



## **RESPUESTA DE EDIFICIOS DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO DURANTE EL TERREMOTO DE PUEBLA DE 2017**

### **RESPONSE OF RC FRAME BUILDINGS DURING THE 2017 PUEBLA EARTHQUAKE**

*Carlos A. Arteta<sup>1,7</sup>. Julián Carrillo L.<sup>2,7</sup>. Gustavo A. Araújo<sup>3</sup>. Andrés M. Torregroza<sup>3</sup>. Ricardo L. Bonett<sup>4,7</sup>. Carlos A. Blandón<sup>5,7</sup>. Jorge L. Archbold<sup>6</sup>*

1. Profesor Asistente, Universidad del Norte. Barranquilla (Colombia)
2. Profesor, Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá (Colombia).
3. Estudiante de maestría en Ingeniería Civil, Universidad del Norte. Barranquilla (Colombia)
4. Profesor, Universidad de Medellín. Medellín (Colombia).
5. Escuela de Ingeniería de Antioquia. Medellín (Colombia)
6. Universidad del Norte. Barranquilla (Colombia)
7. Investigador CEER – Colombian Earthquake Engineering Research Network  
(Autor de correspondencia: [carteta@uninorte.edu.co](mailto:carteta@uninorte.edu.co))

#### **TEMA A/ Sistemas Sismo – Resistentes**

#### **Resumen**

La respuesta de edificios de concreto de mediana altura en la ciudad de México tras el terremoto de Puebla de 2017 se evalúa a través de la investigación de campo y computacional. El terremoto de magnitud de momento  $M_w$  7.1 dañó más de 500 edificios donde la mayoría de ellos están compuestos por marcos de concreto reforzado con muros de mampostería rellena no estructural. Un equipo multinacional de Colombia, México y Estados Unidos se desplegó rápidamente una semana después de la ocurrencia del evento para investigar los niveles de daño estructural y no estructural de más de 60 edificios de marcos de concreto reforzado con altura entre 2 y 12 pisos. Los resultados del estudio confirmaron que las estructuras de mediana altura más antiguas, con capacidad de ductilidad limitada, pueden haber sido excitadas más allá de su capacidad. Para entender el daño generalizado en esta clase de edificios, la labor de reconocimiento posterremoto se complementa con simulaciones inelásticas de varios marcos de concreto reforzado representativos de sistemas con y sin muros de mampostería de relleno. Se confirmó que la inclusión de muros de mampostería no aislados impacta significativamente la capacidad de ductilidad e incrementa el potencial de formación de un mecanismo de piso débil en marcos que originalmente fueron analizados y diseñados para estar aislados de los elementos no estructurales.

**Palabras-clave:** campaña de evaluación estructural posterremoto; Puebla México 2017; pórticos de concreto reforzado antiguos; mampostería no reforzada.

## Abstract

The response of mid-rise concrete buildings in Mexico City after the Puebla earthquake of 2017 is evaluated through computational and field research. The Mw 7.1 earthquake damaged more than 500 buildings where most of them are classified as reinforced concrete frames with non-structural masonry infill walls. A multinational team from Colombia, Mexico and the United States quickly deployed a week after the event occurred to investigate the levels of structural and non-structural damage of more than 60 buildings of reinforced concrete frames with height ranging between 2 and 12 stories. The results of the study confirmed that the older mid-rise structures with limited ductility capacity may have been excited beyond their deformation capacity. To understand the generalized damage in this class of buildings, post-earthquake reconnaissance work is complemented by inelastic simulations of several reinforced concrete frames representative of systems with and without masonry walls. It was confirmed that the inclusion of non-insulated masonry walls significantly impacts the ductility capacity and increases the potential of a weak-story mechanism in frames that were originally analyzed and designed to be isolated from non-structural elements.

**Keywords:** post-earthquake reconnaissance; 2017 Puebla México; older reinforced concrete frames; unreinforced masonry infills.

## 1. Introducción

Un terremoto de magnitud Mw 7.1 golpeó la región central de México, el 19 de septiembre de 2017, a aproximadamente 1:14 p.m. hora local (18:14 UTC) (UNAM, 2017). Si bien el epicentro del evento se ubicó a aproximadamente 120 km de la Ciudad de México, se reportaron daños estructurales graves, incluidos 40 colapsos (CICM, 2017), en varias ubicaciones (**Figura 1**). Una semana después del evento, se organizó una misión de reconocimiento posterior al terremoto de cuatro días entre el *Pacific Earthquake Engineering Research Network* (PEER) y la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica (CEER por sus siglas en inglés). Una vez en el terreno, los equipos unieron fuerzas con investigadores locales, profesionales y profesores de la Universidad Nacional Autónoma de México y la Escuela Mexicana de Ingenieros Civiles (UNAM y CICM, respectivamente). Este esfuerzo conjunto reunió a más de 20 ingenieros que realizaron una evaluación rápida después del terremoto de más de 60 edificios (**Figura 1**) en los barrios de Polanco, Portales Sur, Emperadores, Narvarte, Valle del Centro y Roma en la Ciudad de México, donde se concentraron los daños. Los sitios visitados se ubicaron dentro de la "zona de transición" según lo define el código de construcción local de la Ciudad de México (NTC-S, 2004) (ver **Figura 1**). Esta es una zona donde el período fundamental del suelo varía aproximadamente de 1.0 a 2.0 s, y donde se espera que los efectos de sitio impacten la intensidad medida, como se evidenció en terremotos anteriores, como el terremoto de 1985 en Michoacán (Chávez-García and Bard, 1994).

La Ciudad de México tiene una historia sísmica notable y ha sufrido repetidamente los efectos de los terremotos ocurridos cerca de la interfaz de la zona de subducción en la costa pacífica mexicana. La alta sismicidad de la Ciudad de México, combinada con las condiciones del suelo, crea un problema desafiante para los ingenieros estructurales cuando se trata de diseñar estructuras competentes capaces de resistir la demanda impuesta por este tipo de eventos.

Este artículo estudia la respuesta de edificios de pórticos de concreto reforzado (PCR) al terremoto de Puebla de 2017. El equipo verificó el desempeño sísmico de los edificios pre-1985 al evaluar la respuesta

de los componentes estructurales y no estructurales. Las observaciones recopiladas y las estadísticas estimadas permitieron desarrollar experimentos numéricos representativos para dar una explicación razonable de la magnitud del daño observado en los edificios de PCR con paredes de relleno de mampostería no reforzada. Los edificios de altura intermedia fueron seleccionados en este estudio, ya que son un sistema estructural arquetípico utilizado en las principales ciudades de los países latinoamericanos y también en todo el mundo. De hecho, después de las estructuras de mampostería (55%), los edificios de PCR (13%) son la segunda tipología más común en la región Andina (GEM, 2016). Además, la mayoría de estos edificios no cumplen con códigos de construcción actualizados, ya que se construyeron hace varias décadas siguiendo normativas obsoletas, o incluso fueron construidos sin diseñar (Reinoso *et al.*, 2016).

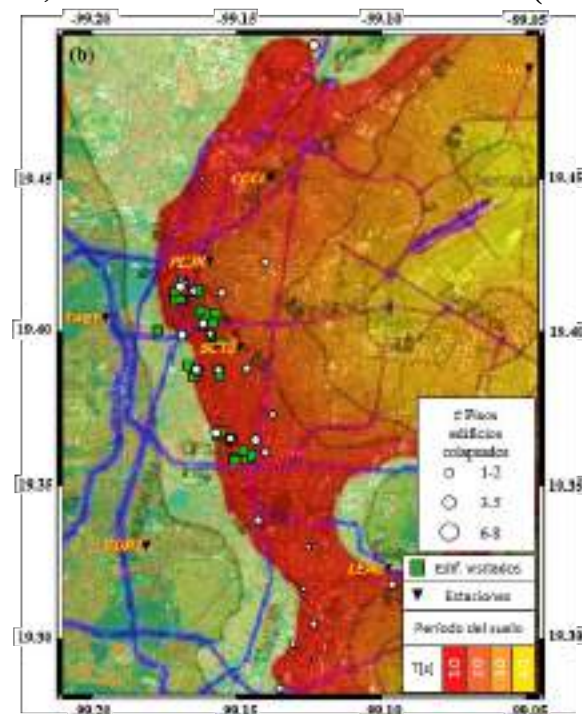


**Figura 1.** Mapa de la Ciudad de México con el período del suelo según NTC-S (2004), y donde se muestra la ubicación de las estaciones acelerográficas, los edificios visitados, y colapsados.

## 2. Intensidad del movimiento fuerte del terreno

La versión de 2004 del código de construcción de la Ciudad de México (NTC-S, 2004) incluye dos procedimientos para el diseño sísmico de edificios, uno listado en el documento de código principal y otro en su Apéndice A. En el documento principal de NTC-S y en sus versiones anteriores, los espectros no estaban relacionados con las demandas sísmicas elásticas porque el espectro de diseño elástico se redujo al dividir las ordenadas espectrales por un factor de fuerza sísmica que tenía en cuenta la ductilidad, la redundancia, y la sobre-resistencia. Por otro lado, los espectros especificados en el Apéndice A de NTC-S (2004) son específicos del sitio y los valores del parámetro de sobre-resistencia se especifican explícitamente (Carrillo *et al.*, 2014). Este Apéndice A considera tres zonas sísmicas principales: Zona I

(depósitos de suelo duro) con períodos fundamentales inferiores a 0.5 s, Zona II (zona de transición con capas de arcilla, limo e incluso arena) con períodos fundamentales entre 0.5 y 1.0 s y Zona III (zona de lecho lacustre con grandes capas de arcilla) con períodos fundamentales entre 1.0 y 5.0 s. La Zona III se subdivide en cuatro zonas diferentes según el grosor de los depósitos de arcilla (a, b, c y d). En el terremoto de México de 1985, el daño se concentró en la Zona IIIb, con períodos fundamentales entre 2.0 y 3.0 s. Durante el terremoto de Puebla de 2017, el daño se concentró en la Zona IIIa, con períodos fundamentales entre 1.0 y 2.0 s.

Entre las estaciones que registraron el terremoto, 7 se encontraban en la Ciudad de México. Las estaciones están georreferenciadas y mapeadas junto con la zonificación del suelo en la **Figura 1**. Las estaciones TACY y CUP5 están ubicadas en roca y las otras están ubicadas en suelos blandos. La distancia de la fuente al sitio entre las estaciones en la Ciudad de México (es decir, CCCL (suelo), CUP5 (roca), LEAC (suelo), PCJR (suelo), PISU (suelo), SCT2 (suelo) y TACY (roca)) no varió mucho (por ejemplo, menos de 15 km), sin embargo, los efectos topográficos y de sitio son aspectos que explican la variación en los valores de intensidad registrados. Por ejemplo, los valores de aceleración máxima del suelo (PGA) mínimo y máximo fueron 0.06 y 0.20 g en las estaciones CUP5 y LEAC, respectivamente. La **Figura 2** muestra los espectros de diseño de acuerdo con la localización de las estaciones acelerográficas de la Ciudad de México, junto con los espectros (*geomean* de las dos componentes horizontales) de los acelerogramas registrados en ellas. De acuerdo con el CICM (2017) y confirmado por el equipo de reconocimiento, la mayoría de los edificios gravemente dañados y colapsados se ubicaron en sitios donde el espesor de los depósitos de arcilla varía entre 15 y 30 m, lo que concuerda con la Zona IIIa antes mencionada. Basados en la **Figura 1**, estos suelos tienen un período fundamental entre 1.0 y 2.0 s. Se observa que solo para las estaciones CCCL y PCJR, los valores de pseudoaceleración espectral (PSA) registrados fueron más bajos que los espectros de diseño en todos los períodos. Los valores de PSA, tanto en la estación CUP5 como en la estación TACY, fueron superiores a los recomendados por el código de construcción para períodos estructurales (T) inferiores a 0.3 s y 0.5 s, respectivamente. En general, los espectros de respuesta registrados en la zona de transición alcanzaron un pico entre los períodos de 1.0 y 3.0 s. La estación LEAC registró valores de PSA que superaron las aceleraciones espectrales de diseño en el rango de períodos 0.9 a 2.0 s. Cabe mencionar que la mayoría de los edificios afectados y visitados se ubicaron alrededor de las estaciones SCT2 y PCJR, donde los espectros registrados solo superaron la aceleración de diseño en un rango estrecho de períodos cercanos a 2.0 s. Cabe destacar que los espectros de diseño de 2004 se desarrollaron utilizando un período de retorno de 125 años (Ordaz *et al.*, 2003).

### 3. Campaña de reconocimiento de daños estructurales

El equipo PEER-CEER estuvo en el sitio durante 4 días brindando apoyo a las brigadas de reconocimiento de CICM-UNAM. La misión de reconocimiento se llevó a cabo del 27 al 30 de septiembre de 2017, visitando más de 60 sitios etiquetados por daños aparentes. El equipo recibió ayuda logística del CICM e investigadores de la UNAM para enfocar la visita en la evaluación de estructuras de concreto reforzado. Una tarea importante para el equipo fue determinar si algún edificio estaba bajo riesgo de colapso inminente. Cualquier conocimiento adquirido sobre el estado de las estructuras aparentemente comprometidas se compartió con las autoridades locales, a través de la CICM, para acelerar el proceso de toma de decisiones críticas.

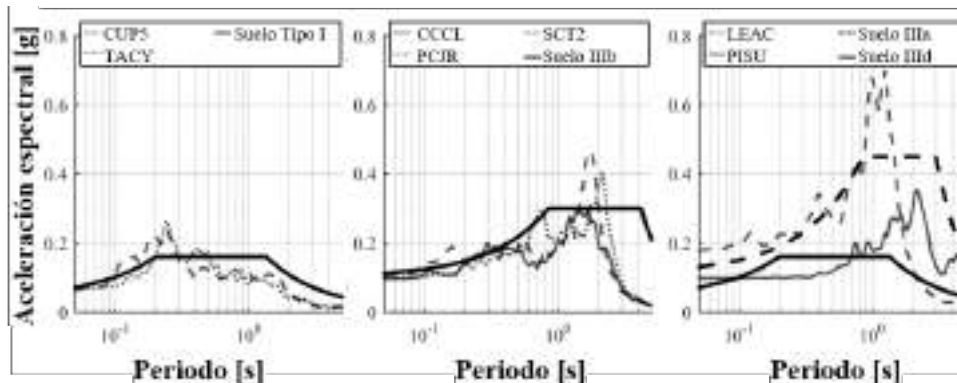


**Figura 2.** Comparación de los espectros de respuesta de diseño (5% amortiguados) basados en el Apéndice A de NTC-S, 2004, con los espectros de los acelerogramas registrados en las estaciones de la Ciudad de México durante el terremoto de Puebla (2017).

### 3.1. Estadísticas de los edificios dañados en la ciudad de México

Múltiples equipos apoyaron el esfuerzo de reconocimiento del CICM. Entre todos se inspeccionaron alrededor de 2,100 edificios. Aproximadamente el 25% de estos edificios fueron identificados con algún tipo de daño estructural, mientras que el 61% fueron etiquetados como edificios sin daño estructural. El 14% restante de los edificios no se pudo etiquetar correctamente por diferentes motivos (CICM, 2017).

La **Figura 3a** muestra la relación de edificios dañados y no dañados para diferentes alturas, incluido el número de edificios visitados en cada categoría. La altura de alrededor del 86% de los edificios inspeccionados varió entre 1 y 8 pisos. De los 933 edificios inspeccionados que tienen 1 a 3 pisos, el 26% fueron marcados como dañados. Además, se visitaron un total de 880 edificios de 4 a 8 pisos, de los cuales el 28% fueron marcados como dañados. Las estadísticas de los edificios más altos muestran una tendencia similar, aunque el número de estructuras visitadas con más de 9 pisos fue menor. La **Figura 3b** muestra la distribución de diferentes tipos de daño. Las categorías mostradas no son exclusivas, por lo tanto, un edificio puede ser etiquetado con varios tipos de daños. Más de 150 edificios (i.e., aproximadamente el 7.5% de las estructuras inspeccionadas) se catalogaron como colapsados parcial o totalmente, mientras que 322 edificios (i.e., el 16% de las estructuras inspeccionadas) tuvieron algún tipo de daño estructural. El daño asociado con la interacción suelo-estructura, incluida la inclinación, se asignó a 352 edificios (i.e., el 18% de las estructuras inspeccionadas).

En general, el equipo PEER-CEER observó un amplio espectro de niveles de desempeño, desde estructuras perfectamente sanas y en buen estado hasta colapsos parciales o completos. La **Figura 4** muestra ejemplos de daños observados durante la misión de reconocimiento. El objetivo principal de la visita fue evaluar las estructuras aporticadas, ya que esta tipología representa al menos el 13% de los edificios diseñados en áreas urbanas de varios países latinoamericanos (GEM, 2014). Un porcentaje significativo de estas estructuras se construyeron utilizando pautas de diseño obsoletas, como por ejemplo, las regulaciones antes del gran terremoto de la Ciudad de México de 1985, que permitían marcos relativamente flexibles, detalles de refuerzo transversales deficientes y no proporcionaban condiciones específicas para aislar los muros no estructurales de la estructura principal.

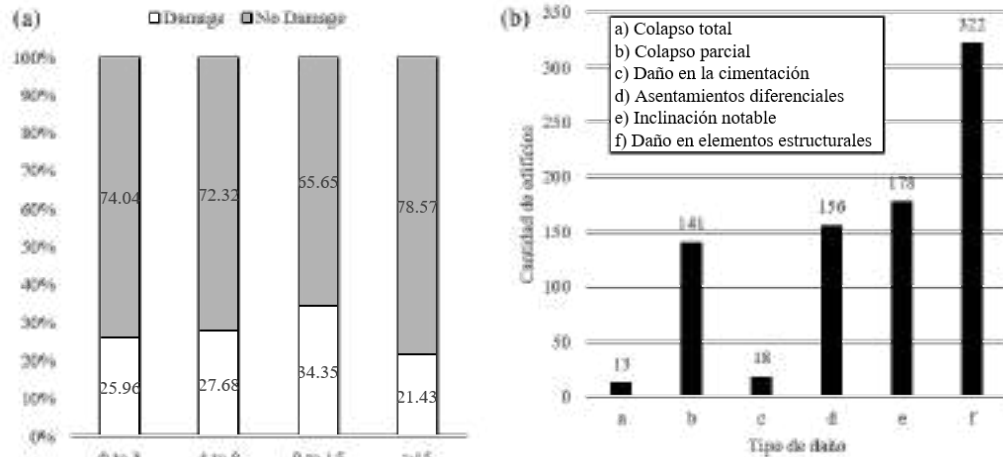


**Figura 3.** Estadísticas del equipo de reconocimiento de la CICM, (a) proporción de edificios dañados y no dañados en términos de su altura; (b) número de edificios con diferentes tipos de daños.



**Figura 4.** Ejemplos de daños observados: (a) daños no estructurales; (b) daños estructurales; y (c) colapsos.

La **Figura 5** resume las estadísticas de las observaciones realizadas en el campo por el equipo de PEER-CEER. Un total de 62 edificios fueron investigados. Los edificios tenían entre 2 y 12 pisos, con la mayoría en el rango de 5 a 8 pisos. El período estructural  $C_uT_a$  osciló entre 0.4 y 1.8 s y se evaluó siguiendo las recomendaciones de ASCE 7-16 (2016) (**Figura 5a**). El coeficiente  $C_u$  se toma como 1.4, para disminuir el conservadurismo inherente en la estimación de  $T_a$  y para ser consistente con los períodos estructurales de edificios flexibles (FEMA-P1050-1, 2015). Los períodos estructurales calculados siguiendo las recomendaciones de ASCE 7-16 se ajustan al rango de períodos medidos en edificios instrumentados en México (Muriá and González, 1995). Como se muestra en la **Figura 5b**, la mayoría de estos edificios se describen como marcos de concreto reforzado con rellenos de mampostería (más del 60% de los casos). Los edificios con mampostería reforzada comprendían el 15% de las estructuras investigadas, mientras que solo se investigaron 4 edificios de acero.

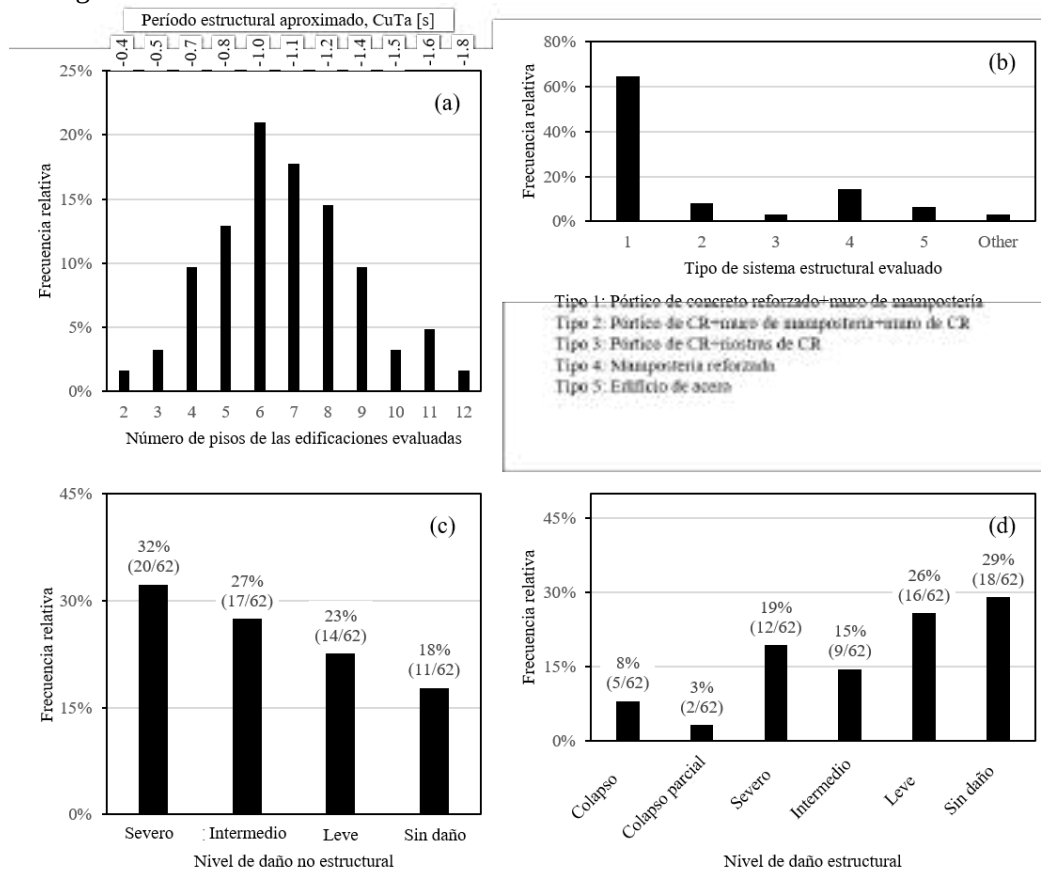


**Figura 5.** Estadísticas de los edificios inspeccionados por el equipo de CEER-PEER: (a) altura del edificio; (b) tipo de sistema estructural; (c) categorías de daños no estructurales; (d) categorías de daño estructural.

Aproximadamente el 60% de los edificios se catalogaron con daños no estructurales intermedios o graves. Los edificios de concreto reforzado investigados usaban comúnmente la mampostería como paredes de relleno interiores y exteriores. Según Meli (1994), la unidad de albañilería más popular en México es un ladrillo de arcilla sólida de poca resistencia. Una práctica común es excluir estas paredes de ser partes de

los sistemas de resistencia de carga lateral. En su lugar, solo se consideran en los modelos analíticos como cargas gravitacionales ejercidas sobre las vigas del pórtico de concreto reforzado. Sin embargo, solo en raras ocasiones estas paredes están completamente separadas lateralmente del sistema estructural principal. Por lo tanto, una vez que este tipo de estructuras se someten a cargas laterales, como las inducidas por un sismo, las paredes rígidas atraen una parte importante de las cargas laterales mientras están intactas. Sin embargo, debido a que estas paredes generalmente no están diseñadas adecuadamente para tales efectos, pueden fallar. Muchos estudios en la literatura han demostrado la vulnerabilidad de los marcos de concreto reforzado con rellenos de mampostería, por ejemplo (Mehrabi *et al.*, 1996; Han-Seon and Sung-Woo, 2002; Crisafulli *et al.*, 2005; Hashemi and Mosalam, 2006; Mosalam and Günay, 2015). En general, los edificios con daños no estructurales generalizados tenían varios paneles de relleno de mampostería con grietas extensas (catalogadas como daños intermedios) y/o colapso parcial o total de unidades de albañilería, generalmente en los planos de fachada. El código de construcción mexicano no requiere la separación entre edificios adyacentes. Por lo tanto, también se observaron golpes en las estructuras en algunos casos, lo que causó daños importantes localizados en los rellenos de mampostería, como se muestra en la **Figura 4b**.

El tipo de daño estructural se catalogó en 6 categorías, desde sin daño hasta el colapso (**Figura 5d**). En los edificios se observó un rango de niveles de daño aproximadamente uniforme desde no dañado a severamente dañado. Aproximadamente el 30% de los edificios se catalogaron con daños estructurales graves o peores, incluidos cinco edificios colapsados. Por lo general, las estructuras con daños intermedios tenían grietas visibles sin roturas en columnas y vigas. Las estructuras gravemente dañadas exhibieron recubrimiento de concreto aplastado en columnas y en muros de corte, por lo general cerca de la base del edificio o dentro del tercio inferior de la altura del edificio, mostrando signos de fallas en el empalme de las barras (**Figura 4b**). Otras columnas gravemente dañadas mostraron signos de desarrollo incipiente de los planos de falla de corte.

#### **4. Caso de Estudio: Respuesta Sísmica de Edificios de PCR Rellenos con Mampostería No Reforzada**

En la Ciudad de México hubo muchas estructuras con diseños flexibles pre-1985 que fueron expuestas al terremoto de Puebla 2017, algunas de las cuales se dañaron gravemente. Para proporcionar una explicación del daño observado en los edificios más antiguos de la ciudad, se estudian dos conjuntos de edificios de concreto reforzado de 6 pisos con pórticos resistentes a momentos y diferentes configuraciones de rellenos de mampostería (e.g. relleno total o parcial). Un conjunto de edificios fue diseñado para desarrollar baja capacidad ductilidad, mientras que el otro fue diseñado para ductilidad intermedia, cumpliendo con las disposiciones NTC-S (1976) y NTC-C (1976), que eran las regulaciones vigentes en México desde 1976 hasta 1987. Este arquetipo es considerado aquí porque fue uno de los sistemas estructurales más comunes con daños reportados por el equipo de reconocimiento.

La planta estructural de los edificios del caso de estudio se muestra en la **Figura 6a**. Estos edificios tienen cuatro pórticos de 4 luces en la dirección Este-Oeste y cinco marcos de 3 luces en la dirección Norte-Sur, con una longitud entre ejes de 6.0 m. Los elementos verticales del sistema de resistencia de cargas laterales están conectados a través de una losa armada en dos direcciones de 0.10 m de espesor, apoyada sobre vigas. Para el diseño, la resistencia a la compresión del concreto se definió como  $f'_c = 28$  MPa, aunque se redujo a  $0.80f'_c$  para propósitos de diseño, como lo especifican las regulaciones mexicanas. Se asumió refuerzo grado 60 ( $f_y = 420$  MPa). El módulo de elasticidad fue de 16.700 MPa para todos los elementos de concreto reforzado como se indica en la NTC-C (1976). El NTC-S de 1976 prescribía la resistencia sísmica de las estructuras en función de su factor de ductilidad  $Q$ , que toma valores discretos de 1, 2, 4 y 6,

proporcionalmente a su capacidad de deformación esperada. Las fuerzas sísmicas de diseño se estiman reduciendo el espectro de respuesta elástica por el factor  $Q'$ . Este factor de reducción de la fuerza sísmica se define en el código como una función de  $Q$ , el período estructural ( $T$ ) y la ubicación dentro de la Ciudad de México. Se consideraron dos factores de ductilidad para el diseño: un conjunto de edificios se diseñó para  $Q = 2$  (baja ductilidad) y el otro para  $Q = 4$  (ductilidad intermedia). Como era la práctica entonces, el modelo elástico no tuvo en cuenta la reducción de la rigidez debida al agrietamiento del concreto, ni la existencia de rellenos. El impacto de la mampostería en la respuesta solo se evalúa en el dominio inelástico como se explica adelante.

Los edificios se diseñaron siguiendo procedimientos elásticos tradicionales. Mientras que las columnas del edificio diseñado con  $Q = 2$ , fueron de 600 x 500 mm, mientras que aquellas del edificio diseñado con  $Q = 4$ , fueron de 500 x 500 mm. Las vigas en ambos edificios fueron de 400 x 400 mm.

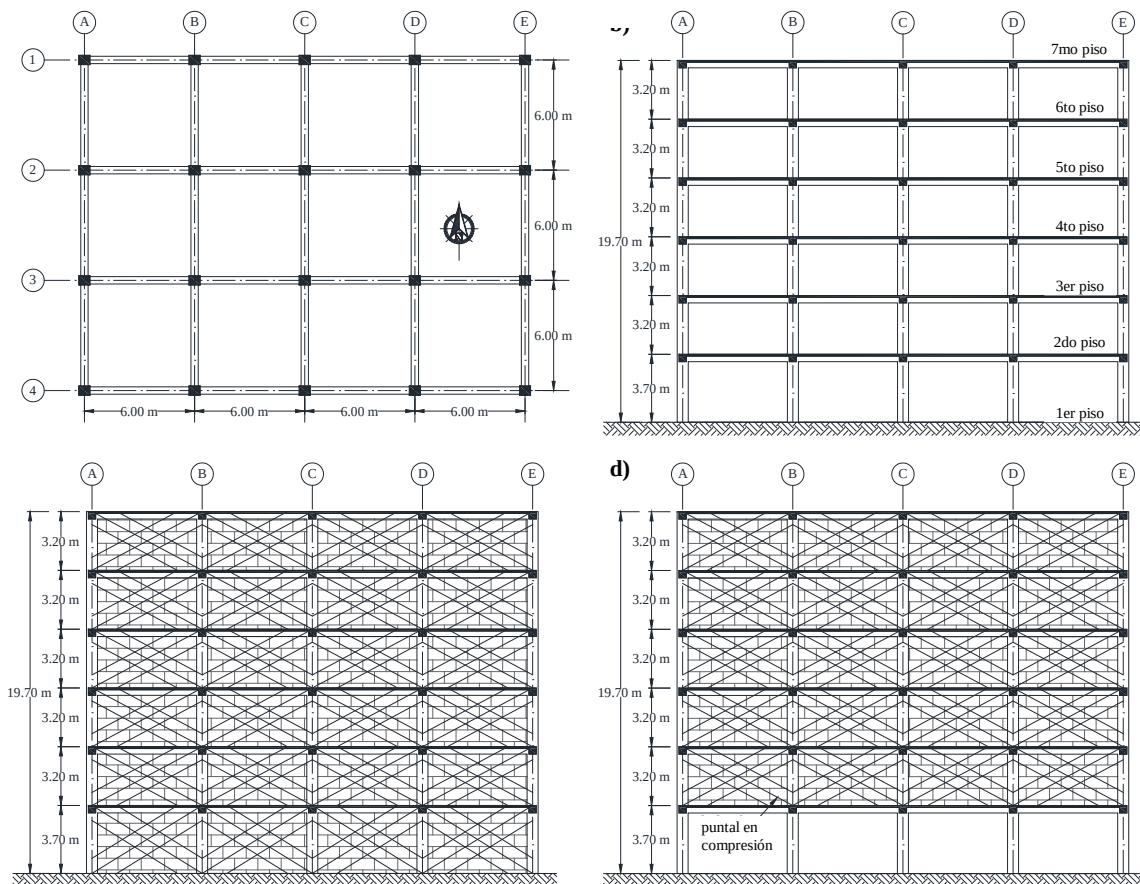


**Figura 6.** (a) Planta estructural del caso de estudio. Alzado del edificio de los casos de estudio inelástico: (b) marco de concreto reforzado sin relleno, (c) marco completamente relleno con mampostería no reforzada y (d) marco parcialmente relleno con piso débil.

### Modelo Inelástico

El comportamiento esperado de los edificios del caso de estudio bajo demanda representativa del terremoto de Puebla 2017 se evaluó mediante análisis inelásticos que consideraron los efectos de carga estática y dinámica. El software OpenSees (McKenna *et al.*, 2000) fue seleccionado para este propósito. Como se muestra en la **Figura 6b-d**, se seleccionó un modelo 2D representativo del marco estructural en la dirección Este-Oeste para los análisis inelásticos. Como se mencionó anteriormente, se implementaron tres tipos de variaciones en este estudio para considerar diferentes condiciones de construcción cuando se produjo el terremoto: (i) un marco de concreto reforzado sin relleno (i.e., tal como se diseñó) (**Figura 6b**), un marco de concreto reforzado completamente relleno de mampostería no reforzada (**Figura 6c**) y un marco de concreto parcialmente relleno con primer piso débil (**Figura 8d**). Se estudiaron un total de 6 modelos: 2 factores de ductilidad, cada uno con 3 variaciones de la configuración del edificio.

Las vigas y columnas se modelaron para incluir solo deformaciones axiales y de flexión, utilizando elementos no lineales con plasticidad distribuida y secciones de fibra en los puntos de integración (Spacone *et al.*, 1996). El corte fue modelado como resortes elásticos. Efectos de segundo orden (P-Delta) se consideraron en columnas. El concreto se modeló como confinado o no confinado, según la ubicación dentro de la sección transversal. La zona de ablandamiento por deformación del concreto se regularizó de acuerdo con Coleman and Spacone (2001) para imponer objetividad en la respuesta local y global para deformaciones mayores a la asociada al esfuerzo máximo. La energía de fractura del concreto en compresión (Jansen and Shah, 1997) se estimó en 25 N / mm y 150 N / mm para el concreto no confinado y confinado, respectivamente. Se asumió una resistencia a la tracción del concreto de  $0.62\sqrt{f'_c}$  [MPa], con una energía de fractura de 0.1 N / mm (Wittmann *et al.*, 1988). El comportamiento de tracción y compresión del acero de refuerzo es asimétrico, ya que se consideran los efectos de la reducción de la resistencia a la compresión debido al pandeo (Arteta, 2015). El comportamiento histerético de la mampostería de relleno se implementó con un modelo de puntales múltiples a compresión (Crisafulli, 1997; Chrysostomou *et al.*, 2002). Los puntales están modelados con elementos tipo cercha cuya área de la sección transversal y ubicación en el marco dependen de las propiedades geométricas y mecánicas de los rellenos de mampostería. Se asumió que el espesor de la pared de mampostería era de 100 mm (Meli, 1994), y el ancho de puntal equivalente total se definió como  $0.18 d_m$ , donde  $d_m$  es la longitud de la diagonal del muro de mampostería. Considerando la resistencia a la compresión del ladrillo como  $f'_{cb} = 7.0$  MPa y su resistencia a la tracción como  $f'_{tb} = 0.9$  MPa, la resistencia a la compresión del material del puntal se determina según Crisafulli (1997) como  $f'_{m\theta} = 1.2$  MPa. La deformación en el pico de la resistencia a la compresión se estimó como  $\varepsilon_{mo} = 0.002$ , mientras que sus capacidad y deformación última se tomaron como  $f_{u\theta} = 0.02$  MPa y  $\varepsilon_{mu} = 0.010$ , respectivamente.

Para los análisis dinámicos no lineales, se implementó el amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa y la rigidez inicial para simular las características de disipación de energía del edificio que no son representadas por el comportamiento histerético de los elementos de la estructura. Los coeficientes en la formulación de amortiguación de Rayleigh se establecieron para lograr una relación de amortiguamiento de  $\zeta = 2.5\%$  en el primero y tercer modo de vibración. Los modelos inelásticos se analizaron dinámicamente con 4 pares de acelerogramas de 2 componente horizontal. Los movimientos del terreno seleccionados fueron registrados en las estaciones de la Ciudad de México más cercanas a las estructuras visitadas por el equipo de reconocimiento PEER-CEER, a saber, las estaciones SCT2, PCJR, LEAC y TACY. Las tres primeras estaciones fueron elegidas debido a su proximidad a los edificios colapsados. Por su parte, la estación TACY es la única en roca, y se usa aquí para calibración ya que no se informó de ningún daño a

su alrededor. La respuesta estructural que se presenta a continuación corresponde a la inducida por el componente horizontal que produjo la máxima deriva de piso.

La **Figura 7** muestra la distribución de máxima deriva de piso en altura para los seis modelos evaluados. Es evidente que los movimientos en roca registrados en la estación TACY indujeron las menores respuestas entre todos los movimientos del terreno evaluados. Aunque los registros de LEAC mostraron las mayores coordenadas de pseudoaceleración elásticas entre todos los registros en la Ciudad de México, este movimiento de tierra no produjo las mayores derivas de piso. De hecho, excepto en el caso de  $Q = 2$  para marcos rellenos, las respuestas bajo el movimiento LEAC son terceras luego de las inducidas por los movimientos STC2 y PCJR. Para  $Q = 2$ , se observa que la deriva máxima para el edificio de pórticos sin relleno ocurre para el movimiento PCJR, mientras que el movimiento SCT2 indujo desplazamientos relativos mayores para los marcos rellenos. Para el edificio más débil ( $Q = 4$ ), el registro de PCJR indujo la deriva de piso más grande en todos los casos.

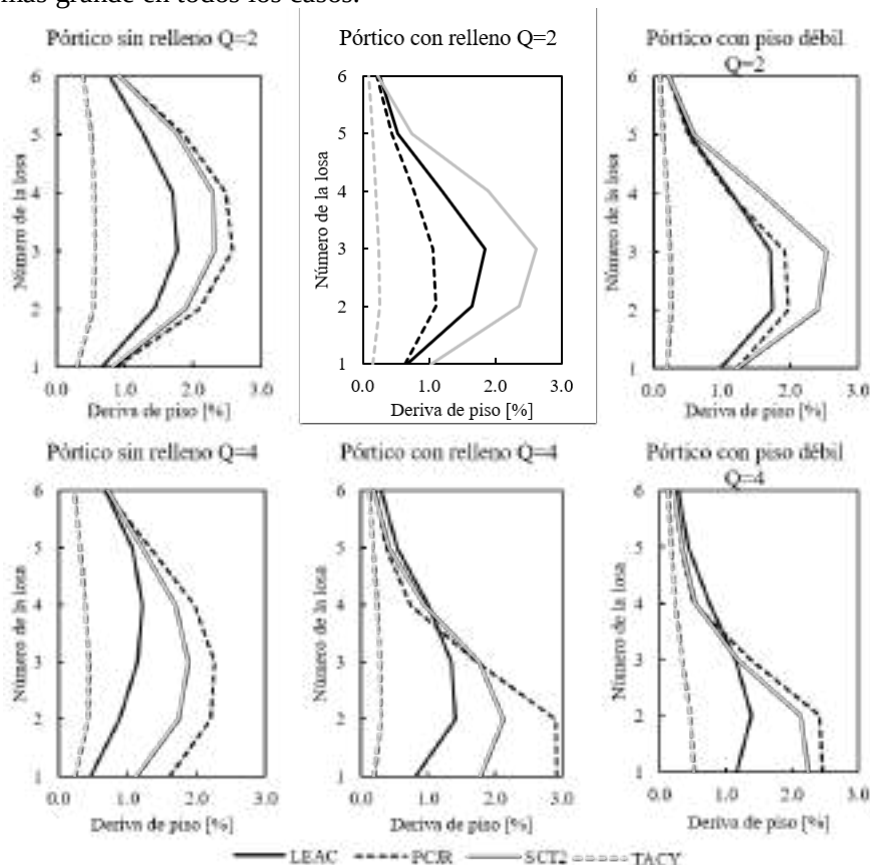


**Figura 7.** Distribución de máxima deriva de piso en altura para edificios diseñados con  $Q = 2$  and  $4$  bajo los acelerogramas grabados en las estaciones LEAC, PCJR, SCT2 y TACY de la Ciudad de México.

Vale la pena señalar que las estructuras con relleno de mampostería exhibieron derivas de piso más grandes que la de pórticos vacíos, especialmente aquellas con  $Q = 4$ , donde la demanda de deriva se concentra en el primer piso. Esto se explica, en parte, porque son estructuras que tienen un período más



corto, lo que exagera su demanda de ductilidad. Para el edificio de mayor resistencia ( $Q = 2$ ), la deriva máxima se estimó cerca del 2.5% en el tercer piso, mientras que para los edificios con  $Q = 4$ , este valor es de aproximadamente el 3% en el primer piso para estructuras con rellenos de mampostería, y es mayor al 2% en el tercer piso para el marco vacío. Los análisis dinámicos confirmaron el alto potencial de localización de daños en los primeros pisos para el edificio más débil con rellenos. Para el edificio con  $Q = 4$ , los registros en SCT2 y el PCJR produjeron daños localizados inducidos en los primeros dos pisos, incluso cuando los rellenos se distribuyeron uniformemente en toda la altura del edificio. Una pregunta que surge es si estas estructuras son capaces de acomodar índices de deriva tan grandes como 2.5% en el tercio medio de la altura o tan grandes como 3% en el primer piso.

### 5. Reflexiones finales: la analogía con el caso Colombiano

La visita posterremoto hecha a la ciudad de México luego del terremoto de Puebla de 2017 hizo advertir al equipo del CEER que la situación de daño observada en edificios de pórticos de concreto reforzado, rellenos con mampostería no reforzada, se repetirá en Colombia cuando ocurra el próximo gran terremoto cerca de alguna ciudad capital. Es importante reconocer que, de repetirse en el país los mismos niveles de intensidad sísmica intermedia, el daño estructural y no estructural en edificaciones aporticadas de mediana altura será masivo. Esto evidentemente generará pérdida del patrimonio por los costos asociados a la reparación y el reemplazo de las edificaciones, pero además por los tiempos muertos en los que los inmuebles no se puedan utilizar. Es menester hacer estudios de riesgo a nivel ciudad que tengan en cuenta los niveles de daño no estructural asociado a la tipología de la construcción colombiana, donde las particiones arquitectónicas se construyen con elementos pesados pero frágiles, que generan gran cantidad de escombros, y largos tiempos de reparación.

### 6. Agradecimientos

El financiamiento para el equipo CEER fue proporcionado por la Universidad del Norte, la Universidad Militar Nueva Granada, la Escuela de Ingeniería de Antioquia, la Universidad de Medellín y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. Los socios de PEER fueron financiados por el Pacific Earthquake Engineering Research Center en UC Berkeley. Un agradecimiento especial a los profesores Sergio Alcocer y Mario Rodríguez de la UNAM y por brindar un importante apoyo logístico al equipo de reconocimiento.

### 7. Referencias Bibliográficas

- Arteta, C. A. (2015). *Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls*. (10188056 Ph.D.), University of California, Berkeley, Ann Arbor. Retrieved from <https://search.proquest.com/docview/2031098506?accountid=41515> ProQuest Dissertations & Theses A&I database.
- ASCE. (2016). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16) (pp. 800). Reston, VA: American Society of Civil Engineering/ Structural Engineering Institute.
- Carrillo, J., Hernández-Barrios, H., & Rubiano-Fonseca, A. (2014). Analysis of the Earthquake-Resistant Design Approach for Buildings in Mexico. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 15(1), 151-162.
- Chávez-García, F. J., & Bard, P.-Y. (1994). Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacan earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(4), 229-247.
- Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A Six-Strut Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Infilled Frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 02(03), 335-353. doi:10.1142/s0219455402000567

- CICM. (2017). *Resumen preliminar de daños de los inmuebles inspeccionados por las brigadas del CICM del Sismo del 19/09/2017*. Retrieved from Mexico City: [https://docs.wixstatic.com/ugd/3e775b\\_6e4fff6862c749069396975e7c7f9a01.pdf](https://docs.wixstatic.com/ugd/3e775b_6e4fff6862c749069396975e7c7f9a01.pdf)
- Coleman, J., & Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257-1265. doi:Doi 10.1061/(Asce)0733-9445(2001)127:11(1257)
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills (doctoral dissertation)*. (Doctoral), University of Canterbury, Christchurch.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2005). Experimental response of framed masonry structures designed with new reinforcing details. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 38(1), 19-32.
- FEMA-P1050-1. (2015). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, prepared for FEMA by the BSSC (Vol. I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary)*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- GEM. (2014). *Report on the SARA Exposure and Vulnerability Workshop in Medellin Colombia*, GEM Foundation. Retrieved from [https://sara.openquake.org/media/risk:03\\_2014\\_-\\_workshop\\_medellin\\_-\\_exposure.pdf](https://sara.openquake.org/media/risk:03_2014_-_workshop_medellin_-_exposure.pdf)
- GEM. (2016). How exposed is South America to earthquakes?, GEM Foundation. Retrieved from <https://gemrisk.wordpress.com/2016/02/03/how-exposed-is-south-america-to-earthquakes/>
- Han-Seon, L., & Sung-Woo, W. (2002). Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(2), 353-378. doi:doi:10.1002/eqe.112
- Hashemi, A., & Mosalam, K. M. (2006). Shake-table Experiment on Reinforced Concrete Structure Containing Masonry Infill Wall. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(14), 1827-1852. doi:doi:10.1002/eqe.612
- Jansen, D. C., & Shah, S. P. (1997). Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(1), 25-35.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) (Version 2.4.3.). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 122(3), 228-237.
- Meli, R. (1994). Structural Design of Masonry Buildings: The Mexican Practice. *ACI Special Publication: Masonry in the Americas*, 147, 239-262. doi:v
- Mosalam, K. M., & Günay, S. (2015). Progressive Collapse Analysis of Reinforced Concrete Frames with Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane/Out-of-Plane Interaction. *Earthquake Spectra*, 31(2), 921-943. doi:10.1193/062113eqs165m
- Muriá, D., & González, R. (1995). Dynamic properties of building in Mexico City. *Ingeniería Sísmica*, 351(1), 24-45.
- NTC-C. (1976). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Gaceta Oficial del Distrito Federal. Mexico City.
- NTC-S. (1976). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial del Distrito Federal. Mexico City.
- NTC-S. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial del Distrito Federal. Mexico City.
- Ordaz, M., Miranda, E., & Avilés, J. (2003). Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 8(2), 189-207.
- Reinoso, E., Jaimes, M. A., & Torres, M. A. (2016). Evaluation of building code compliance in Mexico City: mid-rise dwellings AU - Reinoso, Eduardo. *Building Research & Information*, 44(2), 202-213. doi:10.1080/09613218.2014.991622
- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frame: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 711-725.



UNAM. (2017). *Parámetros del Movimiento del Suelo Sismo de Puebla-Morelos (Mw 7.1) 19 de septiembre de 2017*. Retrieved from Mexico City:

Wittmann, F., Rokugo, K., Brühwiler, E., Mihashi, H., & Simonin, P. (1988). Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens. *Materials and Structures*, 21(1), 21-32.