Estudio del Reforzamiento de Mampostería de Bloque de Hormigón mediante Ensayos Destructivos Aplicados a Pórticos de Acero con Juntas Apernadas

Játiva, Jefferson [1]; Torres, Ivett [2]; Hernández, Luis [3]; Arévalo, Diego [4]

[1,2]Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador
[3,4]Escuela Politécnica Nacional, Centro de Investigación de la Vivienda, Quito, Ecuador

Resumen: Este estudio parte de observar que la literatura es escasa, con respecto a la intervención en estructuras con pórticos de acero donde se trate de otorgar a sus rellenos de mampostería una función estructural desde un enfoque sismo-resistente. Sin embargo, es prioritaria una estrategia de intervención de estructuras de mampostería, de tal forma que se pueda prevenir y mitigar el riesgo sísmico y se reduzcan las pérdidas humanas. Por esta razón, se presenta un sistema de intervención estructural que se ha denominado enchape. Este sistema fue aplicado en dos prototipos de pórticos de acero que se diseñaron y construyeron con una conexión viga-columna precalificada con placa apernada al ala (*BFP)* y mampostería de relleno para ensayarlos en tres escenarios de estudio mediante la aplicación de carga lateral cíclica en el laboratorio y aplicando el protocolo tipo 1 establecido en el FEMA 461. Para ello, se procedió seleccionando materiales y geometrías que se utilizan en la construcción y que permitan desarrollar una metodología tanto de construcción como de ensayo en condiciones de laboratorio. Mediante este trabajo, se conoce el comportamiento de dichos prototipos al ser sometidos a una carga lateral cíclica, y de esta forma se propone una metodología de reforzamiento aplicable para estructuras de acero con rellenos de mampostería sin afectaciones sísmicas, y de rehabilitación para aquellas que han sufrido algún daño en su mampostería post sismo.

Palabras clave: reforzamiento, pórtico de acero, panel de relleno, ensayos destructivos, carga lateral cíclica

Study of the Reinforcement of Concrete Block Masonry through Destructive Tests Applied to Steel Frames with Bolted Joints

Abstract: This study is based on the fact that there is little literature on the intervention of steel frame structures in which masonry infills are given a structural function from a seismic-resistant approach. However, an intervention strategy for masonry structures is a priority to prevent and mitigate seismic risk and reduce human losses. For this reason, a structural intervention system called *enchape* is presented. This system was applied in two prototypes of steel frames designed and built with a prequalified beam-column connection Bolted Flange Plate (BFP) and infill masonry to test them in three study scenarios through the application of cyclic lateral load in the laboratory and applying the type 1 protocol established in FEMA 461. For this purpose, materials and geometries used in construction were selected to develop a methodology for both construction and testing under laboratory conditions. By means of this work, the behavior of these prototypes when subjected to a cyclic lateral load is known, in this way a reinforcement methodology applicable to steel structures with masonry infills without seismic affectations and rehabilitation for those that have suffered some damage in their post-earthquake masonry is proposed.

Keywords: reinforcement, steel frame, infill panel, destructive tests, cyclical lateral loading

1. INTRODUCCIÓN

En muchos países latinoamericanos, las técnicas de construcción para edificaciones se basan principalmente en el uso del hormigón como principal material estructural y mamposterías de relleno. Recientemente y con el advenimiento de la perfilería acero, se está optando por cambiar esta tendencia en el Ecuador. Cada día son más las estructuras que se construyen tratando de armonizar el uso de estos dos materiales (hormigón - perfilería de acero), pero sin cambiar la utilización de mampuestos tipo bloque o ladrillo (Mosquera & Rosero, 2022).

*luis.hernandezr@epn.edu.ec
Recibido: 25/04/2022
Aceptado: 28/02/2023
Publicado en línea: 01/05/2022
10.33333/rp.vol51n2.08
CC 4.0

Los eventos sísmicos son capaces de afectar tanto a estructuras de hormigón armado como a las de acero estructural, por lo cual es conveniente buscar alternativas que permitan rehabilitar las estructuras afectadas y que brinden seguridad a aquellas que aún no han sufrido daños considerables en su mampostería. Lamentablemente, el riesgo sísmico es inminente, atentando contra todo tipo de estructuras, pero con mayor grado de afectación en aquellas que ya han tenido daños previos o que fueron construidas de manera informal.

Las alternativas de intervención para reforzamiento y rehabilitación constituyen un sistema de prevención y mitigación de los efectos telúricos. La intervención parte de un diagnóstico que establece las deficiencias estructurales sobre las cuales se debe trabajar y mejorar. La intervención se divide en dos fases: 1) Reparación y reforzamiento de edificios dañados por un sismo y 2) Reparación y reforzamiento de edificios con vulnerabilidad sísmica que aún no han experimentado sismos severos (Borja & Torres, 2015). La intervención permite: aumentar la rigidez, aumentar la resistencia o capacidad, proporcionar ductilidad y amortiguamiento.

2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

Los marcos estructurales con rellenos de mampostería son usados con frecuencia en zonas de alta sismicidad y especialmente donde la mampostería continúa siendo una alternativa de construcción económica (Crisafulli, 1997). Estos muros de mampostería son utilizados para rellenar pórticos de concreto y de acero, ya sea para distribuir el espacio interior o para separar el espacio interior del exterior del edificio (Kahrizi & TahamouliRoudsari, 2020).

Cuando la estructura está sometida a una fuerza lateral, el muro de relleno tiende a conectarse con el pórtico que lo rodea, lo que puede dar lugar a diferentes formas de fallo dentro y fuera del plano del pórtico e inclusive se puede observar un aumento en la rigidez lateral de la estructura que puede provocar un cambio significativo en su respuesta sísmica (Kahrizi & TahamouliRoudsari, 2020). Por lo tanto, la mampostería no debe ser ignorada en el análisis y diseño de estructuras sometidas a cargas laterales (Moghadam et al., 2006).

2.1. Mampostería de relleno

Gran parte de las estructuras latinoamericanas se constituyen de mampostería, debido a su bajo costo y al fácil proceso constructivo que no requiere de mano de obra calificada para su ejecución. Además, se puede hacer uso de materiales convencionales como bloques huecos de hormigón, ladrillos, adobe, etc. Sin embargo, todos los aspectos mencionados con anterioridad la convierten en una estructura muy frágil (Ghobadi et al., 2019). A pesar de que existen factores inherentes a este sistema estructural, como la mano de obra, calidad de los materiales y la configuración arquitectónica, existen otros factores que intervienen en el comportamiento de los marcos con rellenos de mampostería. Los más importantes son:

- **Presencia de aberturas**: debido a la presencia de ventanas y puertas, se presentan concentraciones de esfuerzos y reducción de resistencia, de igual forma no contar con la sección completa reduce la rigidez del panel. Dawe & Seah (1989) se basaron en 28 pruebas a gran escala de marcos de acero rellenos de bloques de hormigón, observaron que las aberturas en un panel (17,5% del área del panel) reducían la carga inicial de la grieta principal, pero no tenían un efecto significativo en la carga final. Liu & Manesh (2013) ensayaron 10 pórticos de acero con rellenos de bloque de hormigón y observaron que el modo de fallo predominante fue el aplastamiento de las esquinas cuando el relleno no tiene aberturas, mientras que los especímenes con aberturas mostraron el agrietamiento diagonal como el modo de falla predominante.

- **Conectores de corte**: La evaluación experimental del comportamiento de marcos de acero con rellenos de mampostería, haciendo énfasis en diferentes conexiones entre marco y mampostería, determinó que la forma en que estos se conectan no sólo puede afectar significativamente al patrón de formación de grietas y a los modos de fallo del muro de relleno, sino que también altera la rigidez, resistencia, ductilidad, deformación fuera del plano y cantidad de disipación de energía del marco (Kahrizi & TahamouliRoudsari, 2020).

- **Presencia de carga vertical:** la mayoría de las investigaciones han obviado la presencia de carga vertical considerando que el enfoque es conservador. Sin embargo, Liu & Manesh en su estudio analizan pórticos de acero con rellenos de mampostería de bloque sometidos a carga lateral y vertical, concluyendo que la presencia de esta última aumenta la resistencia lateral y cuando mayor sea mayor es el aumento (Liu & Manesh, 2013).

- **Inestabilidad fuera del plano:** la falla fuera del plano en los rellenos de mampostería se asocia a las condiciones de borde, la relación de aspecto o esbeltez del panel, presencia de aberturas y a la combinación de las solicitaciones en ambos sentidos. La inestabilidad en los rellenos genera colapso ya que fuera del plano son muy esbeltos y sumamente deformables.

- **Historial de carga:** El historial de carga en la estructura es un factor importante, inicialmente funciona al cien por ciento de su capacidad, pero para futuros eventos adversos, esta responderá con una rigidez, resistencia y capacidad de disipación degradada.

2.2. Mecanismos de falla en mamposterías de relleno

Según El-Dakhakhni et al. (2003), en base a estudios analíticos y experimentales, engloba 5 modos de falla, los que se representan en la Figura 1.

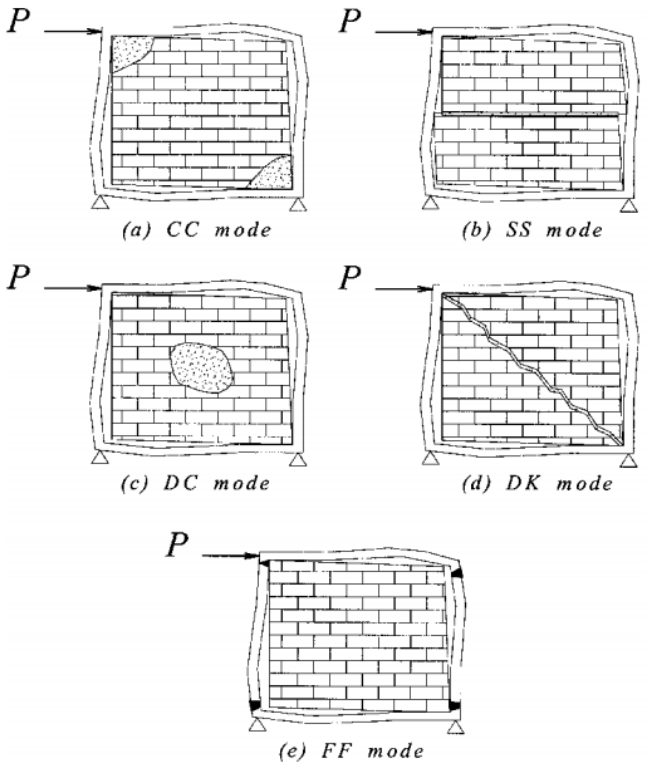


Figura 1: Modos de falla en mamposterías de relleno

- **Aplastamiento en esquinas (*CC-Corner Crushing*):** debido a la concentración de esfuerzos en la diagonal de compresión y se asocia a rellenos con mampuestos débiles rodeados por un marco con conexiones débiles y estructura fuerte (El-Dakhakhni et al., 2003).

- **Corte por deslizamiento (*SS-Sliding Shear*):** está controlada por la adhesión y fricción de las juntas y la relación entre la carga de compresión y el corte actuante en el panel (Pachano, 2018). Este comportamiento está asociado a un relleno con juntas de mortero débiles y un marco circundante fuerte (El-Dakhakhni et al., 2003).

- **Compresión diagonal (*DC-Diagonal Compression*):** se produce el aplastamiento del relleno en su región central, y se asocia a rellenos relativamente delgados en donde la falla resulta de la inestabilidad fuera del plano.

- **Agrietamiento Diagonal (*DC-Diagonal Cracking*):** se origina cuando los esfuerzos de tensión generados por la aplicación de la carga sobrepasan la resistencia a tensión de los mampuestos. Este comportamiento se asocia a un marco débil o un marco con conexiones débiles y miembros fuertes rellenos con mampostería fuerte (El-Dakhakhni et al., 2003).

- **Falla en el Marco (*FF-Frame Frailure*):** se generan rótulas plásticas en columnas o en las conexiones viga-columna, esta falla se asocia a un marco circundante débil con conexiones débiles en comparación al panel de relleno. Generalmente, en los marcos de acero con mampostería de relleno se presentan algunas formas de daño: la fluencia por flexión ante cargas laterales en la base de las columnas, la fluencia por corte producido en secciones no compactas sin embargo los daños no son graves, la falla en la conexión producida por la gran fuerza del puntal diagonal que provoca una tensión axial considerable.

2.3. Intervención estructural mediante enchape

El enchape es un proceso de intervención, que consiste en dar un papel estructural a la mampostería, confinando la mampostería con malla electrosoldada, elementos de sujeción y finalmente un enlucido con mortero de baja resistencia. La finalidad es brindar a las estructuras mayor rigidez y permitir que las paredes inicialmente de relleno se comporten como un muro estructural resistente a cargas laterales (Borja & Torres, 2015).
Angulo & López (2008) estudiaron sobre mampostería de ladrillo artesanal, observando que el enchape de refuerzo empezó a trabajar una vez alcanzada la resistencia del ladrillo. Se evidenció una recuperación de un 90% de la rigidez con un aumento de la resistencia a carga lateral del 157% inicial luego de la rehabilitación a través del enchapado.

Abdel-Hafez et al. (2014) realizaron ensayos experimentales para determinar el comportamiento de diferentes pórticos de hormigón armado de un solo piso rellenos de mampostería de bloque bajo la influencia de cargas laterales en el plano. Analizaron el comportamiento de pórticos rellenos luego de reforzar la mampostería con un sistema de enlucido y mallas de ferrocemento. Este método de refuerzo fue recomendado para mejorar la ductilidad y la resistencia evidenciándose que el comportamiento del pórtico reforzado de esta manera, en comparación de otros realizados en ese mismo estudio, era el mejor. La ductilidad aumentó un 30% en comparación de un marco sin relleno y las cargas laterales a la cual se producían las grietas y rotura aumentaron de igual manera.

Alcocer et al. (1996), construyeron prototipos de pórticos de hormigón armado con mampostería de relleno a escala real, los cuales fueron reforzados con malla electrosoldada y mortero para ensayarse ante cargas laterales cíclicas en dos fases. La primera consistió en dos ensayos en un mismo prototipo tridimensional de dos niveles, antes y después de rehabilitarlo. La segunda consideró cuatro prototipos que se reforzaron sin daño inicial y se ensayaron. Se comparó los patrones de agrietamiento, curvas de histéresis, rigidez, resistencia al corte y capacidad de deformación. En todos los casos, el agrietamiento fue gobernado por deformaciones por corte, los prototipos reforzados presentaron una distribución uniforme de grietas, la rigidez de los especímenes reforzados alcanzó valores cercanos a los iniciales y en cuanto a resistencia se observó que la contribución de la malla electrosoldada dependía de algunos aspectos inmersos en la metodología de construcción adoptada.

En la bibliografía revisada, el único estudio de reforzamiento con un método similar a esta investigación fue el realizado por Ghobadi et al. (2019). El método de reparación propuesto consistió en parchar las grietas generadas en los rellenos con

mallas metálicas engarzadas en forma de tiritas y posteriormente estas se cubrían con yeso cementoso.

3. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

3.1. Alcance

Se construyeron dos prototipos de acero con conexión con placa apernada al ala (BFP), se analizaron tres escenarios (pórtico reforzado, pórtico con relleno y pórtico rehabilitado), se ensayó a carga lateral cíclica. Así se conoce el comportamiento del sistema estructural, progreso de daños, y las propiedades mecánicas: resistencia o capacidad, rigidez, ductilidad, energía disipada. Para ello se requirió aplicar patrones de cargas reversibles que superen el rango elástico del pórtico de acero causando deformaciones permanentes por daño en los componentes.

Con el objetivo de simular una carga vertical que comúnmente existen en las edificaciones debido a la carga muerta y viva, a ambos prototipos se les colocó una losa de hormigón a lo largo de toda la viga y sobre una lámina deck que sirvió de encofrado permanente. El ancho de la losa fue 500 mm y la altura total de 200 mm y 150 mm sobre la cresta de la lámina.

3.2. *Geometría y materiales*

El **pórtico circundante** y conexión mostrado en Figura 2a está conformado por acero estructural laminado en caliente ASTM A36. La geometría de las secciones es consistente con las limitaciones del laboratorio y acorde con ANSI/AISC 341-16, (2016). La configuración adoptada del prototipo satisface todos los requerimientos de un sistema de Pórticos Especiales a Momento (*SMF*).

La conexión de los pórticos de acero mostrada en Figura 2b fue *BFP* (AISC 358-16, 2016), se trata de una conexión a momento. Los pernos utilizados son de alta resistencia (ASTM F3125/F3125M-19, 2019). Con esta conexión se espera la formación de rótulas plásticas o fluencia del acero en la viga en regiones aledañas a la placa conectada a las alas de vigas.

La **mampostería de relleno** se constituye por bloques huecos de hormigón 400x200x100 mm y por mortero de baja resistencia para las juntas, con una relación cemento:arena 1:4 alcanzando una resistencia a la compresión estándar 4,63 MPa. También se realizaron ensayos a compresión de prismas formados por 2 bloques dando una resistencia promedio de 3,78 MPa y muretes de 3 hiladas con dimensiones 630x630x100 mm con una resistencia promedio de 3,50 MPa

El **mortero de enchape** usado fue diseñado en laboratorio, cuya dosificación tiene una relación cemento:arena 1:3 alcanzando una resistencia a la compresión estándar de 10,59 MPa.

El **acero de refuerzo** utilizado en los elementos de conexión del pórtico circundante con el sistema de enchape empleado en la intervención estructural. Este acero corresponde a varillas micro aleadas soldables con resistencia a la fluencia de 420 MPa y a mallas electrosoldadas (M.E.S) ϕ5 mm @150 mm con resistencia a la fluencia mayor a los 500 MPa.

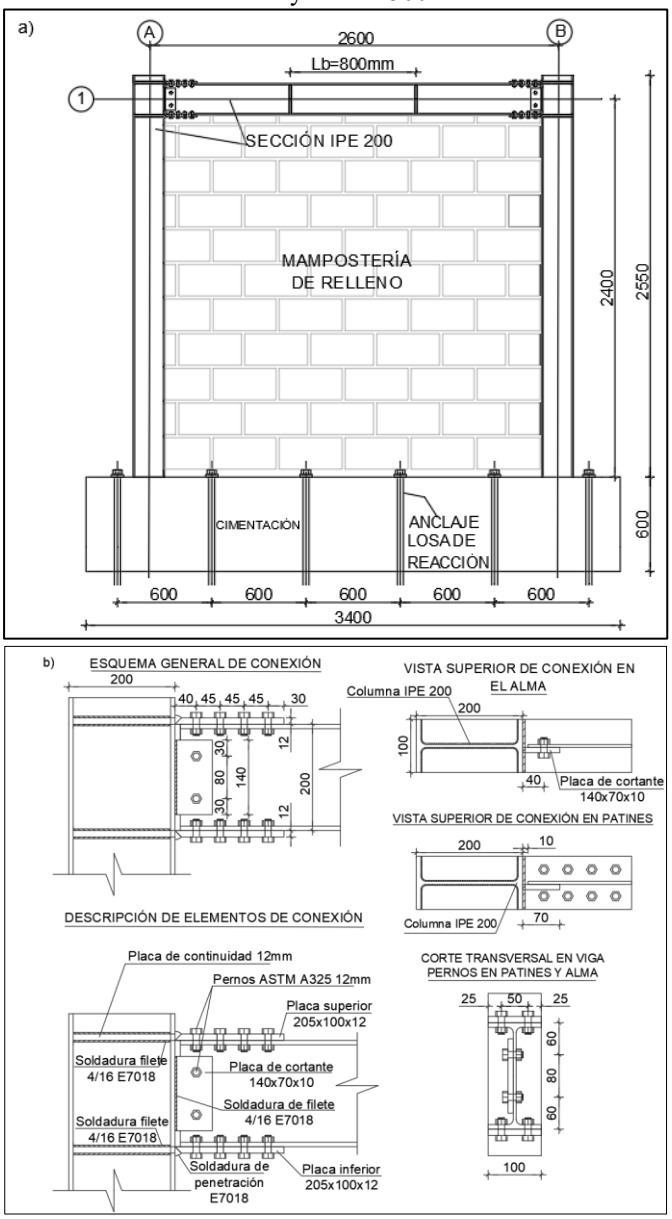


Figura 2. a) Marco de acero circundante, b) Conexión viga-columna. Dimensiones en mm

3.3. Definición de prototipos

El **prototipo 1**, consistió en la colocación del relleno de mampostería y seguidamente la colocación del enchape. Todo este procedimiento es realizado sin un daño previo en la mampostería, y hasta alcanzar un nivel de daño extenso del sistema marco de acero, mampostería y enchape. De esta forma, se conoce la efectividad del enchape, y es posible determinar las propiedades estructurales.

En el **prototipo 2** se estudió el pórtico con relleno de mampostería y luego rehabilitado. Consiste en la colocación del relleno de mampostería y someterlo a un ensayo cíclico hasta que en la mampostería se produzca un daño moderado limitando las derivas hasta 0,50%. Una vez obtenido el daño moderado en la mampostería, se procedió a estudiar el pórtico rehabilitado, rehabilitando el relleno de mampostería mediante

el enchape, y ensayarlo hasta producir el colapso total del sistema.

3.4. Condiciones del laboratorio

Se tiene una losa y muro de reacción sobre los cuales se apoyó los prototipos de estudio para la aplicación de carga lateral (ver Figura 3). El equipo de transmisión de carga consta de un cilindro hidráulico y una celda de carga, con capacidad de 1000 kN de avance y aproximadamente - 400 kN de reversa.

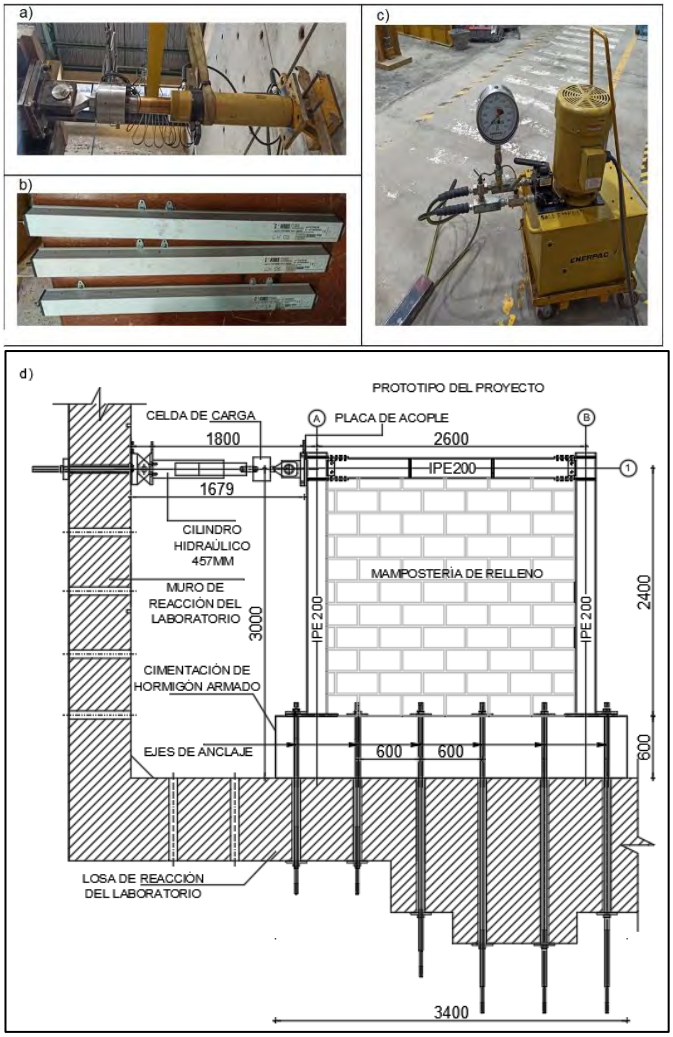


Figura 3. Equipos de laboratorio: a) Cilindro hidráulico y celda, b) LVDT para medición de desplazamientos, c) Bomba y mangueras para aplicación de carga, d) Disposición de los prototipos sobre losa y muro de reacción. Dimensiones en mm

La carga lateral se aplicó siguiendo las recomendaciones del FEMA 461, (2007) en el capítulo 2, que consisten en la aplicación cíclica lenta de carga o deformación con un patrón predeterminado, ver Figura 4.

4. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

Para cumplir el objetivo del enchape es importante la ejecución de un buen anclaje entre la malla electrosoldada (M.E.S.) utilizada para el enchape y la estructura existente que conforma el panel de relleno.

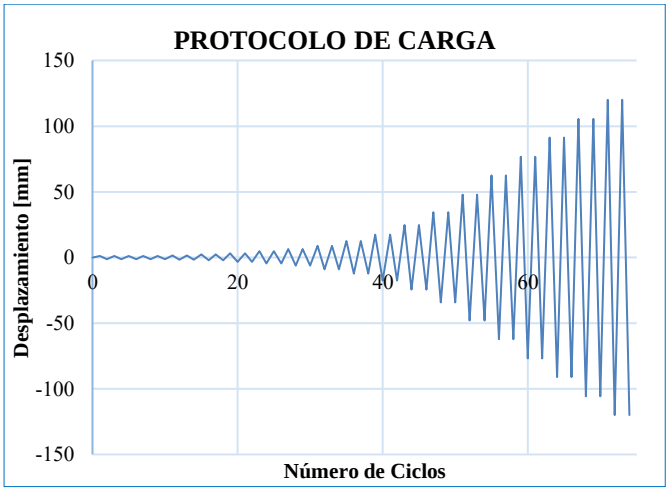


Figura 4. Protocolo de carga para ensayo.

4.1. Anclaje de M.E.S. a columnas

El anclaje del enchape con las columnas se realizó mediante el amarre de la M.E.S. confinante, con varillas de 8 mm de diámetro distribuidos cada 300 mm en toda la altura de la columna y una longitud de desarrollo de 500 mm en la mampostería, y se soldó a los perfiles de acero con una longitud de 40 mm mediante el proceso Gas Metal Arc Welding (GMAW) y con gas protector activo (CO_2) con la finalidad de transmitir los esfuerzos entre los perfiles y la M.E.S. Finalmente, se conectan con la M.E.S., mediante alambre de acero trefilado de bajo contenido de carbono.

4.2. Anclaje de M.E.S. a losa de entrepiso

Este anclaje, mostrado en Figura 5a, tiene como fin absorber las fuerzas cortantes generadas entre la mampostería y el conjunto viga-losa, para ello se introducen varillas verticales de 8 mm de diámetro y 500 mm de traslape que se extiende sobre la mampostería, y se ancla mediante una resina epóxica en el hormigón existente.

4.3. *Anclaje de M.E.S. a cimentación*

En el anclaje de la M.E.S. a la cimentación al igual que en la losa se debe garantizar la absorción del cortante generado en la base debido a la carga lateral. Las varillas son similares a las usadas para unir con la losa de entrepiso. En la Figura 5b, se observa un esquema de la conexión.

4.4. *Anclaje de M.E.S. con mampostería*

El anclaje de la M.E.S. a la mampostería se realizó mediante ganchos, estos corresponden a segmentos de barras corrugadas de acero de 4 mm de diámetro separados 300 mm entre sí en el sentido horizontal y vertical del panel. La longitud es 300 mm, permitiendo realizar dobleces de 70 mm a ambas caras del relleno. Finalmente, se amarra a la M.E.S. mediante alambre trefilado procurando situarla en el centro del enlucido de mortero; de esta forma se garantiza una zona confinada y otra de recubrimiento, ver Figura 5c.

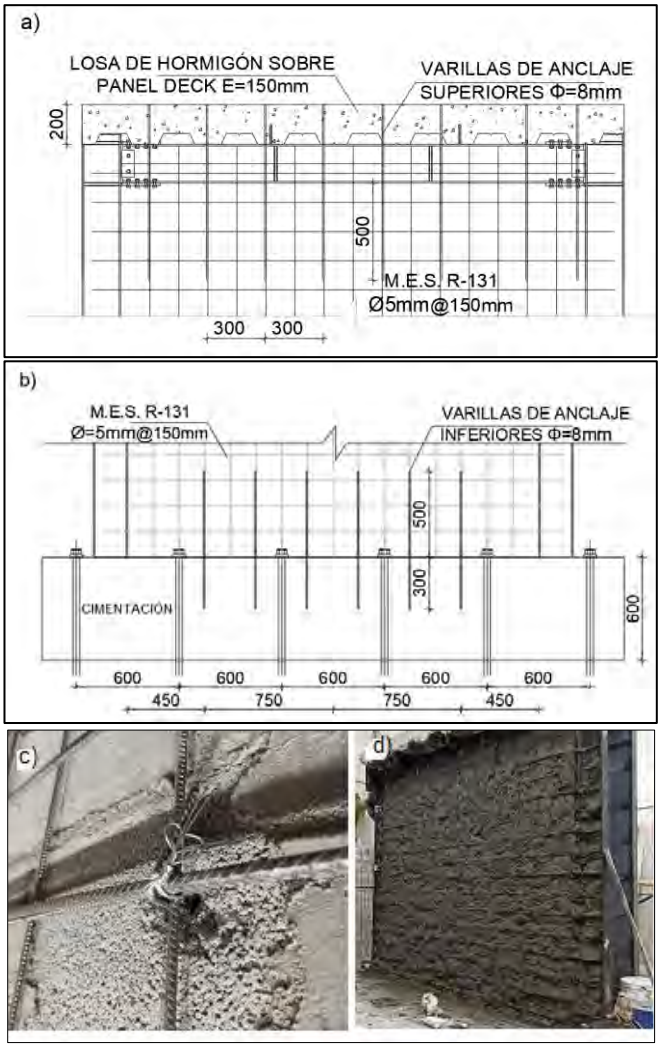


Figura 5. Esquemas de anclaje, a) Anclaje con losa de entrepiso, b) Anclaje de losa de cimentación, c) Anclaje de M.E.S. con mampostería, d) Enlucido con mortero. Dimensiones en mm

4.5. *Enlucido con mortero de baja resistencia*

Finalmente, se procede a colocar el enlucido con mortero de 40 mm de espesor a cada lado. Es importante garantizar una buena adherencia entre el mortero de enchape, el acero del reforzamiento (M.E.S, varillas y ganchos) y el pórtico de acero, ver Figura 5d.

4.6. *Capacidad a corte*

La capacidad a corte de los prototipos se obtiene como si se tratase de un muro estructural. Según ACI 318S-19 en la sección 11.5.4.3. establece que la resistencia a cortante del muro $\emptyset \boldsymbol{Vn}$ es la suma de las aportaciones del hormigón y del acero de refuerzo (ACI 318S-19, 2019). Para un muro de 80 mm de espesor, con el mortero de enlucido y la M.E.S definidos, se tiene una resistencia a corte cercana a las 510 kN.

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. *Observaciones*

En el **pórtico reforzado:** No se alcanzó el nivel de daño extenso y de colapso debido a la falla temprana del pórtico. Los miembros (viga y columnas) se desplazaron fuera del plano debido a torsión en planta, provocando un rápido decaimiento de la resistencia, lo cual imposibilita la obtención de la carga última real.

En el **pórtico con panel de relleno:** Se ensayó hasta un nivel de daño moderado. El agrietamiento, en su mayoría, se desarrolló a lo largo de las juntas de mortero y el aplastamiento de algunos bloques situados en la zona central y en regiones cercanas a la columna donde se aplicó la carga.

En el **pórtico rehabilitado:** Se logró llevar el ensayo hasta el agotamiento completo, sin embargo, fue necesario establecer un punto límite de comportamiento, donde se evidencie el aporte de todo el sistema pórtico-panel. Se toma como punto límite el vigésimo cuarto ciclo del ensayo, punto donde se evidenció un desprendimiento de la mampostería con el pórtico de acero.

La metodología empleada para establecer los niveles de daño es la descrita en el FEMA 306, (1998), específicamente en la sección 8.4 presenta una guía para clasificar los daños de los componentes de marcos rellenos de mampostería, incluyendo pórticos de acero y de hormigón armado.

5.2. *Descripción del comportamiento*

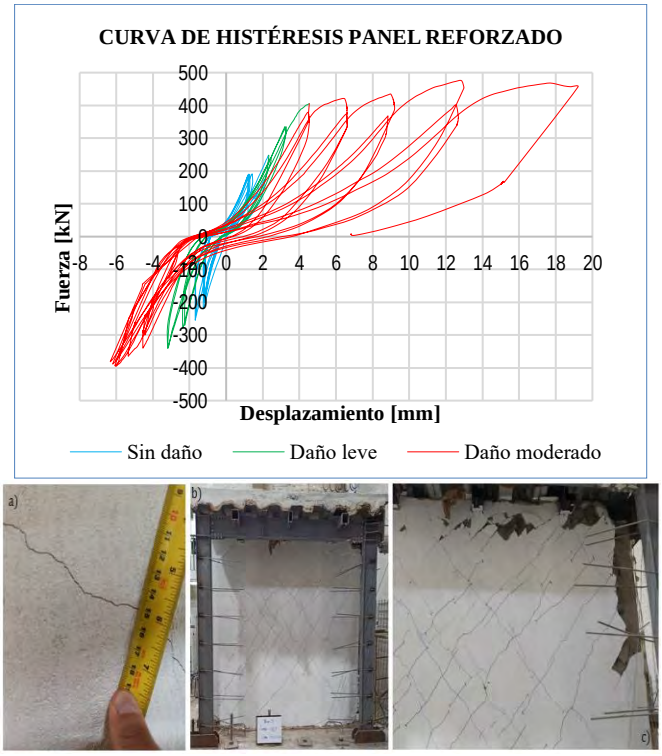


Figura 6. Curva de histéresis y niveles de daño (leve y moderado) del pórtico reforzado

La Figura 6 muestra la curva de histéresis del **pórtico reforzado**, en esta se han marcado tres etapas de daño:

1. Primeras fisuras muy poco notorias, no hay daños.
2. Hasta un nivel de daño leve, sin degradación significativa de rigidez y resistencia, con poca

disipación de energía, es decir, el prototipo presentó una respuesta muy rígida.

3. Hasta alcanzar un nivel de daño moderado, existe degradación de rigidez y mayor disipación de energía.

El daño leve se presentó como pequeñas fisuras en las diagonales principales de ambas caras del prototipo. Después se produjo el daño moderado, aquí se formaron grietas de mayor grosor sobre la mayor parte de la superficie del enlucido y existió desprendimiento de fragmentos en zonas cercanas a la viga.

La Figura 7 muestra la curva de histéresis del **pórtico con panel de relleno**, en esta se han marcado tres etapas:

1. Empiezan a notarse las primeras fisuras en las unidades de mampuesto y juntas, sin daños.

2. Hasta un nivel de daño leve, existe degradación significativa de rigidez y con poca disipación de energía.

3. Hasta un nivel de daño moderado, comportamiento con degradación de rigidez y mayor disipación de energía.

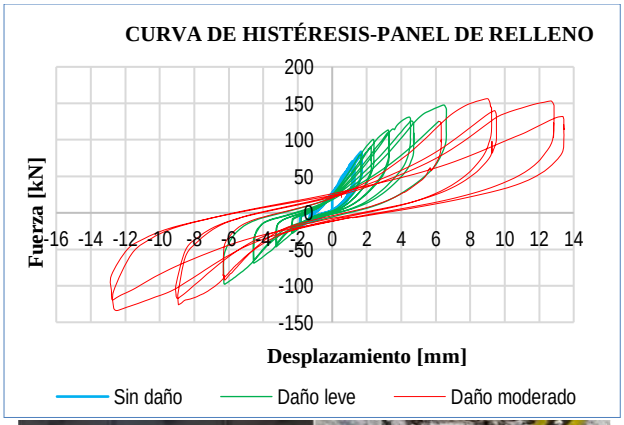


Figura 7. Curva de histéresis y niveles de daño para el pórtico con panel de relleno

El nivel de daño leve se alcanzó con fisuras en puntos específicos concentrados de ambas caras del prototipo. En el daño moderado se formaron grietas de mayor grosor en las unidades de mampuesto a lo largo de las diagonales y en las juntas de mortero. Además, se presentaron daños por desprendimiento de fragmentos en mampuestos y aplastamiento en el centro del panel.

La Figura 8 muestra la curva de histéresis del **pórtico rehabilitado**, marcándose cuatro etapas:

1. Sin daños y hasta alcanzar un nivel de daño leve.

2. Hasta el nivel de daño moderado, existe degradación de rigidez y mayor disipación de energía, y se alcanza un valor cercano a la máxima resistencia.

3. Hasta llegar a un nivel de daño extenso, en los primeros ciclos se alcanzó la resistencia máxima del prototipo, en los posteriores se tuvo una gran caída de la resistencia la cual se mantuvo hasta finalizar esta etapa.

4. Desde el punto de daño extenso hasta el colapso, se tuvo grandes valores de desplazamiento con valores de fuerza similares en cada ciclo, evidenciando que ya no se tuvo un comportamiento monolítico en el prototipo.

El daño leve se alcanzó con pequeñas fisuras en las dos direcciones. El daño moderado se alcanzó con grietas de mayor grosor en zonas concentradas cercanas al marco. Además, se presentaron daños por desprendimiento de fragmentos. En el nivel de daño extenso ya no se presentó un aumento de agrietamiento del panel reforzado, el daño fue evidenciado por el progresivo desprendimiento del enlucido en la viga y columnas.

El ensayo cíclico se llevó hasta el ciclo número 32 con un desplazamiento de 76,80 mm (deriva del 3,20 %) y con una fuerza que ha decaído a 211 kN, en adelante se procedió con un empuje monotónico hasta un desplazamiento de 139 mm donde se evidenció la falla definitiva de columnas, desgarre de soldadura en la conexión viga columna y la rotura de pernos en el alma de la viga; además, la rotura de algunas varillas de anclaje y de la malla electrosoldada.

5.3. Curvas de capacidad

Las curvas de histéresis y de capacidad de los prototipos, obtenidas con la metodología de ASTM E2126-19 se presentan en Figura 9, donde la curva de capacidad se obtiene como la curva promedio entre los valores absolutos de las envolventes positiva y negativa del ensayo cíclico.

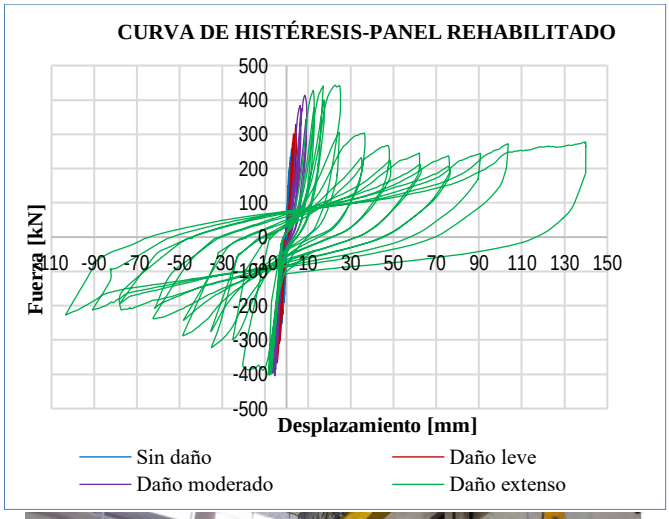
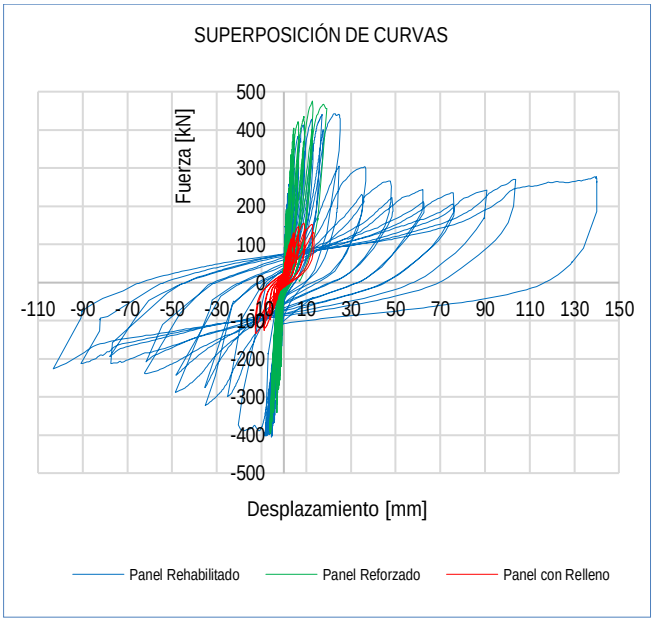


Figura 8. Curva de histéresis y niveles de daño para el pórtico con panel rehabilitado



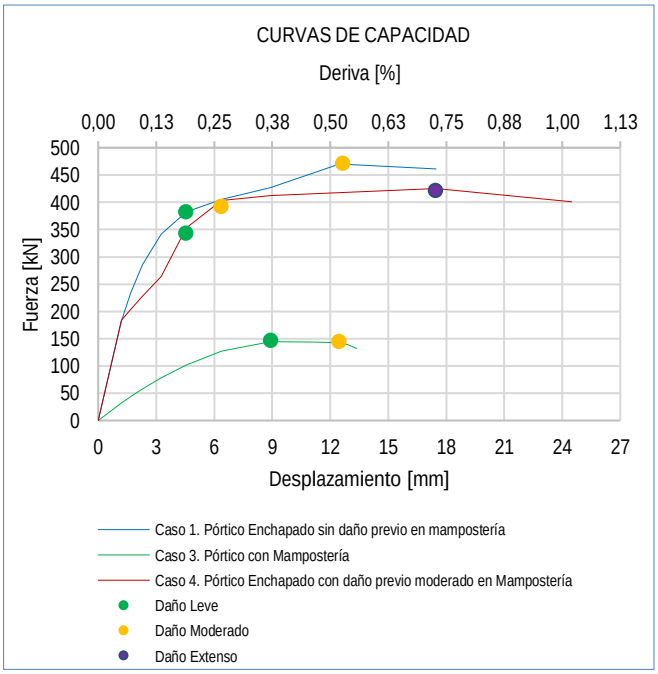


Figura 9. Curvas de histéresis y de capacidad para los prototipos ensayados

5.4. *Rigidez, Ductilidad y energía disipada*

En la Figura 10a, se observa la variación de rigidez.

Para determinar los parámetros de ductilidad y disipación de energía la norma ASTM E2126-19 (ASTM E2126-19, 2019) establece una metodología. En la Figura 10b, se presenta la tendencia de crecimiento exponencial de la energía disipada.

Tomando en consideración el parámetro de ductilidad (D) de los prototipos se tuvo que; el pórtico reforzado presentó una mayor ductilidad de desplazamiento (D=6,21) que el pórtico con panel de relleno (D=2,55), pero menor que el rehabilitado (D=9,55), lo cual es razonable para el panel de relleno ya que su comportamiento fue frágil, sin embargo, se esperaría que el panel reforzado presente un factor más alto que el rehabilitado, pero se explica por el hecho de que la ductilidad del primero fue limitada por la falla temprana por torsión del pórtico.

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

- Se observa en la Figura 9 que la curva de capacidad del pórtico reforzado presenta una resistencia mayor que los otros casos, lo cual era de esperarse ya que este prototipo tuvo un reforzamiento en el panel de relleno sin daño. El pórtico rehabilitado también presenta un valor de resistencia máxima cercana al anterior, lo que muestra que el reforzamiento sobre el panel de relleno con daño moderado resulta muy adecuado. Comparando la resistencia alcanzada en los ensayos entre el pórtico con panel de relleno y el pórtico reforzado, se evidencia un gran aumento de la misma hasta el nivel de daño moderado, este valor aumenta de 145 kN a 425 kN que representa un

aumento del 194,05% y disminuyendo la deriva en este nivel de daño de 0,52% a 0,27%.

- La Figura 10a muestra la variación de rigidez de los prototipos en los ensayos experimentales, teniéndose que la degradación de rigidez de los pórticos rehabilitado y reforzado fue muy similar en cuanto a valores y tendencia, aunque el reforzado, en los primeros ciclos, alcanza un valor de rigidez un tanto mayor. Con base en la comparación del pórtico con panel de relleno con el rehabilitado se observa una tendencia de degradación diferente. El primero disminuyó la rigidez a 9292 kN/m hasta el nivel de daño moderado y luego de reforzarlo alcanzó una rigidez de 159554 kN/m lo cual representa un aumento en 17,17 veces. Se evidencia el gran aporte de rigidez que proporciona el reforzamiento al panel de relleno con daño previo. Finalmente, al comparar el panel reforzado con el rehabilitado se puede observar que la relación de rigideces máximas muestra que la rigidez del primero es 2,93 veces la del segundo.

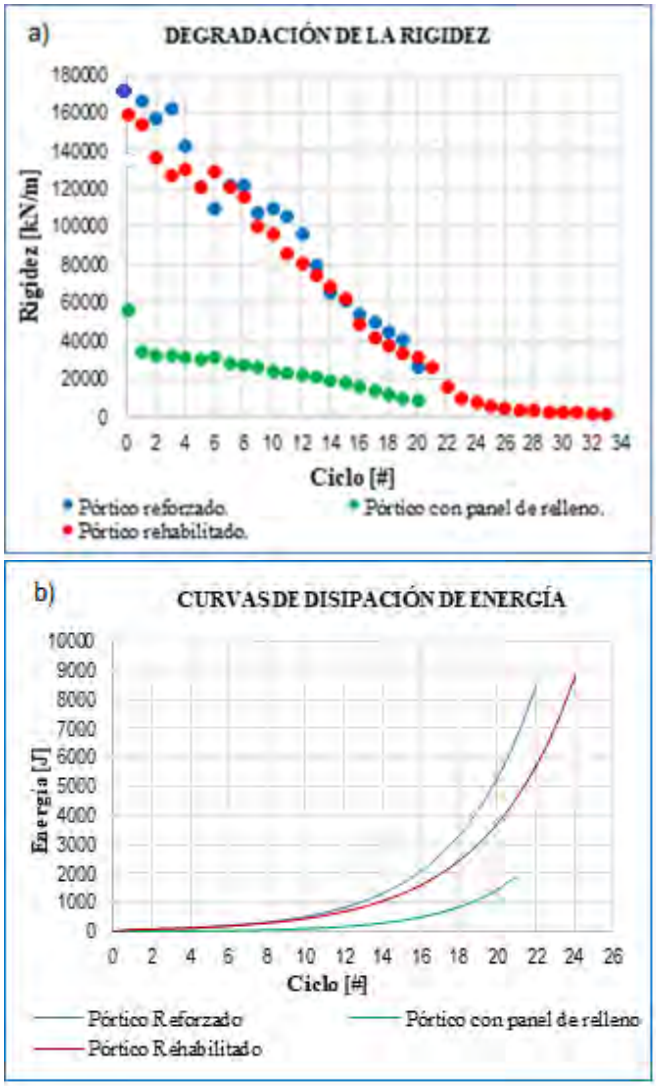


Figura 10. a) Curvas de degradación de rigidez, b) Curvas de disipación de energía

- La tendencia a crecimiento exponencial de la energía disipada de los pórticos se muestra en la Figura 10b, el panel reforzado tiende a disipar mayor energía en los últimos ciclos que en los otros. Similar a la resistencia, la disipación de energía del pórtico rehabilitado presenta una tendencia cercana a la del reforzado. Comparando la disipación de energía de ambos pórticos se puede evidenciar una gran diferencia en la tendencia de la curva, con lo cual, la ductilidad de los dos casos tiene una gran variación.

- El porcentaje de deriva al que la mampostería alcanzó el daño moderado es de aproximadamente 0,50%, este valor es alarmante debido a que normas latinoamericanas establecen valores de deriva permisibles mucho mayores; tal es el caso de Ecuador (NEC-SE-DS, 2015) en donde el porcentaje de deriva permisible para pórticos de hormigón armado y de acero estructural es del 2%. Se concluye que el valor del 2% está lejos de cumplir el objetivo de controlar los desplazamientos para limitar los daños en elementos no estructurales.

- La resistencia al corte del prototipo obtenida de forma teórica (aproximadamente 510 kN) con las ecuaciones que propone el ACI 318S-19 presenta un valor similar al obtenido de manera experimental en el pórtico reforzado (aproximadamente 471 kN). Esto pone en evidencia que el enchape absorbe el cortante casi en su totalidad y se logra así que la relación de demanda/capacidad de columnas de los pórticos disminuya, y que además, las ecuaciones para el cálculo de capacidad de muros estructurales citadas en la norma internacional son útiles para obtener un valor referente de resistencia del enchape.

AGRADECIMIENTOS

A la Escuela Politécnica Nacional, y de manera especial al Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), al Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas (LEMSUR) y al Laboratorio de Soldadura.

REFERENCIAS

Abdel-Hafez, L. M., Abouelezz, A. E. Y., & Elzefeary, F. F. (2014). Behavior of masonry strengthened infilled reinforced concrete frames under in-plane load. *HBRC Journal*, *11*(2), 213–223. https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.06.005

ACI 318S-19. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.

AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

Alcocer, S. M., Ruiz, J., Pineda, J. A., & Zepeda, J. A. (1996). Retrofitting of Confined Masonry Walls with Welded Wire Mesh. In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1–8). Elsevier Science.

Angulo, L. G., & López, C. E. (2008). *Reforzamiento de*

mampostería de ladrillo artesanal. [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional] BIBDIGITAL. http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1069

ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.*

ASTM E2126-19. (2019). *Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.*

ASTM F3125/F3125M-19. (2019). *Standard Specification for High Strength Structural Bolts and Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, Inch Dimensions 120 ksi and 150 ksi Minimum Tensile Strength, and Metric Dimensions 830 MPa and 1040 MPa Minimum Tensile Strength*.

Borja, L., & Torres, M. (2015). *Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 Plantas Ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha*. [Tesis de grado, Escuela Politénica Nacional]. BIBDIGITAL. https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/11859

Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masory infills*. [Tesis de doctorado, University of Canterbury]. BIBDIGITAL. https://www.researchgate.net/publication/29487883_Seismic_behaviour_of_reinforced_concrete_structures_with_masonry_infills/link/00b7d51f79eebb79cd000000/download

Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Behaviour of masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *16*(6), 865–876. https://doi.org/10.1139/l89-129

El-Dakhakhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, *129*(2), 177–185. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:2(177)

FEMA 306. (1998). *Evaluation Of Earthquake Damaged Concrete And Masonry Wall Buildings.*

FEMA 461. (2007). *Interim Testing Protocols for Ddtermining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*.

Ghobadi, M. S., Jazany, R. A., & Farshchi, H. (2019). In situ repair technique of infill masonry walls in steel frames damaged after an earthquake. *Engineering Structures*, *178*, 665–679. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.022

Kahrizi, M., & TahamouliRoudsari, M. (2020). Experimental study on properties of masonry infill walls connected to steel frames with different connection details. *SDHM Structural Durability and Health Monitoring*, *14*(2), 165–185. https://doi.org/10.32604/SDHM.2020.07816

Liu, Y., & Manesh, P. (2013). Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading - An experimental study. *Engineering Structures*, *52*, 331–339. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.038

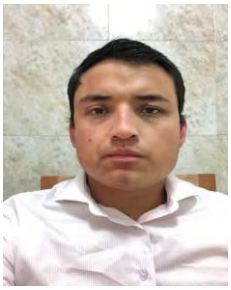
Moghadam, H. A., Mohammadi, M. G., & Ghaemian, M. (2006). Experimental and analytical investigation into crack strength determination of infilled steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, *62*(12), 1341–1352. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.01.002

Mosquera, C. & Rosero, M. (2022)*Estudio del Reforzamiento de Mampostería de Bloque Mediante Técnica de Enchape, en Sistemas Estructurales Mixtos Acero-Hormigón con Uniones Soldadas*. [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional]. BIBDIGITAL. http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/22039

NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico diseño sismo resistente.*

Pachano, F. A. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental*. [Tesis de Maestría, Escuela Politécnica Nacional]. BIBDIGITAL. http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19734

BIOGRAFÍA



Jefferson Játiva, se graduó de ingeniero civil con mención en estructuras en la Escuela Politécnica Nacional, ha colaborado en proyectos de investigación de reforzamiento de viviendas llevados a cabo por el Centro de Investigación de la Vivienda.

Ivett Torres, se graduó de ingeniera civil con mención en estructuras en la Escuela Politécnica Nacional, ha colaborado en proyectos de investigación de reforzamiento de viviendas llevados a cabo por el Centro de Investigación de la Vivienda.

Luis Hernández, es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental desde septiembre 2016. Ingeniero Civil graduado en 1984 en la Universidad de Camagüey, Cuba y Doctor en Ciencias Técnicas graduado en 2004 en la Universidad Tecnológica de la Habana. Profesor Universidad de Camagüey 1984 al 2015 y Universidad Lueji ANKonde, Angola 2010 al 2013. Director de Inversiones y Mantenimiento en Universidad de Camagüey 1995 hasta 2001 y 2004 hasta 2007. Premio Relevante XV Fórum Nacional de Ciencia y Técnica. Cuba. 2007. Profesional de Alto Nivel Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba. 2007. Ingeniero Residente de Obras. CISTEC. Quito. Ecuador 2015 hasta 2016. Director del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional del 2019 a 2022.

Diego Arévalo, es Ingeniero Mecánico graduado de la Escuela Politécnica Nacional, tiene una maestría en Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional. Especialista Técnico del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional desde el año 2015 hasta 2022