

# 2

## *Estudio Experimental De Mampostería Reforzada Mediante Enchapado En Pórticos De Acero*

*Experimental Study Of Reinforced  
Masonry Using Veneer In Steel  
Frames*

### **Autores**

**Juan José Jima Matailo**

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador  
[juan.josejima99@gmail.com](mailto:juan.josejima99@gmail.com)  
<https://orcid.org/0009-0000-6854-1143>

**Henry Paúl Terán Zambrano**

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador  
[paulterancas2015@gmail.com](mailto:paulterancas2015@gmail.com)  
<https://orcid.org/0009-0007-5695-4638>

**Luis Tinerfe Hernández Rodríguez**

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador  
[luis.hernandezr@epn.edu.ec](mailto:luis.hernandezr@epn.edu.ec)  
<https://orcid.org/0000-0002-5805-9318>

**Juan Carlos Velastegui Caraballo**

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador  
[juan.velastegui@epn.edu.ec](mailto:juan.velastegui@epn.edu.ec)  
<https://orcid.org/0000-0001-6494-6936>

**Melisa Natalia Herrera Quishpe**

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador  
[melisa.herrera@epn.edu.ec](mailto:melisa.herrera@epn.edu.ec)  
<https://orcid.org/0000-0003-0300-0383>

# 2

## *Estudio Experimental De Mampostería Reforzada Mediante Enchapado En Pórticos De Acero*

### **Resumen**

Este trabajo tiene como objetivo analizar el comportamiento de pórticos de acero rellenos de mampostería de bloque y reforzados mediante la técnica del enchapado, usando uniones viga-columna soldadas o empernadas y sometidos a carga lateral cíclica y comparándose la capacidad de carga, rigidez y disipación de energía a partir de datos de ensayos realizados previamente en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional. Se emplearon dos prototipos deferentes, estando el prototipo I configurado con dos columnas formadas por tubos rectangulares rellenos de hormigón, una viga de sección I y conexiones soldadas y el prototipo II se configura con columnas y viga de sección I y conexiones apernadas. Para ambos, en un caso la mampostería original se le aplicará una afectación previa moderada, equivalente a la producida por un sismo de mediana intensidad y posteriormente se reforzará y en otro estará ya reforzado inicialmente y sin afectación previa. Este reforzamiento consiste en la colocación de una malla electrosoldada en cada cara de la mampostería y anclada al pórtico circundante, recubriéndose con una capa de mortero. Estos se sometieron a ensayos cuasi estáticos de carga lateral, obteniéndose curvas de capacidad, rigidez y disipación de energía. Finalmente, luego de la comparación se concluye que en la variante sin daño del prototipo I tuvo una capacidad de 1.34 veces mayor que la capacidad del II, mientras que en la variante con daño previo del prototipo I tuvo una capacidad de 1.18 veces mayor que la del II.

**Palabras Clave:** ensayos destructivos, mampostería reforzada, pórtico de acero, reforzamiento con enchape.

### **Abstract**

This work aims to analyze the behavior of steel frames filled with concrete block masonry and reinforced using the jacketing technique, employing welded or bolted beam-column connections and subjected to cyclic lateral loading. The load capacity, stiffness, and energy dissipation are compared based on data from previous tests conducted at the Housing Research Center of the National Polytechnic School. Two different prototypes were used: Prototype I consisted of two columns made of concrete-filled rectangular tubes, an I-section beam, and welded connections, while Prototype II consisted of I-section columns and beam with bolted connections. For both prototypes, one case involved applying moderate pre-damage to the original masonry, equivalent to that produced by a medium-intensity earthquake, followed by reinforcement. In the other case, the masonry was initially reinforced without any prior damage. This reinforcement consisted of placing a welded wire mesh on each face of the masonry and anchoring it to the surrounding frame, then covering it with a layer of mortar. These prototypes were subjected to quasi-static lateral load tests, obtaining capacity curves, stiffness, and energy dissipation data. Finally, the comparison showed that the undamaged variant of Prototype I had a capacity 1.34 times greater than that of Prototype II, while the pre-damaged variant of Prototype I had a capacity 1.18 times greater than that of Prototype II.

**Keywords:** destructive testing, reinforced masonry, steel frame, jacketing reinforcement.

**Nota Editorial: Recibido: 21 de octubre 2026 Aceptado: 29 de enero 2026**

## 1. INTRODUCCIÓN

Ecuador está ubicado en una zona de alto peligro sísmico encontrándose dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, realidad que no se ajusta a la forma en que se llevan a cabo las edificaciones en el territorio nacional, es decir, sin que se considere la disminución de la rigidez de los elementos estructurales y el daño ocasionado a los elementos no estructurales por eventos sísmicos. Quito, siendo la capital de Ecuador, cuenta con un gran porcentaje de su superficie sobre fallas geológicas activas, por lo que resulta sumamente importante tener esta realidad en cuenta para realizar trabajos de diseño y reforzamiento de estructuras [1]. Con énfasis en la construcción informal, la alta amenaza sísmica a la que se encuentra expuesta el país, provoca que muchas construcciones de baja calidad se vean amenazadas y sean causantes de un gran perjuicio económico por los gastos para su rehabilitación, o en su defecto para su reconstrucción, a más de perjudicar el bienestar de los propietarios esto pone en duda la incapacidad y la falta de conocimiento del personal a cargo de esas construcciones [2]. En 2016, Ecuador sufrió uno de los eventos sísmicos más significativos, debido al terremoto ocurrido en Pedernales, provocando muchas pérdidas humanas y colapso de edificaciones, dando a conocer problemas existentes en la mampostería y principalmente en las columnas a causa de la aparición de rótulas plásticas y como consecuencia debilitando en gran medida a los elementos estructurales [3].

Por otro lado, de investigaciones anteriormente efectuadas por Penava et al. [4] se tiene conocimiento de que la presencia de mampostería modifica el comportamiento de las estructuras en parámetros como rigidez, capacidad de carga y modos de falla. Sin embargo, uno de los problemas que se presentaron en los ensayos de Sasani and Sagioglu [5] es que la mampostería está predispuesta a sufrir grandes daños con pequeñas derivas, provocando fisuras que causarán inseguridad a los individuos y además una considerable disminución de servicio, y aunque existen estudios como el efectuado por Asjodi and Dolatshahi [6] para predecir el comportamiento de la mampostería, la realidad es que sigue siendo un elemento que aún se debe considerar muy impredecible. Por ello, se coincide con otros investigadores en que resulta imprescindible el reforzamiento de estos elementos como Facacci et al. [7] quienes estudiaron el reforzamiento de mampostería de ladrillo con polímero reforzado con fibra (FRP), o como Koutas and Bournas [8] que estudiaron el reforzamiento de la mampostería mediante encamisados de mortero y materiales textiles. En el contexto nacional, considerando las limitaciones del medio y buscando proponer una vía de reforzamiento de bajo costo, surge una de las alternativas de reforzamiento de mampostería reforzada con malla electrosoldada y mortero, que comúnmente es conocida como enchapado. Según la experiencia de Ruiz and Alcocer [9], en México, aplicando correctamente este proceso constructivo en obra, se aumentará la resistencia ante carga lateral, además de un incremento en su rigidez, disipación de energía y permisibilidad a la deformación.

El enchapado consiste en la utilización de dos materiales de construcción (hormigón y acero) colocados en ambas caras de los paneles. Para una vivienda informal y mediante ensayos in situ y de laboratorio, Castillo et al. [10] argumentan que la construcción informal resulta ser un gran problema en zonas de alta sismicidad ya que al tener edificaciones que se construyen sin permisos legales, estudios ingenieriles, o un control de calidad tienen una alta probabilidad de presentar patologías estructurales lo que las convierte en vulnerables ante amenazas sísmicas. En su proyecto evaluaron el comportamiento estructural de dos viviendas adosadas construidas de manera informal, que presentaban varios problemas estructurales como: golpeteo, columnas cortas y discontinuidad de columnas; para ello, se determinaron las propiedades mecánicas de los materiales y de suelo por medio de ensayos in situ y de laboratorio. Posteriormente, se realizó el análisis mediante modelos matemáticos, mismos que se calibraron con periodos tomados de vibraciones ambientales y concluyeron que el reforzamiento por enchape permite una mayor resistencia ante acciones laterales y un aumento de inercia incrementando la capacidad a flexo compresión y corte de los paneles de mampostería. Por otra parte, Herrera et al. [11], presentan una serie de recomendaciones para el modelamiento de estructuras a ser reforzadas mediante enchape. Además, varios países de América del Sur han realizado ensayos y estudios acerca de este tipo de reforzamiento, también denominado "encamisado", tales como Perú y Colombia.

Teguh [12] realizó investigaciones experimentales de muros de relleno de mampostería en edificios con estructura de hormigón armado bajo cargas cíclicas en el plano, realizándose experimentos con tres estructuras típicas de hormigón armado, con y sin muros de relleno de mampostería, para evaluar su comportamiento estructural en términos de rigidez, resistencia y ductilidad. En esa investigación, se adoptaron componentes de vigas y columnas aplicados a edificios no diseñados para la construcción de estructuras típicas de hormigón armado, analizándose brevemente el comportamiento de histéresis de las estructuras de hormigón armado, así como el efecto de las separaciones entre la estructura y el relleno en el comportamiento estructural. Además, Herrera et al. [13] realizaron la evaluación de una vivienda de hormigón armado existente en Quito y construida informalmente con varios problemas estructurales identificándose los problemas, se analizaron las causas y se formuló un diagnóstico de su estado, posteriormente se realizó un estudio analítico del reforzamiento de la vivienda con el uso del sistema de enchapes, así como el presupuesto que tendría este reforzamiento y los resultados que se obtuvieron demuestran la efectividad del sistema ya que brinda rigidez y resistencia a la estructura haciendo que esta cumpla con la filosofía sismo resistente a un bajo costo.

Dicho lo anterior, partiendo de datos de ensayos realizados previamente en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, este trabajo de investigación está enfocado en el análisis comparativo del comportamiento de pórticos de acero rellenos de mampostería de bloque, que, en un caso será conformado por columnas de tubos rectangulares rellenos de hormigón, conocidas por sus siglas en inglés como RCTF (Rectangular Concrete Filled Tube) y viga de sección I, mientras que en otro estará constituido de columnas y viga de sección I. Además, ambos estarán reforzados mediante la técnica del enchapado, realizándose una comparación de la capacidad, rigidez y disipación de energía, y se verá cual es el aporte que brinda el utilizar la técnica del enchapado, al exponerse a una acción sísmica.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

El presente trabajo parte del proyecto de investigación "Estudio teórico experimental del comportamiento ante carga lateral de pórticos de acero rellenos con panel de mampostería y reforzados mediante la técnica del enchapado" el cual fue desarrollado en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional y participaron, entre otros, los autores de este trabajo. Inicialmente, en ese proyecto fueron desarrollados los estudios por Mosquera et al. [14] y Játiva et al. [15]. Mosquera et al. [14] probaron cuatro ensayos diferentes en dos especímenes. El primer ensayo fue realizado dentro del rango lineal y consistió en un marco sin relleno. El segundo examinó un marco con un panel de relleno, probándolo hasta alcanzar un estado de daño moderado, equivalente al producido por un sismo de mediana intensidad. El tercero consistió en un marco con un panel de relleno con daño moderado del segundo ensayo y luego reforzado mediante la técnica de enchapado, probándose hasta alcanzar un estado de daño completo. Todos estos tres ensayos se realizaron en el primer espécimen. En el otro espécimen se realizó la cuarta prueba con un panel de relleno reforzado inicialmente sin daño previo, que se sometió a pruebas hasta alcanzar un daño completo. Usaron columnas compuestas rellenas de hormigón y una viga de perfil de acero de sección I, con uniones soldada entre ellas. Por su parte Játiva et al. [15] hicieron un estudio con los mismos cuatro ensayos, pero con otros 2 especímenes diferentes a los anteriores, usando sección I para las columnas y la viga y además la conexión viga columna con placa apernada al ala, con sus siglas en inglés BFP (Bolted Flange Plate), ensayándose a carga lateral cíclica. Así se conoce el comportamiento del sistema estructural, progreso de daños, y las propiedades mecánicas: resistencia o capacidad, rigidez, ductilidad y 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.

Para el presente estudio estos pórticos han sido identificados como prototipo I y prototipo II, respectivamente y los mismos fueron sometidos a tres variantes de ensayo: el pórtico con muro de relleno (PM), el pórtico enchapado sin daño previo (PEV) y pórtico enchapado con daño previo (PED). Los prototipos presentan dimensiones de 2400 mm de altura y 2600 mm de ancho. El pórtico del prototipo I se ha conformado mediante columnas compuestas rellenas de hormigón RCFT (Rectangular Concrete Filled Tube) de 175x150x5 mm con  $f'_c=21$  MPa y una viga de perfil de acero de sección I de 220x5.9 mm de altura y alas de 110x9.2 mm, mientras que el prototipo II se compone enteramente de perfiles de acero de sección I de 200x5.6 mm de altura y alas de 100x8.5 mm. Estos fueron diseñados siguiendo las normas para edificios de acero estructural ANSI/AISC 360-22 [16] y considerando las provisiones sísmicas de ANSI/AISC 341-22 [17]. También se verificó el cumplimiento de las normativas ecuatorianas para diseño de estructuras de acero NEC-SE-AC [18] y de peligro sísmico NEC-SE-DS [19]. Para las uniones se siguió lo estipulado en la normativa ANSI/AISC 358-22 [20]. En las consideraciones sismoresistentes, además de las normativas anteriores, fueron tomados en consideración los planteamientos de Gombosuren et al. [21], Wei et al. [22], Arroyo et al. [23] y Cando [24]. Las geometrías de los prototipos se detallan en la Figura 1.

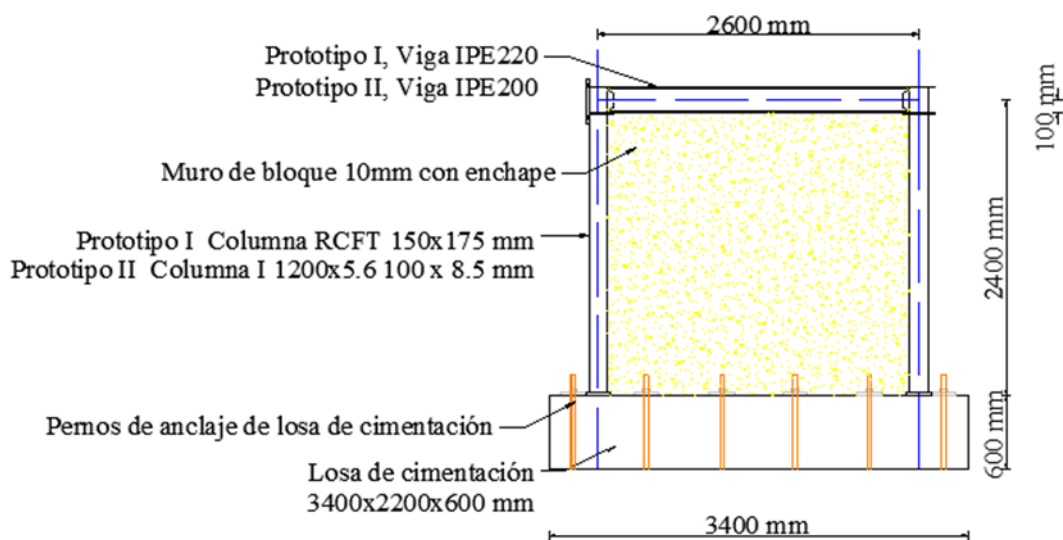
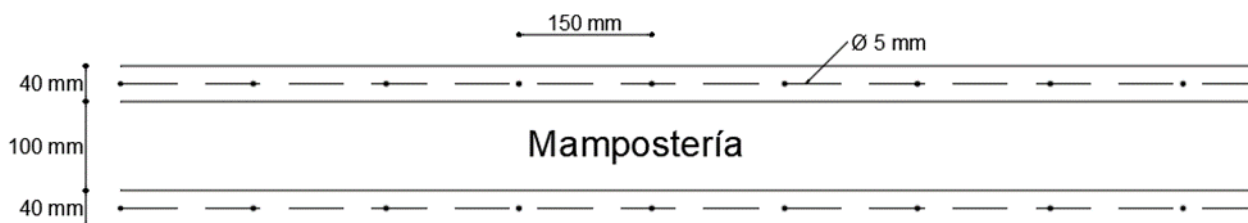


Fig. 1- Representación Gráfica de Prototipo de Ensayo I y II

Se emplearon en los prototipos dos tipos de conexiones viga columna: soldadas en el caso del prototipo I y apernadas en el prototipo II. Las conexiones del prototipo I se realizaron mediante un proceso de soldadura precalificada GMAW (Gas Metal Arc Welding), empleando una soldadura de ranura de penetración parcial con un único bisel a 35°, y manteniendo una distancia de 7 mm entre el patín y el alma. Por su parte, el prototipo II hizo uso de conexiones precalificadas tipo BFP, en conjunto con pernos ASTM A325.

La técnica del enchapado consiste en realizar el reforzamiento de una pared de mampostería de relleno mediante la colocación a cada lado de una malla electrosoldada, usándose en este caso barras de 5 mm espaciadas a 150 mm y luego proceder a recubrirla con una capa de 40 mm de mortero con una relación de cemento y la arena de 1:4, tal como se muestra en la Figura 2. La mampostería elegida fue bloque 400 x 200 x 100 mm y se seleccionó este espesor considerando que el ancho de la columna es de 175 mm y además se realizará un enchape. La selección de todos estos parámetros se basó en investigaciones previas realizadas en el Centro de investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional [10,11], [13-15].



**Fig. 2-** Vista Superior del muro de mampostería de bloque con el Enchape

Los prototipos fueron sometidos a un ensayo cuasi estático que consiste en una prueba cíclica cuasi estática, basado en los lineamientos definidos en el protocolo I del FEMA 461 [25] como se detalla a continuación:

- Identificación de estados de daño relevantes. Para ello, se ha utilizado la clasificación de estados de daño propuesta por Urich y López [26] en función de la deriva normalizada que presenten los prototipos.
- Identificación de un parámetro de demanda, o un conjunto de parámetros de demanda, que se correlacione bien con los estados de daño identificados en a). Los parámetros de demanda definidos son la resistencia ante carga lateral, el desplazamiento y la deriva.
- Prueba del componente de acuerdo con un plan de pruebas bien definido y un protocolo de carga que permita establecer relaciones entre los estados de daño y las demandas asociadas.

Partiendo de lo anterior, los protocolos fueron diferenciados para los casos de pórtico PM con 50 ciclos de carga y descarga y los pórticos PEV y PED con 120. Para el caso de los pórticos con mampostería de relleno (PM), se optó por ensayarlos hasta alcanzar una deriva objetivo del  $\Delta=0.5\%$  y así lograr que el daño sea moderado y reparable, mientras que para los otros prototipos enchapados, PEV y PED, se determinó una deriva objetivo en base a criterios definidos por NEC-SE-DS [19], pero luego de que se ensayó el primer pórtico se observó que los prototipos PEV alcanzaron su capacidad última a una deriva del  $\Delta=0.7\%$  y se esperaba que los prototipos PED tengan una menor rigidez, debido a que ya tuvo un daño previo y luego reparado y por ende una mayor capacidad de desplazamiento, se determinó una deriva objetivo del  $\Delta=0.8\%$ . Los prototipos utilizados en el estudio presentaron dos variantes de conexiones entre las columnas y la malla electrosoldada. El prototipo I utilizó dos ángulos L 50x4 mm unidos en toda la longitud de la columna mediante una soldadura de filete GMAW 70S-6, a los cuales se les soldó un refuerzo de una varilla (chicotes) de 500 mm de longitud, lo que aparece representado en la Figura 3. El prototipo II utilizó varillas de 8 mm de diámetro con una longitud de desarrollo dentro del enchape de 500 mm y una soldadura GMAW ER70S-6 de 40 mm para unirlos a la columna como se muestra en la Figura 4.

En el caso del prototipo I se analizaron otras posibles uniones entre las columnas y la malla electrosoldada como la representado en la Figura 5, donde la conexión lateral se dará mediante una soldadura de punto directo entre las columnas del pórtico y las cabezas de las barras horizontales de la malla electrosoldada. En todo momento se tiene pleno conocimiento de la dificultad de soldar barras de refuerzo, con resistencia de fluencia mayor a los 500MPa, aunque, esta es la manera habitual de realizarla en Ecuador. Debido a esta dificultad no fue usada.

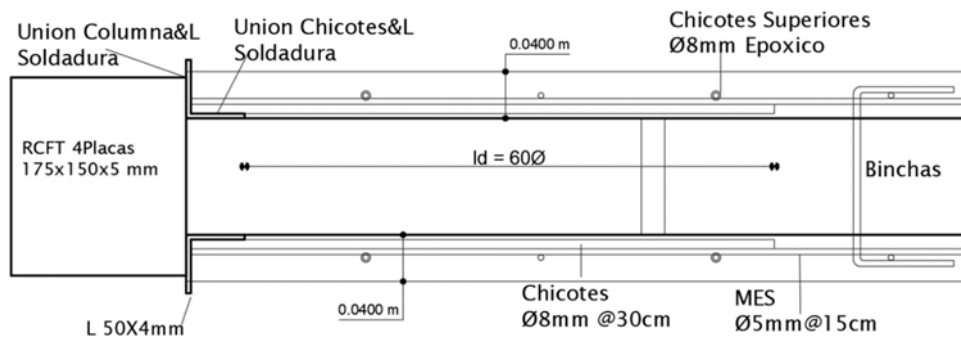


Fig. 3- Esquema en planta de conexión entre columnas y enchape del prototipo I

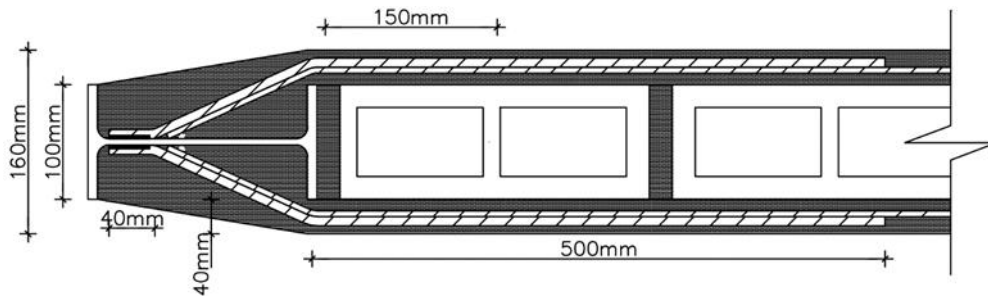


Fig. 4- Esquema en planta de conexión entre columnas y enchape del prototipo II

Otra posible variante de la conexión de malla electrosoldada a las columnas adyacentes aparece representada en la Figura 6 y será a través de un recubrimiento completo de la columna, o sea, rodeándola exteriormente, dando así la continuidad y trabajo monolítico necesario. La adherencia del mortero a la columna de acero es un detalle a analizar bien y se propone realizar mediante un adhesivo especial SikaBond® AT Metal, el cual encarecerá el enchape y debe hacerse con mano de obra especializada. Esta se presenta como la alternativa idónea en cuanto a comportamiento, pero su principal inconveniente es la aplicabilidad en reforzamientos reales y posible desprendimiento del adhesivo y por esta razón no fue utilizada.

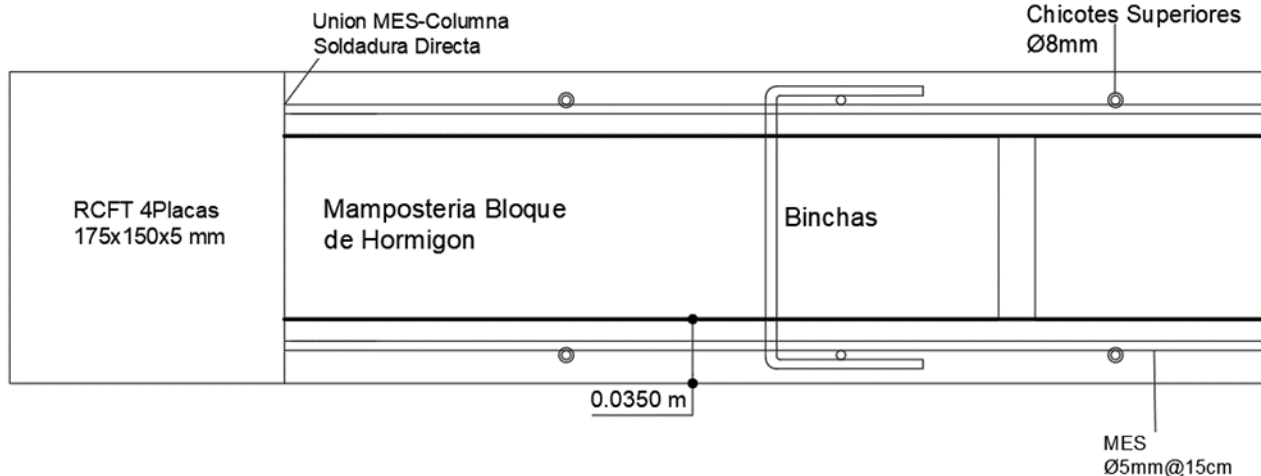


Fig. 5- Esquema en planta de posible conexión entre columnas y enchape del prototipo I

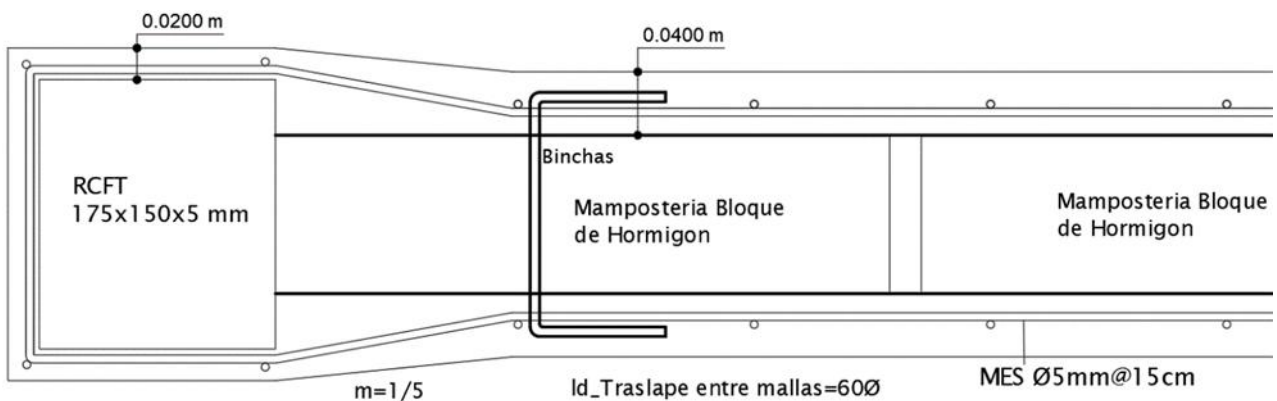


Fig. 6- Esquema en planta de posible conexión entre columnas y enchape del prototipo I

En la figura 7 se muestra una foto con la malla colocada en los muros de bloque y soldadas a las columnas en Prototipo II.



**Fig. 7-** Malla electrosoldada colocada en los muros de bloque en prototipo II

La cimentación de los prototipos que se ensayaron tuvo un anclaje completo al piso resistente del laboratorio, no permitiendo el desarrollo de desplazamientos durante el ensayo de carga lateral, ya que estos producirían variaciones en los resultados de desplazamiento en los especímenes. Además, a pesar de que las solicitaciones de momento y corte no son altas, se debe realizar un diseño a flexión y corte para evitar inconvenientes en la estructura ante estos esfuerzos. Adicionalmente el diseño de la cimentación tiene una limitación de altura producto de la ubicación de los ejes verticales del laboratorio debido a que los ejes verticales donde se coloca el gato hidráulico que aplica la carga lateral al prototipo se encuentran ubicados cada 600 mm. Para que la carga lateral se aplique a la altura de la viga sin variar las dimensiones del pórtico, es necesario tener una cimentación de 600 mm de altura, en este caso se propone inicialmente una viga de cimentación de 600 mm de alto y un ancho de 400 mm para cada pórtico.

Las solicitaciones ante cargas de flexión y corte son obtenidas mediante la modelación del prototipo en el software ETABS. Previamente se obtuvo una carga lateral máxima que soportará el prototipo, valiéndose de experiencias previas y modelación tipo pushover en SeismoStruct.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1. PÓRTICO CON MURO DE RELLENO (PM)

El objetivo de que se ensayaran los Pórtico con Muro de Relleno (PM) era producir un daño moderado en la mampostería, simulando que fue producido por un sismo, para reforzarlo posteriormente. Se comparan las características como capacidad de carga, rigidez y disipación de energía entre los dos prototipos. El prototipo I alcanza una carga máxima de 183.1 kN con un desplazamiento de 13.83 mm, asociado a una deriva del 0.58 %. Por otro lado, el prototipo II, alcanzó una carga máxima de 156.22 kN con un desplazamiento de 13.37 mm, asociado a una deriva del 0.57 %.

La rigidez del prototipo I inicia con un valor de 35 134.69 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo, se puede observar que alcanza una rigidez final de 13 644.86 kN/m; es decir un 38.84 % de su rigidez inicial a un nivel de desplazamiento de 13.83mm. La rigidez del prototipo II comienza con un valor de 56 834.71 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo alcanza una rigidez final de 17 991.14 kN/m; es decir un 31.66 % de su rigidez inicial a un nivel de desplazamiento de 13.37 mm. El prototipo I disipó una energía de 1.78 kJ mientras que, el prototipo II, disipó una energía de 1.64 kJ. Todos estos resultados se pueden ver en la Tabla 1.

**Tabla 1-** Resultados de las distintas variables analizadas en Pórtico con Muro de Relleno

Variable a analizar	Prototipo I	Prototipo II
Carga Máxima (kN)	183,1	156,22
Desplazamiento en Carga Máxima (mm)	13,83	13,37
Deriva en Carga Máxima (%)	0,58	0,57
Rigidez Inicial (kN/m)	35 134,69	56 834,71
Rigidez Final (kN/m)	13 644,86	17 991,14
Rigidez Final / Rigidez Inicial (%)	38,84	31,66
Desplazamiento en Rigidez Final (mm)	13,83	13,37
Energía Disipada (kJ)	1,78	1,64

Analizando la Tabla 1, se observa que el prototipo I tiene una carga máxima un 17.2 % superior al II y los desplazamientos y deriva en la carga máxima son muy similares. El prototipo I tiene menos rigidez que el II, pero una relación Rigidez final / Rigidez inicial 7.2 % superior al II. La energía disipada también es superior un 8.5 %

El objetivo por el que ensayan esta variante es definir las características del pórtico para el caso en que se realiza el reforzamiento de forma inicial, por lo tanto, no esperaban que la mampostería presente afectación alguna como fisuras o agrietamientos.

### 3.2 PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO (PEV)

El prototipo I alcanza una carga de 636.43 kN a un desplazamiento de 17.61 mm asociado a una deriva del 0.73 %. Por otra parte, el prototipo II alcanza una carga de 475.5 kN a un desplazamiento de 12.48 mm asociado a una deriva del 0.54 %.

El prototipo I inicia con un valor de 249 194.44 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo, presenta un valor de rigidez de 25 714.22 kN/m correspondiente a un 10.32 % de la rigidez original, con un desplazamiento de 21.81 mm. Por otra parte, el prototipo II comienza con un valor de 135 714.29 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total y finaliza con un valor de rigidez de 23 737.64 kN/m correspondiente a un 17.49 % de la rigidez original, con un desplazamiento de 17.47 mm. El prototipo I disipó una energía total de 8.87 kJ. Por otra parte, el prototipo II, disipó una energía total de 9.11 kJ. Todos estos resultados se pueden ver en la Tabla 2.

**Tabla 2-** Resultados de las distintas variables analizadas en Pórtico Enchapado sin Daño Previo

Variable a analizar	Prototipo I	Prototipo II
Carga Máxima (kN)	636,43	475,5
Desplazamiento en Carga Máxima (mm)	17,61	12,48
Deriva en Carga Máxima (%)	0,73	0,54
Rigidez Inicial (kN/m)	249 194,44	135 714,29
Rigidez Final (kN/m)	25 714,22	23 737,64
Rigidez Final / Rigidez Inicial (%)	10,32	17,49
Desplazamiento en Rigidez Final (mm)	21,81	17,47
Energía Disipada (kJ)	8,87	9,11

A partir de todo lo anterior, lo cual aparece reflejado en la Tabla 2, se observa que el prototipo I tiene valores superiores al II en cuanto a la carga máxima un 34 %, los desplazamientos un 41.1 % y la deriva en la carga máxima 35.2 %. Sin embargo, la energía disipada es superior en el II con respecto al I un 2.7 % y la relación Rigidez final / Rigidez inicial un 7.2 %. De todo esto se concluye que el pórtico enchapado sin daño previo tiene un mejor comportamiento en el prototipo I, ya que admite más carga y al tener mayores desplazamientos, presenta mayor ductilidad, aspecto muy importante en el diseño de edificaciones en zonas de alta sismicidad.

### 3.3. PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO Y REFORZADO DESPUÉS (PED)

El objetivo de que ensayaran esta variante es definir las características del pórtico considerando la aplicación del reforzamiento luego de un evento sísmico que haya causado un daño moderado a la mampostería del pórtico, pero que no haya afectado a los elementos estructurales. Según la experiencia del sismo del 2016 con epicentro en la provincia de Manabí, Ecuador, un número considerable de edificaciones sufrió daños en la mampostería, no así en los elementos estructurales [3] y de aquí el objetivo de estudiar también el reforzamiento ante un daño moderado. Los parámetros de demanda definidos, según [25], son la resistencia ante carga lateral, el desplazamiento y la deriva. El protocolo de carga se seleccionó de trabajos anteriores realizados en el Centro de investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional [10,11], [13-15] lo que permitió establecer relaciones entre los estados de daño y las demandas asociadas. De estos también se concluyó que hasta una deriva ( $\Delta$ ) del 0.5 % se obtienen daños moderados y reparables.

El prototipo I llegó a una capacidad máxima de 521.87 kN con un desplazamiento de 14.13 mm asociado a una deriva del 0.59 %. Por otra parte, el prototipo II alcanza una capacidad máxima de 442.72 kN con un desplazamiento de 17.47 mm asociado a una deriva del 0.95 %.

El prototipo I inició con un valor de 169 840 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo, presentó un valor de rigidez de 804.94 kN/m correspondiente a un 0.47 % de la rigidez original, con un desplazamiento de 23.38 mm. Por otra parte, el prototipo II inició con un valor de 159 608.33 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total y presentó un valor de rigidez de 2 070.95 kN/m correspondiente a un 1.3 % de la original, con un desplazamiento de 24.48 mm. El prototipo I presenta una energía total disipada de 8.02 kJ. Por otra parte, el prototipo II, presenta una energía total disipada de 8.11 kJ. Todos estos resultados se pueden ver en la Tabla 3. La rigidez inicial se consideró ya con la reparación hecha con malla electrosoldada, considerándose que fueron resueltos los daños.

**Tabla 3-** Resultados de las distintas variables analizadas en Pórtico Enchapado con Daño Previo

Variable a analizar	Prototipo I	Prototipo II
Carga Máxima (kN)	521,87	442,72
Desplazamiento en Carga Máxima (mm)	14,13	17,47
Deriva en Carga Máxima (%)	0,59	0,95
Rigidez Inicial (kN/m)	169 840	159 608,33
Rigidez Final (kN/m)	804,94	2 070,95
Rigidez Final / Rigidez Inicial (%)	0,47	1,3
Desplazamiento en Rigidez Final (mm)	23,38	24,48
Energía Disipada (kJ)	8,02	8,11

Analizando la Tabla 3, se observa que el prototipo I tiene una carga máxima un 18 % superior al II, mientras que los desplazamientos y deriva en la carga máxima son superiores en el II un 23.6 % y 61 % respectivamente con respecto al I. El prototipo I tiene mayor rigidez que el II y la relación Rigidez final / Rigidez inicial y la energía disipada tienen poca diferencia entre ambos.

## 4. CONCLUSIONES

El reforzamiento mediante la técnica del enchapado tiene una gran incidencia en el comportamiento de los paneles de mampostería ante cargas sísmicas o laterales, mejora la capacidad de carga de la estructura, reduce los desplazamientos, aporta mayor rigidez y mejora la disipación de energía. Además, permite que la estructura de acero reforzada trabaje monolíticamente con el enchape, lográndose un trabajo conjunto ante fuerzas externas.

Al considerar la variante sin daño, el prototipo I presentó una capacidad ante carga lateral un 34 %, superior a la del prototipo II, mientras que, si se consideran las variantes con daño, el prototipo I presenta una capacidad un 18 %, superior a la del prototipo II. Por lo tanto, en ambos casos se recomienda utilizar una configuración de prototipo y enchape como la utilizada por el prototipo I, cuando la resistencia sea el factor principal por considerar.

Si bien el reforzamiento mediante enchape mejora la capacidad de los prototipos ante carga lateral, también se limita la capacidad de desplazamiento del pórtico, perdiendo la ductilidad característica de los pórticos de acero. En los pórticos con enchape a la hora del fallo hay una gran disminución de la rigidez, siendo sin daño previo un 10,32 % y 17,49 % de los valores iniciales en los prototipos I y II respectivamente, mientras que en el caso de daño previo y luego reparado es 0,47 % y 1,3 %

Adicionalmente, además de que el reforzamiento por enchape aumenta la resistencia ante cargas laterales, su verdadera ventaja se ve en el aumento de la cantidad de energía que logra disipar, aún después de que la mampostería sufre grandes daños, permitiendo que la estructura presente desplazamientos relativamente grandes.

## 5. AGRADECIMIENTOS

Se resalta el apoyo de los técnicos y especialistas del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, así como a los Ingenieros Christian Andrés Mosquera Gutiérrez, Marcos Esteban Rosero Taramuel, Jefferson Pablo Játiva Alvarado y Ivett Janina Torres Morocho quienes aportaron el financiamiento de los prototipos ensayados y ejecutaron estos como parte del inicio del proyecto de investigación y su tesis de grado sobre esta temática desarrollado en la Escuela Politécnica Nacional. Se ha querido exponer en este trabajo los resultados finales de la investigación.

1. R. Aguiar, Microzonificación Sísmica de Quito, Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito, 2da Edición, 2017. [https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/277305703\\_Microzonificacion\\_Sismica\\_de\\_Quito/links/59a988690f7e9bdd114ac115/Microzonificacion-Sismica-de-Quito.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito/links/59a988690f7e9bdd114ac115/Microzonificacion-Sismica-de-Quito.pdf)
2. Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, Peligro Sísmico, 2023, <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>.
3. N. Yanchapanta, and M. Delgado, "Reporte preliminar de daños de 58 estructuras en Manta producidos por el sismo 16-A," Revista Científica de Arquitectura y Urbanismo, vol 13(18), pp. 109-115, 2021. <https://www.dspace.uce.edu.ec/server/api/core/bitstreams/ce5bcea5-005b-4505-8f9d-742e910d24ee/content>
4. D. Penava, V. Sarhosis, I. Kožar, and I. Guljaš, "Contribution of RC columns and masonry wall to the shear resistance of masonry infilled RC frames containing different in size window and door openings," Engineering Structures, Elsevier, vol. 172, pp. 105-130, October 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.007>
5. M. Sasani, and S. Sagiroglu, "Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego," Journal of Structural Engineering, vol. 134(3), 2008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:3\(478\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:3(478))
6. A. Asjodi, and K. Dolatshahi, "Peak drift ratio estimation for unreinforced masonry walls using visual features of damage," Bulletin of Earthquake Engineering, Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering, vol. 20, pp. 8357–8379, 2022. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01523-8>
7. F. Focacci, C. Carloni, and M. De Stefano, "Approximate Evaluation of Maximum Force Transferable at FRP-Masonry Interface," Journal of Composites for Construction, vol. 23(6), 2019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000977](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000977)
8. L. Koutas, and D. Bournas, "Out-of-Plane Strengthening of Masonry-Infilled RC Frames with Textile-Reinforced Mortar Jackets," Journal of Composites for Construction, vol. 23(1), 2018. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000911](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000911)
9. J. Ruiz, and S. Alcocer, "Desempeño Experimental de Estructuras de Mampostería Confinada Rehabilitadas Mediante el Uso de La Malla de Alambre," Revista de Ingeniería Sísmica, vol. 59, 1998. <https://doi.org/10.18867/ris.59.222>
10. C. Castillo, J. Castillo, P. Placencia, L. Hernández, M. Herrera, and C. Gómez, "Structural reinforcement in townhouses by covering masonry with welded mesh and mortar," Revista Gaceta Técnica, vol. 23(2), pp. 53-69, July-December, 2022. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.5>
11. M. Herrera, D. Sosa, S. Díaz, and J. Thangjitham, "Modeling of RC moment frame retrofit with mortar walls reinforced with steel wire mesh," Applied Sciences, vol. 13(17), pp. 9973, 2023. <https://doi.org/10.3390/app13179973>
12. M. Teguh, "Experimental Evaluation of Masonry Infill Walls of RC Frame Buildings Subjected to Cyclic Loads," Procedia Engineering, vol. 171, pp. 191-200, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.326>
13. M. Herrera<sup>1</sup>, C. Gómez; G. Parra, D. Arévalo; E. Guaminga, and L. Hernández, "Analysis of the reinforcement of an informally constructed structure, using walls jacketing," Revista Gaceta Técnica, Vol. 23(2), pp. 4-22, July - December, 2022. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.2>
14. C. Mosquera, M. Rosero, L. Hernández, J. Velasteguí, and C. Gómez, "Study on Reinforcement of Block Masonry in Steel Buildings with Welded Joints," International Review of Civil Engineering, vol. 15(3), pp. 243-256, 2024. <https://doi.org/10.15866/irece.v15i3.23844>
15. J. Játiva, I. Torres, L. Hernández, and D. Arévalo, "Study of the Reinforcement of Concrete Block Masonry Trough Destructive Tests Applied to Steel Frames with Bolted Joints," Revista Politécnica, vol. 51(2), pp. 87-97, Mayo – Julio 2023. <https://doi.org/10.33333/rp.vol51n2.08>
16. ANSI/AISC 360-22, American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings," ed. United States of America, AISC, 2022. <https://www.aisc.org/>
17. ANSI/AISC 341-22, American Institute of Steel Construction, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," ed. United States of America: AISC, 2022. <https://www.aisc.org/>
18. NEC-SE-EA, "Estructuras de Acero", Norma Ecuatoriana de la Construcción, ed. MIDUVI, Ecuador, 2024. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

19. NEC-SE-DS, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, ed. MIDUVI, Ecuador, 2015. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
20. ANSI/AISC 358-22, American Institute of Steel Construction, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications," ed. United States of America: AISC, 2022. <https://www.aisc.org/>
21. D. Gombosuren, and T. Maki, "Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame," *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 6858283, 2022, <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>
22. F. Wei, H. Chen, and Y. Xie, "Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio. *Journal of Building Engineering*," Article ID 103602, vol. 45, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103602>
23. O. Arroyo, D. Feliciano, J. Carrillo, and M. Hube, "Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh," *Engineering Structures*, vol. 241, Article ID 112455, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>
24. M.A. Cando, "Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado," PhD Thesis, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2020. Available from: <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/57974>
25. FEMA 461, "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Non-structural Components," ed. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. June. 2007). [https://www.fema.gov/emergency-managers/risk-management/building-science/publications?name=&field\\_keywords\\_target\\_id=49441&field\\_document\\_type\\_target\\_id=All&field\\_audience\\_target\\_id=All&page=11](https://www.fema.gov/emergency-managers/risk-management/building-science/publications?name=&field_keywords_target_id=49441&field_document_type_target_id=All&field_audience_target_id=All&page=11)
26. A. Urich and O. López, "Espectro de Respuesta del Terremoto de Caracas de 1967 Estimado a Partir del Daño," *Universidad Central de Venezuela, Edición Digital*, pp 199-225, 2024. <https://www.researchgate.net/publication/378108791>