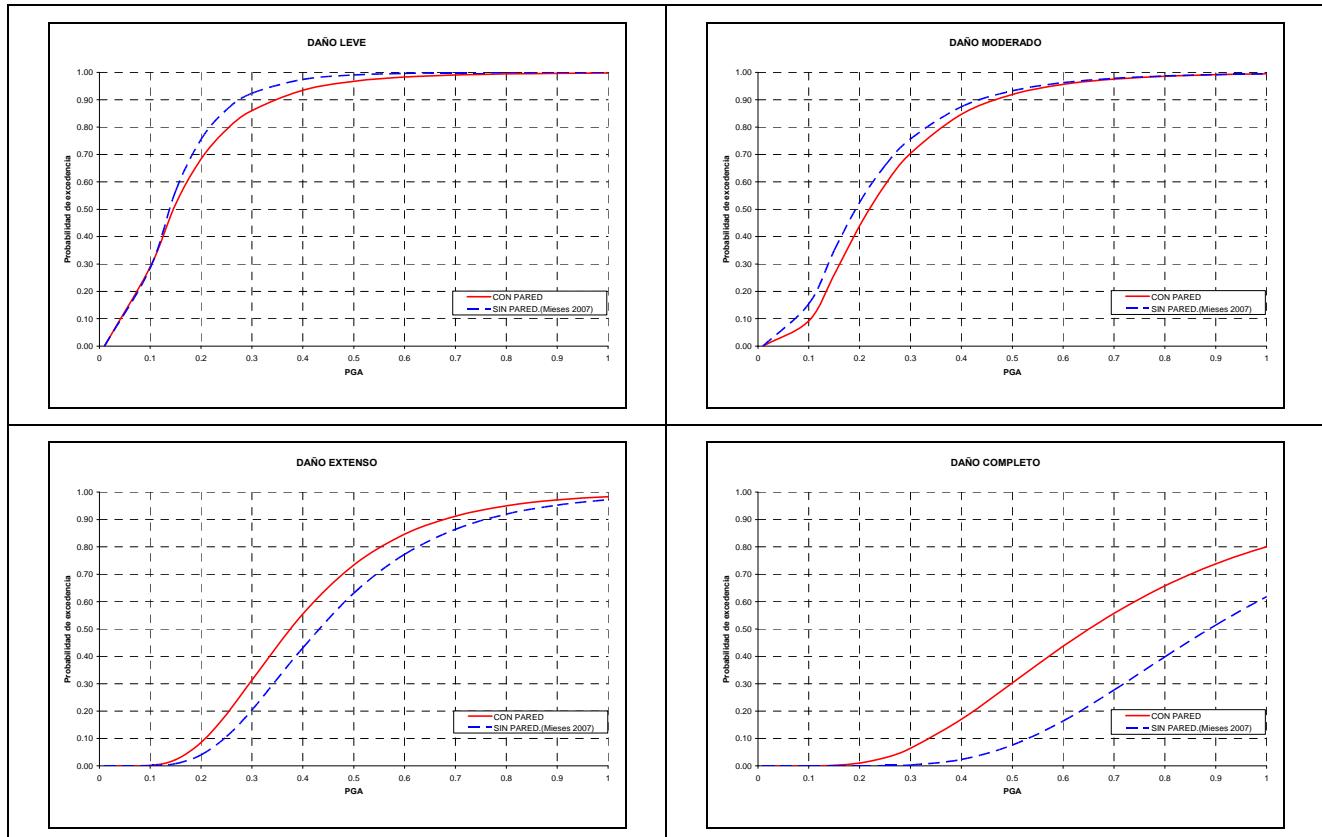


Figura 17: Curvas de fragilidad para el modelo G con y sin paredes en el estado de daño Leve, Moderado, Extenso y Completo para pórticos de dos niveles.

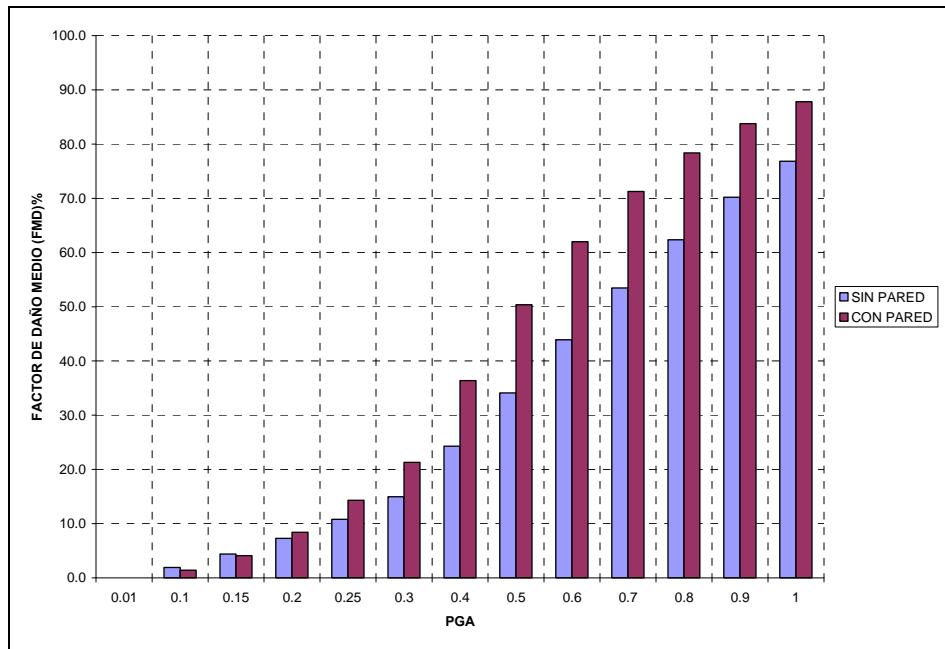


Figura 18: Porcentaje de daño promedio para el modelo G con y sin paredes.

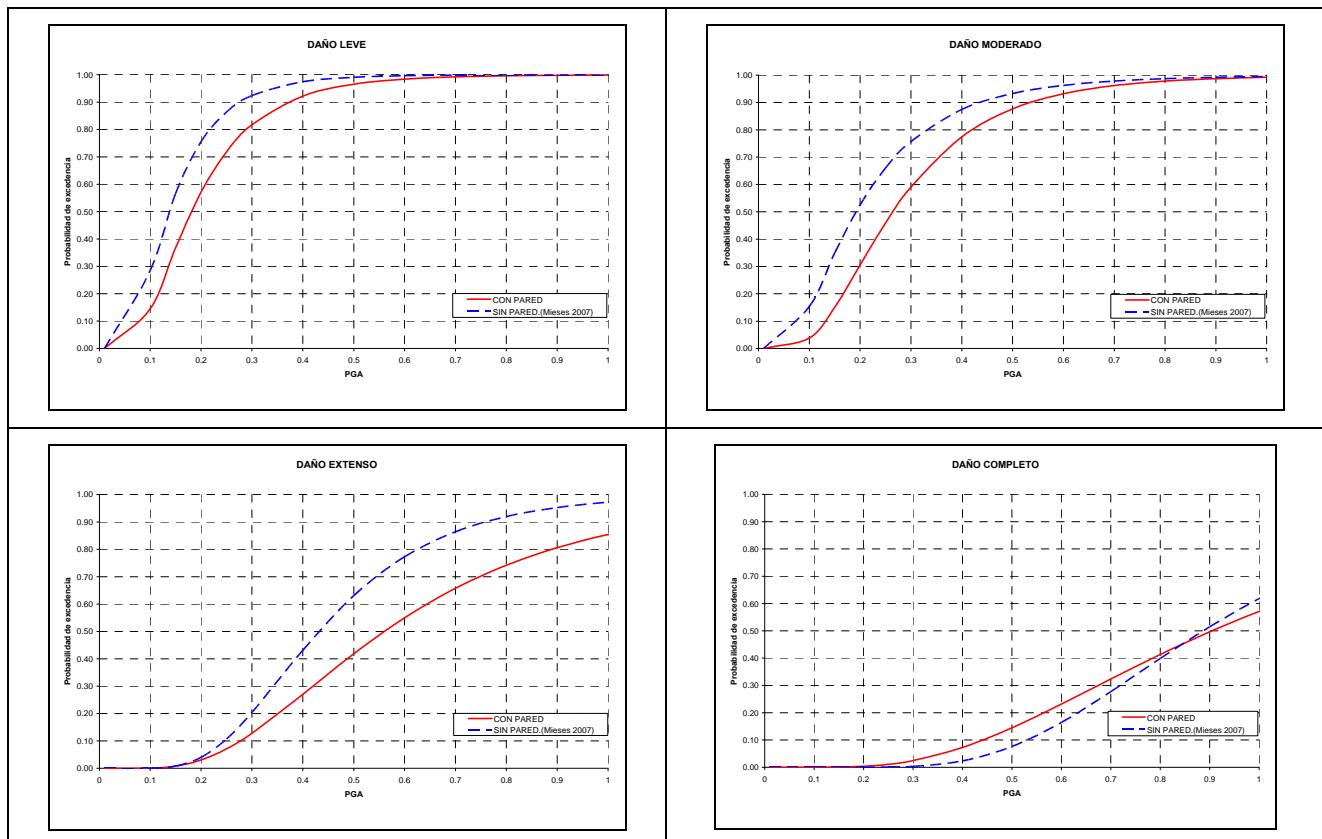


Figura 19: Curvas de fragilidad para todos los modelos con y sin paredes en el estado de daño Leve, Moderado, Extenso y Completo para pórticos de dos niveles.

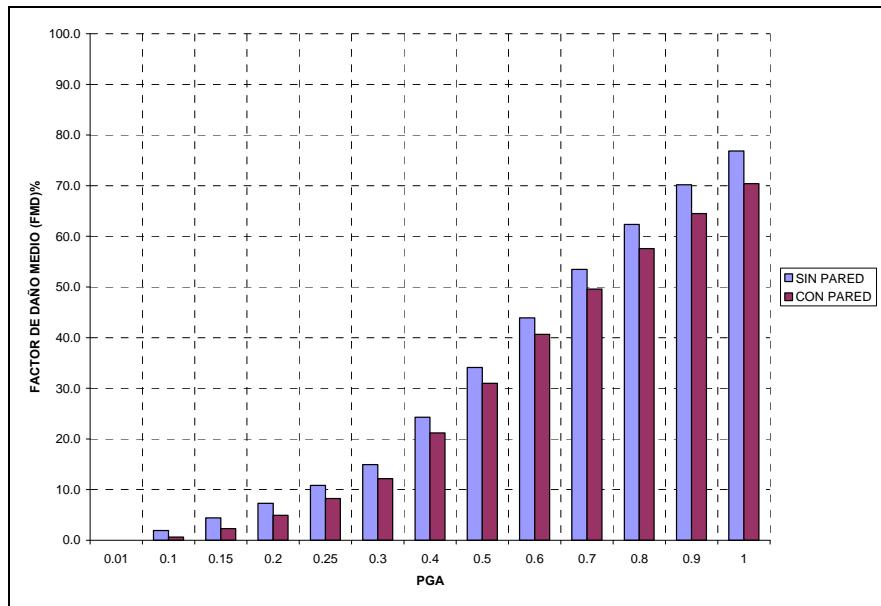


Figura 20: Porcentaje de daño promedio para todos los modelos de pórticos de dos niveles con y sin paredes.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que se derivan de este trabajo se resumen a continuación:

Las curvas de fragilidad obtenidas en este trabajo muestran que al agregarle paredes de bloque a las estructuras de pórticos y paredes estructurales de 1 y 2 niveles se genera una reducción significativa en el porcentaje de daño probable bajo las condiciones y características de las edificaciones y registros sísmicos considerados en este trabajo.

Para los pórticos de un nivel el porcentaje de daño promedio para las estructuras sin paredes fue de 34.6% mientras que para las mismas edificaciones al tener en cuenta las paredes el porcentaje de daño se redujo a un valor de 28.4% dando como resultado un beneficio en la disminución del daño de 17.9%.

Para los pórticos de dos niveles el porcentaje de daño promedio para las estructuras sin paredes fue de 31.1% mientras que para las mismas edificaciones al tener en cuenta las paredes el porcentaje de daño se redujo a un valor de 27.9% dando como resultado un beneficio en la disminución del daño de 10.3%.

Las estructuras que más contribuyeron a la disminución del porcentaje de daño fueron las edificaciones tipo C las cuales presentaban las paredes de bloque en todos los vanos de la estructura. En las estructuras de pórticos de un piso se calculó un porcentaje de beneficio promedio de 53.4%, para las estructuras de pórticos de dos niveles este porcentaje se elevó a 55.6%.

Las estructuras que menos contribuyeron a la disminución del porcentaje de daño fueron las edificaciones tipo D las cuales presentaban una pared de bloque con abertura en uno de sus vanos. En las estructuras de pórticos de un piso se calculó un porcentaje de beneficio promedio de 4.6%, para las estructuras de pórticos de dos niveles este tipo de configuración incrementó el daño promedio en un 7%.

En las edificaciones de dos niveles con paredes de mampostería únicamente en el segundo nivel (modelos G) se incrementó el porcentaje de daños promedio al agregar las paredes de bloque. Para las estructuras de pórticos este modelo incrementó el porcentaje de daño en un 28.6% mientras que para las estructuras de paredes en la dirección hubo un aumento de apenas 1.7%.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor desea agradecer principalmente a los profesores Ricardo López y Luis Suárez por su invaluable apoyo en el proceso de realización de este trabajo, y al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Puerto

Rico Recinto Universitario de Mayagüez por todo el apoyo logístico y por haberme dado la oportunidad de continuar mis estudios. Ambos autores agradecen a la oficina del Comisionado de Seguros de Puerto Rico por proveer los fondos para esta investigación.

REFERENCIAS

- Benjamin, J.R, Williams, H.A. (1958). "The behaviour of one-storey shear walls", Proceedings of ASCE, ST., Paper 1723.
- Botero, V. V., Brokken, S. T. (1983). "Infills in seismic resistant building", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 109 No. 6, pp. 1337-1361.
- Casciati, F. and Faravelli, F. (1991). *Fragility analysis of complex structural systems*, Research Studies Press LTD., England.
- Crowley, H. and Pinho, R. (2006). "Simplified Equations for Estimating the Period of Vibration of Existing Buildings", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper 1122.
- El-Dakhakhni, W., Elgaaly, M. and Hamid, A. (2003). "Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 2, pp. 177-185.
- FEMA 306 (1998). Evaluation of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual, FEMA, 1998.
- Gerbaudo, G. (2007). "Developing Insurance Solution Software for Natural Hazard Loss Estimation", PhD. thesis, Department of Civil Engineering, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus.
- Giberson, M. F (1967). "The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation", PhD thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- HAZUS-MH MR1 (2003). Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model, Department of Homeland Security, FEMA, Washington, D.C.
- Irizarry, J. (1999). "Design Earthquakes and Design Spectra for Puerto Rico's Main Cities Based on Worldwide Strong Motion Records", M.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus.
- López, R. (1988). "A Numerical Model for Nonlinear Response of R/C Frame-Wall Structure", PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign.
- Madan, A. Reinhorn, A, M. Mandar, J, B. Valles, R, E. (1997). "Modeling of masonry infill panels for structural analysis", *Journal of Structural Engineering ASCE 123 (10)*, pp. 1295-1302.
- Mallick, D. V. and Garg, R. P. (1971). "Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 49, pp. 193-209.
- Mieses, A. (2007). "Seismic Performance and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frame and Shear Wall Residential Building in Puerto Rico", PhD. thesis, Department of Civil Engineering, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus.
- Mosalam, K.M, Ayala, G, White, R, Roth, C. (1997). "Seismic fragility of LRC frames with and without masonry infill walls", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 4, pp. 693-720.
- Mostafaei, H. and Kabeyasawa, T. (2004). "Effect of infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion: A Case Study of Bam Telephone Center", Bull. Earthq. Res. Inst. University of Tokyo, Vol. 79, pp. 133-156.
- Otani, S (2006). "Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings", Lecture Notes, Department of Design and Architecture, Faculty of Engineering, Chiba University.
- Saiidi, M, Sozen, M. (1978). "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Resonse of Reinforced Concrete Structures", Structural Research Series, No. 465, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Sauter F, Franz (1988). "Interacción Mampostería-Estructura", IV Seminario de Ingeniería Estructural, San José, Costa Rica.
- Stafford-Smith, B.S. (1966). "Behaviour of square infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 92, pp. 381-403.
- Stafford-Smith, B.S. y Carter, C. (1969). "A method of analysis for infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 44, pp. 31-48.

Velásquez, J. y Blondet, M. (2005). "Estimación de pérdidas sísmicas mediante curvas de fragilidad analíticas", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Novenas Jornadas, Concepción, Chile, pp. 16-19 noviembre 2005.

Vélez, E. (2007). "Experimental Cyclic Behaviour of Reinforced Concrete Wall Houses Loaded in their Weak Direction", PhD. thesis, Department of Civil Engineering, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus.

Wood, R.H. (1978). "Plasticity composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, pp. 381-411.