






Rediseños Normativos de Dos Viviendas Típicas de Mampostería Confinada en Cuenca-Ecuador: Implicaciones Sísmicas

Jiménez-Pacheco, Juan^{1*} ; Ortega-Guamán, Erika² ; Quinde, John¹ ; Molineros, Pablo¹ ; García, Hernán³ 

¹Universidad de Cuenca, Departamento de Ingeniería Civil, Cuenca, Ecuador

²Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Santiago, Chile

³Universidad de Cuenca, Facultad de Arquitectura, Cuenca, Ecuador

Resumen: El presente trabajo se enfocó en dos viviendas representativas de la primera generación de edificaciones de mampostería confinada en Cuenca-Ecuador (1975 – 1990). En primer lugar, tras un proceso de selección y de caracterización de las dos edificaciones, se analizó, mediante análisis *pushover*, la influencia de la calidad de la mampostería de ladrillo y del hormigón del marco confinante sobre sus curvas *pushover*. En segundo lugar, a partir de edificaciones con mampostería de calidad media, y con el interés centrado en su capacidad sísmica, se estudió el efecto de la aplicación de medidas normativas de rediseño. Para la formulación de los casos rediseñados se consideraron la Norma Ecuatoriana, la Norma Mexicana y la Guía para la Construcción de Viviendas Sismo-resistentes en Mampostería Confinada – Versión Adaptada para el Ecuador, estas dos últimas con el propósito de analizar el efecto de la inclusión de bandas de hormigón armado verticales y horizontales en bordes de aberturas. Tras los análisis de cuatro casos, los dos últimos con bandas horizontales de alturas de 10 y 15 cm, se examinó la variación de las curvas *pushover* con respecto a aquellas correspondientes a las dos edificaciones originales. Por último, mediante la bilinealización de las curvas obtenidas, se calcularon y discutieron los coeficientes sísmicos de los casos estudiados. Los resultados mostraron una mejora significativa en la capacidad sísmica de las edificaciones originales con la aplicación de la Norma Ecuatoriana y una moderada mejora con el confinamiento adicional otorgado por la inclusión de bandas.

Palabras clave: mampostería confinada, viviendas típicas, Cuenca-Ecuador, rediseños normativos, análisis *pushover*

Normative Redesigns of Two Typical Confined Masonry Dwellings in Cuenca, Ecuador: Effects on their Seismic Capacity

Abstract: This study focused on two representative dwellings from the first generation of confined masonry buildings in Cuenca, Ecuador (1975–1990). First, after a selection and characterization process of the two buildings, the influence of the quality of the brick masonry and the concrete of the confining elements on their seismic capacity curves was analyzed using pushover analysis. Second, using buildings with medium-quality masonry as a baseline, and maintaining a focus on their seismic capacity, the effect of implementing redesign measures based on building codes was studied. The Ecuadorian Standard, the Mexican Standard, and the Guide for the Construction of Earthquake-Resistant Houses with Confined Masonry – Adapted Version for Ecuador were considered for the formulation of the redesigned cases. The latter two were used to analyze the effect of including vertical and horizontal reinforced concrete bands at the edges of openings. Subsequently, after the analyses of four cases, the last two with horizontal bands of heights of 10 and 15 cm, the variation of the pushover curves was examined with respect to those corresponding to the two original buildings. Finally, by bilinearizing the curves obtained, the seismic coefficients of the studied cases were calculated and discussed. The results showed a significant improvement in the seismic capacity of the original buildings with the application of the Ecuadorian Standard and a moderate improvement with the additional confinement provided by the inclusion of bands.

Keywords: confined masonry, typical dwellings, Cuenca-Ecuador, normative redesigns, pushover analysis

1. INTRODUCCIÓN

Cuenca es una ciudad intermedia, con 365 mil habitantes, según el censo realizado en 2022 (INEC, 2023). Después de

*juan.jimenez@ucuenca.edu.ec
Recibido:03/05/2025
Aceptado: 15/07/2025
Publicado en línea el 31/08/2025
10.33333/tp.vol56n1.01
CC BY 4.0

Guayaquil, constituye el tercer polo de desarrollo del Ecuador. Situada en la sierra-sur del país, es una ciudad de alta amenaza sísmica, con aceleración máxima en roca correspondiente al sismo de diseño de 0.30 g. (NEC-SE-DS, 2015). A nivel tipológico, en el trabajo de Moscoso & Díaz (2024), orientado a establecer un modelo de exposición para la ciudad, la Mampostería Confinada (MC), con un 48 % de participación, constituye la tipología predominante dentro del área urbana. La primera generación de estas edificaciones se presenta en la periferia inmediata del Centro Histórico de Cuenca, en un período que abarca desde mediados de los 70's a inicios de los 90's del siglo pasado (Jiménez-Pacheco, 2002). Típicamente de dos plantas, construidas con ladrillo macizo y sistema de piso de madera, se concentran en parroquias urbanas situadas en la periferia inmediata del centro histórico como Totoracocha ó Bellavista.

La Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015 se encuentra en un proceso de actualización. Frente a esta coyuntura y ante el panorama descrito arriba, hemos considerado de interés analizar dos edificaciones típicas de la primera generación de edificaciones de MC en Cuenca. Concretamente, se analiza la influencia de tres medidas de rediseño sobre su capacidad sísmica: a) la calidad de la mampostería de ladrillo b) la adopción de los requerimientos del capítulo de mampostería estructural de la NEC (2015), y c) el uso de bandas de hormigón armado (HA) como medida de confinamiento adicional. Las dos edificaciones se seleccionaron en la parroquia de Totoracocha, a partir de la identificación de aspectos tipológicos y geométricos típicos (Sección 2.3). La caracterización mecánica de la mampostería de ladrillo y del hormigón armado se basó en investigación bibliográfica de tesis de universidades locales y peruanas (Sección 2.4). La adopción de las medidas de rediseño se llevó a cabo después de un trabajo previo de revisión crítica del capítulo de MC de varias normas y lineamientos de diseño (Sección 2.1). Para la modelización de las edificaciones y sus análisis *pushover*, se utilizó el programa 3DMacro (Calio et al., 2012; Gruppo Sismica s.r.l., 2012).

Las bandas de HA, verticales u horizontales, dispuestas según los bordes de las aberturas, constituye una medida que mejora significativamente la capacidad y el desempeño sísmico de las paredes con confinamiento simple (Adhikari et al., 2023; Chourasia et al., 2019; Lakshmi et al., 2022; Singhal & Rai, 2016). No obstante, su uso no es tan extendido como podría esperarse. En México, el uso de bandas verticales de HA en los bordes de aberturas de puertas y ventanas es práctica común desde los años 80 del siglo pasado (Alcocer et al., 2005). En países como India, Pakistán y Nepal la inclusión de bandas horizontales constituye una práctica cada vez más extendida, recogida tanto en normas como en lineamientos de construcción (Chourasia et al., 2017; IS 4326, 2005; IS 13828, 1993; Iyer et al., 2012; NBC 203, 2015). En los países sísmicos de América del Sur, la inclusión de bandas se entiende, más bien, como refuerzo en los bordes de las aberturas. Se admite que este refuerzo esté embebido en bandas verticales de hormigón o en el relleno de *grout* de unidades huecas de ladrillo. No obstante, la observancia de estos requerimientos en la construcción de viviendas parece ser desigual entre los países. En Ecuador, parte del problema ha consistido en la

insuficiente difusión de guías importantes como la de Meli et al. (2011) y la de Carlevaro et al. (2017). Esta última, motivada por el mal desempeño de las edificaciones de MC en el terremoto del 16 de abril del 2016, se concibió como una adaptación para el Ecuador de la conocida guía de Schacher & Hart (2015).

Con respecto a la primera medida de rediseño, relativa a la calidad de la mampostería, no se la planteó en términos de diferentes tipos de unidad de ladrillo, sino con criterio estadístico, en términos de tres calidades de la mampostería de ladrillo típica de Cuenca. El análisis de su influencia en la capacidad sísmica de las dos edificaciones originales se realizó de manera autónoma (Sección 3.2), y con el objetivo de rescatar, como línea-base para lo subsiguiente, los resultados correspondientes a la calidad media de la mampostería. Así, para estudiar la influencia de las medidas de rediseño b) y c) sobre la capacidad sísmica de las dos edificaciones originales se realizaron análisis *pushover* sobre ellas, según la siguiente sucesión de casos: 1) edificaciones originales con calidad media de mampostería, 2) edificaciones rediseñadas según lineamientos de la Norma Ecuatoriana NEC (2015), 3) edificaciones rediseñadas según lineamientos de la Norma Mexicana NTC-M (2017), 4) y 5) edificaciones rediseñadas según los lineamientos de Carlevaro et al. (2017) y de la Norma NBC 203 (2015), con bandas horizontales de dos alturas, 10 cm y 15 cm, respectivamente.

Para los cinco casos establecidos, se obtuvieron las curvas de capacidad sísmica (o curvas *pushover*) en las dos direcciones ortogonales. El trabajo se centró principalmente en la dirección débil. En este contexto, con *edificaciones originales* nos referimos a aquellas con calidad media de mampostería. Bajo el criterio progresivo de los rediseños, su influencia en la capacidad sísmica de las edificaciones estudiadas consistió, resumidamente, en efectos incrementales sobre la rigidez elástica y la capacidad de cortante basal y de reducción en la capacidad de desplazamiento. Este efecto de reducción era esperable con la rigidización del sistema de piso, aunque no tanto con la aplicación de las estrategias de confinamiento adicional. A este respecto, el uso de bandas de hormigón demanda un estudio más justo y elaborado, ya que en este trabajo no se contempló la modificación del patrón de abertura de las paredes.

Además, a partir de la bilinealización de las curvas *pushover* se obtuvieron y discutieron los coeficientes de diseño sísmico (v.g. R_{μ} , Ω) para los cinco casos de estudio. Se aprovechó la tarea para evaluar la confiabilidad del factor R propuesto por la NEC para el diseño sísmico de las edificaciones de MC. Así, la contrastación del factor R-normativo con el factor R_p obtenido mediante la curva *pushover* evidenció una condición de inseguridad sísmica para las dos edificaciones rediseñadas según la NEC. Finalmente, adoptando como marco referencial las normas mexicana y peruana, se consideró pertinente incluir dentro de las conclusiones una sección para plantear limitaciones y aspectos problemáticos de la NEC actual en su capítulo de mampostería estructural.

2. METODOLOGÍA

2.1 Selección de normas y lineamientos de diseño sísmico

En un trabajo previo al presente, se examinaron las normas de construcción latinoamericanas de mayor relevancia desde el punto de vista sísmico (Quinde et al., 2023). Dicho examen comprendió la revisión y comparación de varios aspectos/requerimientos normativos (v.g. materiales, requerimientos geométricos del muro, requerimientos de detallamiento del refuerzo). El fin de esta tarea fue la de identificar la norma más avanzada, entendida como aquella que aborde con mayor rigor y detalle los aspectos antes señalados. Bajo este criterio, la selección recayó en la Norma Mexicana NTC-M (2017). Por otra parte, y ya en el contexto del presente trabajo, se revisó literatura sobre estrategias alternativas de confinamiento adicional. Así, en los trabajos de Singhal & Rai (2016) y Chourasia et al. (2016), en el primer caso sobre paredes con aberturas y diferentes patrones de confinamiento, y en el segundo caso, sobre un módulo 3D de mampostería no reforzada (MNR) con diferentes estrategias de mejoramiento de capacidad sísmica, se evidenció la mejor respuesta sísmica (curva cíclica fuerza-desplazamiento), en el caso de mampostería confinada con bandas horizontales como confinamiento adicional. Motivados por estos trabajos, se decidió incluir como caso de estudio la variante de rediseño de mampostería confinada con bandas horizontales. Se consideraron, según recomendaciones de las normas NBC 203 (2015) e IS 4326 (2005), dos subcasos: con alturas para la banda horizontal de 10 y 15 cm. Los requerimientos de diseño, ilustrados en la Figura 1, se obtuvieron de los lineamientos de Carlevaro et al. (2017) y de la Norma NBC 203 (2015).

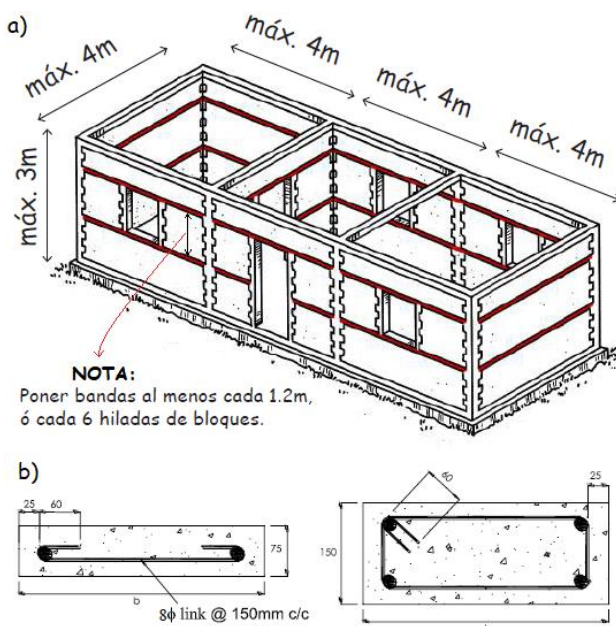


Figura 1. a) Requerimientos generales de disposición de bandas horizontales (Carlevaro et al., 2017); b) detallamiento de secciones típicas de bandas horizontales (NBC 203, 2015)

2.2 Adopción de la estrategia de macromodelización

Los modelos clásicos de macro-elementos presentan limitaciones en la simulación del comportamiento sísmico de las paredes de MC. En Borah et al. (2023), se describen y evalúan tales modelos, y se concluye que, incluso el más robusto (*Vertical-Diagonal Strut Model*) exhibe limitaciones.

Ante este problema, Calió & Pantò (2014) refinaron el Método del Macroelemento Discreto (DMEM), concebido originalmente para edificaciones de MNR (Calio et al., 2012), extendiéndolo a edificios con tipología de marco relleno de mampostería. Tanto la versión original como la extendida del DMEM se implementaron en el programa 3DMacro (Gruppo Sismica s.r.l., 2012). Tras varios trabajos de validación (Calio & Pantò, 2014; Pantò et al., 2017, 2018), el DMEM-extendido se ha llegado a implementar en otros programas. Este esquema de modelización tiene la ventaja de que su macroelemento puede discretizarse a diferentes niveles y supera, en gran medida, las limitaciones de los macromodelos clásicos para capturar adecuadamente la interacción marco-panel y el efecto de las aberturas en la distribución del daño. Finalmente, ha mostrado que es capaz de abordar con robustez y confiabilidad el caso límite de edificaciones de MC (Cristian-Scupin & Vacareanu, 2023; Marques & Lourenço, 2013; Nucera et al., 2012).

2.3 Selección de las dos edificaciones de estudio

Una vez que el Centro Histórico de la Ciudad se consolidó urbanísticamente, la parroquia de Totoracocha empezó a desarrollarse en los 70's del siglo pasado, como una zona destinada para vivienda (Mejía, 2014). Para esa época, el HA se había incorporado a la tecnología de la construcción de viviendas. Más tarde, entre los años 1975 y 2000, Totoracocha experimentó un período sostenido de construcción, con un repunte entre 1980 y 1990. Hoy en día, es una zona consolidada, con el 96 % de los predios con edificaciones (Flores et al., 2016). Aunque los usos de tipo comercial y de servicios han incrementado en años recientes, el 75 % de las edificaciones constituyen viviendas, la gran mayoría de ellas de mampostería de ladrillo confinadas. Esto ha dado lugar a un panorama edificado de baja altura: un entrepiso: 17.5 %; dos entrepisos: 56.5 %; tres entrepisos: 16.5 % (Flores et al., 2016).

Para establecer características geométricas típicas de las viviendas de Totoracocha, se realizaron consultas sobre la Base de Datos Catastral de la ciudad. Se corroboró que la mayoría de tales viviendas es de dos entrepisos. Además, se extrajo la siguiente información relevante: 1) rango predominante de áreas en planta (75 %): 70 – 120 m²; 2) dos concentraciones en el histograma de frecuencias de relaciones de aspecto frente/fondo, en los rangos 0.4 – 0.6: planta rectangular, y 0.9 – 1.1: planta cuadrada; 3) pisos predominantemente de madera para edificaciones construidas antes de 1990. Con esta información preliminar, se decidió seleccionar dos edificaciones típicas que respondan a la distinción planta rectangular versus planta cuadrada, y que reúnan, además, los rasgos predominantes señalados.

Para refinar la captura de tipicidad, la selección de las dos edificaciones se apoyó en una campaña de recolección de información en campo. A partir de la caracterización preliminar, con ayuda de la Base de Datos Catastral y del GIS integrado al Geoportal del Municipio de Cuenca, se mapearon 80 predios con viviendas, 40 por cada tipo de planta.

Tabla 1. Caracterización tipológica y geométrica de las dos edificaciones

Descripción	Planta estructural
<p>Edificación Cuadrada (SB)</p> <p>Geometría y aspectos tipológicos: Área planta baja=103 m² Área primera planta=104 m² Relación de aspecto=0.98 Material de los muros: ladrillo macizo artesanal confinado con cadenas de HA. Sistema de piso: piso de madera Sistema de techo: armadura de madera Densidad de muros X*=2.56 % Densidad de muros Y=4.49 %</p> <p>Elementos y refuerzo: Columna de confinamiento: 15x15cm, reforzada con 4φ10 mm y estribos φ6mm @ 15cm (toda la longitud del elemento) Viga de confinamiento: 15x20 cm, reforzada con 4φ10mm y estribos φ6mm @ 15 cm (toda la longitud del elemento).</p>	
<p>Edificación Rectangular (RB)</p> <p>Geometría y aspectos tipológicos: Área planta baja=76.45 m² Área primera planta=76.45 m² Relación de aspecto = 0.50 Material de los muros: ladrillo macizo artesanal confinado con cadenas de HA. Sistema de piso: piso de madera Sistema de techo: armadura de madera Densidad de muros X=2.05 % Densidad de muros Y=5.99 %</p> <p>Elementos y refuerzo: Columna de confinamiento: 15x15cm, reforzada con 4φ10 mm y estribos φ6mm @ 15cm (toda la longitud del elemento) Viga de confinamiento: 15x20 cm, reforzada con 4φ10 mm y estribos φ6mm @ 15 cm (toda la longitud del elemento).</p>	

* Densidad de muros: relación entre el área transversal de los muros resistentes en una dirección (sin considerar las porciones con aberturas ni los paneles divisorios) y el área del piso del edificio.

Se elaboraron fichas, y con la participación de estudiantes de ingeniería y de arquitectura de la Universidad de Cuenca, se llevaron a cabo levantamientos en 20 de las 80 viviendas identificadas, 10 por cada tipo de planta. De este modo, diferenciadas por tipo de planta cada decena de viviendas, las fichas y croquis se tradujeron en histogramas y esquemas gráficos, y se sintetizaron en características arquitectónicas (v.g. organización espacial, ubicación de gradas, corredores de circulación, aberturas en muros) típicas y dimensiones (v.g. alturas de entresuelo, tamaños de aberturas) medias. Finalmente, de los dos conjuntos de preselección, se escogieron las dos edificaciones con características más representativas del caso típico y dimensiones más próximas al valor medio. Además, a partir de la revisión de algunos de los planos de las viviendas, se adoptó el detalle del refuerzo de los elementos de hormigón. En la Tabla 1, se presentan esquemas de las plantas y un sumario de las características principales de las dos edificaciones de estudio, a las que nos referiremos, en adelante, con los acrónimos SB, la de planta cuadrada, y RB, la de planta rectangular.

2.4 Caracterización mecánica de las dos edificaciones

El abordamiento de la caracterización mecánica de las dos edificaciones seleccionadas mediante ensayos experimentales excedía el alcance de este trabajo. Por ello, se optó por la vía de la investigación bibliográfica. De este modo, se examinaron tesis de pregrado y maestría realizados en las universidades de Cuenca y varias del Perú. La cantidad y el alcance de las tesis revisadas evidenciaron el mayor interés mostrado en este ámbito por las universidades de Perú, en particular, por la Pontificia Universidad Católica del Perú. Sus resultados fueron de gran utilidad para cubrir déficits y aportar confianza en la tarea de caracterización.

En Cuenca, el trabajo experimental de caracterización mecánica de la mampostería utilizada en la práctica constructiva local es aún incipiente. Con todo, con miras a capturar la especificidad de la mampostería en las viviendas de la ciudad, se identificaron tesis locales que abordan las resistencias compresivas de las unidades de ladrillo y de las juntas de mortero (Tabla 2). Por otra parte, se consiguieron unidades de ladrillo de cinco viviendas de Totoracocha. Del grupo de ladrillos perteneciente a cada vivienda se obtuvo experimentalmente su resistencia compresiva (valor medio, a partir del ensayo de 3 especímenes). Tales resistencias se sumaron a las recogidas en la revisión de la literatura local. Con toda esta información, además, se establecieron las siguientes características tipológicas y dimensionales de los componentes de la mampostería: 1) unidades sólidas de arcilla cocida de 27 × 13 × 8 cm (largo, ancho y alto), 2) junta de mortero con dosificación cemento/arena 1:3 y espesor de 10 mm. En cuanto a las resistencias compresivas, la Tabla 2 presenta los parámetros estadísticos básicos de los dos conjuntos de valores recolectados tanto para la unidad de ladrillo como para la junta de mortero. Con el propósito de considerar la calidad de la mampostería en términos de la calidad de sus componentes, se determinaron los valores de resistencia inferior y superior (media ± desviación estándar), a partir de los valores medios de resistencias compresivas y sus desviaciones estándar.

Tabla 2. Resumen estadístico de resistencias a la compresión de los componentes de la mampostería

Componente	Ladrillo	Mortero
	Ensayos de los autores	Neira & Ojeda (1992)
	González de la Cadena (2016)	Pinos (2015)
Fuente	Zalamea (2013)	González de la Cadena (2016)
	Neira & Ojeda (1992)	Gómez (2013)
	Andrade & Fernández (1973)	
Muestras [N°]	37	8
Promedio [MPa]	9.04	7.42
Desv. Estándar [MPa]	2.76	0.66
COV	0.31	0.09
Inferior [MPa]	6.28	6.76
Superior [MPa]	11.8	8.07

De este modo, la resistencia a compresión de la mampostería de ladrillo se evaluó en función de las resistencias compresivas de sus componentes. Se utilizó la Ecuación 1, propuesta por Thaickavil & Thomas (2018). Esta ecuación plantea como refinamiento la consideración de la influencia de la relación altura/espesor del murete y de las fracciones de volumen de sus componentes, en los siguientes términos:

$$f_m = \frac{0.54 \times f_b^{1.06} \times f_j^{0.004} \times VF_b^{3.3} \times VR_{mH}^{0.6}}{\left(\frac{h}{t}\right)^{0.28}} \quad (1)$$

$$VF_b = \frac{V_u}{V_p} ; \quad VR_{mH} = \frac{V_{mH}}{V_{mH} + V_{mV}} \quad (2)$$

en donde: f_m es la resistencia compresiva de la mampostería de ladrillo, f_b es la resistencia compresiva de la unidad de ladrillo, f_j es la resistencia compresiva de la junta de mortero, VF_b es la fracción de volumen de ladrillo, VR_{mH} es la relación de volumen de la junta horizontal de mortero, h/t es la relación altura/espesor del murete de mampostería, V_u es el volumen de unidades de mampostería, V_p es el volumen del murete, V_{mH} es la fracción de volumen de mortero en juntas horizontales y V_{mV} es la fracción de volumen de mortero en juntas verticales.

Thaickavil & Thomas (2018) realizaron un análisis de regresión múltiple sobre un conjunto de 232 datos de resistencias compresivas (64 resultados propios y 168 tomados de la literatura). Estos investigadores consideraron varios tipos de unidades de ladrillo y abarcaron un amplio rango de resistencias compresivas, tanto del ladrillo como del mortero. El valor R^2 correspondiente a la fórmula propuesta resultó de 0.88, evidenciando con ello, frente a 14 modelos seleccionados, el mejor acuerdo con los datos experimentales. Asteris et al. (2019) ratificaron la confiabilidad de la Ecuación 1, a partir de la contrastación con un conjunto más amplio de fórmulas. Por nuestra parte, en un trabajo que está en realización hemos constatado un R^2 de 0.92 sobre un corpus provisional de 12 ensayos realizados en Perú. En cuanto a la

aplicación de la fórmula, las fracciones de volumen se obtuvieron con prismas de relación $h/t = 1.0$ y la caracterización dimensional de los componentes de la mampostería sintetizada arriba, con lo cual: $VF_b = 0.89$; $VR_{mH} = 1.0$.

Una vez establecida la resistencia compresiva de la mampostería de ladrillo (f_m), el módulo elástico se obtuvo a partir de la fórmula $E = 500f_m$, adoptada de la Norma Peruana. La calidad de la mampostería se consideró para todos los parámetros, excepto el peso específico, de modo tripartito: calidades baja, media y alta, según se muestra en la Tabla 3. En concreto, las resistencias compresivas se obtuvieron con la Ecuación 1, a partir de las resistencias compresivas de sus componentes con calidades baja, media y alta (valores inferior, promedio y superior en Tabla 3). Los módulos elásticos obedecieron a la fórmula anotada arriba, en función de f_m . Debido a la escasez de resultados locales, los parámetros de interés para el control de la respuesta de corte y el peso específico de la mampostería de ladrillo se adoptaron a partir de resultados tomados de tesis peruanas. Así, los valores representativos de las tres calidades para el módulo de corte y la resistencia de corte se determinaron a partir del tratamiento estadístico de tales resultados (para los dos parámetros se obtuvieron coeficientes de variación de 0.28 y 0.30, respectivamente), asumiendo los valores de calidades alta y baja como valor medio \pm desviación estándar.

Tabla 3. Propiedades mecánicas de los materiales

Propiedad		Baja	Media	Alta
Mampostería	Módulo de elasticidad [MPa]	1 318	1 943	2 578
	Módulo elástico de corte [MPa]	527	777	1 031
	Resist. a compresión, f_m [MPa]	2.63	3.89	5.16
	Resistencia a corte [MPa]	0.27	0.37	0.47
	Peso específico [kN/m³]	18	18	18
Hormigón	Módulo de elasticidad [MPa]		13294	
	Resist. a compresión, f_c [MPa]		8	
	Resistencia a la tracción [MPa]		0.8	
	Deformación en la resistencia máxima a compresión		0.002	
	Deformación última a compresión		0.0035	
	Coefficiente de Poisson		0.25	
	Peso específico [kN/m³]		24	
Refuerzo	Módulo de elasticidad [MPa]		200 000	
	Esfuerzo de fluencia [MPa]		420	
	Resistencia última [MPa]		630	
	Deformación última		0.01	
	Coefficiente de Poisson		0.3	
Peso específico [kN/m³]		78.5		

En cuanto al marco confinante de HA (para las dos edificaciones seleccionadas), las propiedades físicas y mecánicas del hormigón y del acero se muestran en la Tabla 3. La resistencia compresiva del hormigón se adoptó a partir de los resultados obtenidos en Rea et al. (1989). En dicho trabajo, con el objetivo de establecer un diagnóstico de la calidad constructiva de las viviendas de la época, los autores ensayaron a compresión el hormigón utilizado en los elementos confinantes de 40 de estas viviendas. La resistencia compresiva asumida aquí corresponde al valor medio del conjunto de resistencias consideradas. El módulo elástico del

hormigón se calculó con la fórmula del ACI 318: $4700 \sqrt{f'_c}$. En lo referente al acero de refuerzo, según la evolución de la tecnología constructiva en Cuenca descrita en Jiménez-Pacheco (2002), se adoptó la varilla de acero de grado 60, cuyas propiedades físicas y mecánicas están prescritas en la Norma ASTM A706.

3. INFLUENCIA DE LA CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA Y DEL HORMIGÓN

3.1 Consideraciones de modelización y análisis en 3DMacro

Para las dos edificaciones de estudio (SB y RB), el sistema de cimentación se asumió como de viga corrida. Por las dimensiones constatadas en planos de viviendas de la época, se consideraron que tanto las bases de los muros como los pies de las columnas en la planta baja están empotradas. El techo y los pisos se modelizaron como elementos bidimensionales rectangulares. En el caso de las edificaciones originales, los pisos de madera, cuyo tipo se identificó como eucalipto, se consideraron como diafragmas flexibles en su propio plano. Para los casos de rediseño tales pisos se reemplazaron con losas, las cuales se consideraron como diafragmas rígidos. En cuanto a los pisos de madera, su estructura se componía de un entramado de vigas cuadradas de 15 cm de lado, viguetas de 5 cm × 5 cm y entablado con duelas de espesor = 2 cm). Al identificar la madera como eucalipto, se asumieron las siguientes características mecánicas: $E = 10000$ MPa, módulo de Poisson = 0.4, peso específico = 10 kN/m^3 , con base en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (PADT-REFORT/JUNAC, 1980). Las cargas asignadas a cada sistema de piso, tanto para las edificaciones originales (piso de madera) como para las edificaciones rediseñadas (piso de losa), fueron las siguientes: carga muerta de piso: 0.30 kN/m^2 , carga muerta de cubierta: 0.20 kN/m^2 ; carga viva de piso: 2.0 kN/m^2 , carga viva de cubierta: 0.70 kN/m^2 .

En cuanto al análisis *pushover*, se asumió un patrón de carga lateral proporcional a las masas (distribución uniforme) para simular la acción sísmica. 3DMacro requiere los *drifts* de falla para los macroelementos pilar y viga-dintel como parámetros para el análisis *pushover*. Lamentablemente, no se encontraron resultados experimentales fiables de muros de ladrillo no reforzado ante carga lateral cíclica en el ámbito nacional. Los ensayos llevados a cabo en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) aún son escasos, y se han centrado en las mamposterías de adobe, de bloque y en la enchapada (Diego Sosa, director del CIV, comunicación personal, 18 de junio de 2025). En el ámbito peruano, la exploración en el trabajo experimental desarrollado por las universidades y por el CISMID, el Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres tampoco arrojó resultados positivos. Entonces, ante este déficit, se adoptaron como *drifts* de falla para los macroelementos pilar y viga-dintel los recomendados por la Norma Italiana NTC (2018) (0.4 %: falla por corte; 0.8 %: falla por flexión), opción incorporada dentro de 3DMacro. Lamentablemente, la versión utilizada de este programa no posibilita la variación de los *drifts* de falla. Esta limitación nos hace presumir que las capacidades de desplazamiento exhibidas en el presente trabajo estarían algo sobrestimadas.

Por último, para construir las curvas *pushover* de edificaciones con piso flexible es cuestionable la selección de un nodo en el techo para el control de desplazamientos. Más representativo como desplazamiento global, adoptado aquí, es aquel propuesto por Marino et al. (2019) en términos de desplazamiento promedio ponderado con respecto a las masas (Ecuación 3).

$$d = \frac{\sum d_i m_i}{m_i} \quad (3)$$

donde: d_i y m_i corresponden al desplazamiento y la masa en el nodo i a nivel del techo.

3.2 Influencia de la calidad de la mampostería

La influencia de la calidad de la mampostería se evaluó únicamente para las edificaciones originales SB y RB bajo las consideraciones de análisis desarrolladas en la sección anterior. En la Tabla 3, se detallaron los valores de los parámetros mecánicos correspondientes a las tres calidades consideradas (baja, media y alta). Con estos tres conjuntos de valores, se generaron, en 3DMacro, los modelos para los análisis *pushover* de las edificaciones SB y RB con mampostería de calidades baja, media y alta. En relación con los resultados, el efecto del sentido de la carga lateral en las curvas *pushover*, aunque algo mayor en el caso de la edificación SB, no es significativo. Para la discusión subsiguiente, se seleccionaron las curvas con menor cortante basal, que resultaron aquellas correspondientes a los sentidos positivos tanto para X como para Y. Así, en la Figura 2, se presentan las curvas *pushover* obtenidas.

Las Figuras 2a y 2b evidencian que la influencia de la calidad de la mampostería en la capacidad sísmica de las dos edificaciones estudiadas es digna de consideración, principalmente en la capacidad de cortante basal. Así, en relación con el valor medio de la capacidad de cortante basal, las curvas de capacidad en X (dirección débil) mostraron una oscilación de alrededor del 17 % con la adopción de las calidades baja y alta para la mampostería. Dicha oscilación se situó alrededor del 22% en el caso de las curvas de capacidad según Y. Por otra parte, se destaca un incremento significativo en la rigidez elástica en las dos edificaciones con la mejora de la calidad de la mampostería de inferior a media. En cuanto a las capacidades de desplazamiento de las edificaciones, es muy probablemente que estén ligeramente sobrestimadas. Las curvas de capacidad se obtuvieron con base en *drifts* de falla adoptados del código italiano NTC (2018). Con todo, se puede señalar que la mejora en la calidad de la mampostería se tradujo en un modesto incremento de la capacidad de desplazamiento.

En cuanto a la capacidad de cortante basal de las edificaciones, se consideró pertinente un análisis comparativo de tales capacidades según las dos direcciones ortogonales. De este modo, al inspeccionar las curvas correspondientes a los casos de calidad media, se advierte la mayor capacidad de cortante basal según la dirección Y; en concreto, un 85 % y 100 % mayor a la que exhiben las edificaciones RB y SB,

respectivamente, según la dirección X. Dada la tipicidad de las edificaciones RB y SB, cabe esperar que esta situación sea común en las viviendas situadas fuera del Centro Histórico de

Cuenca en zonas cuya implantación supone retiros laterales (Flores et al., 2016).

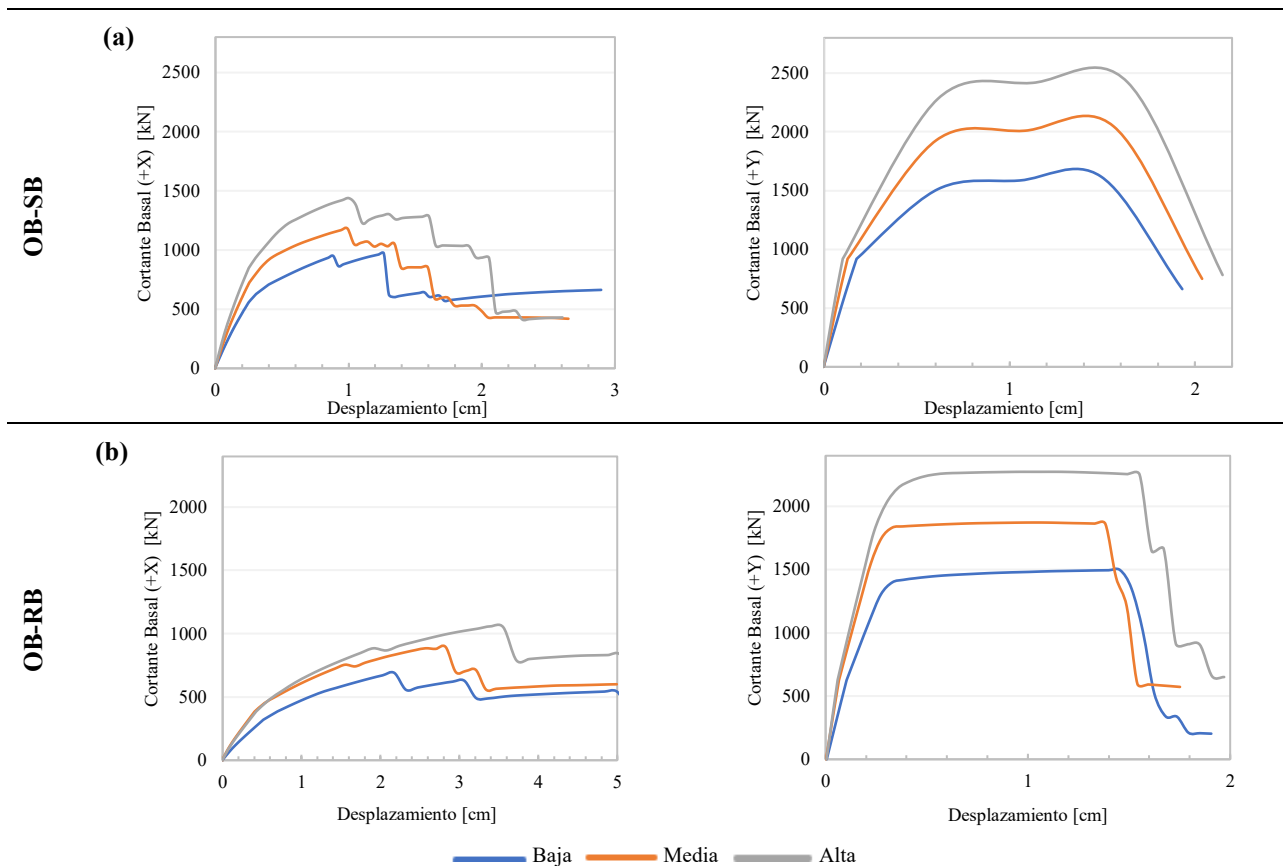


Figura 2. Curvas de capacidad de las edificaciones estudiadas bajo la consideración de la calidad de la mampostería: a) edificación cuadrada (SB); b) edificación rectangular (RB)

3.3 Influencia de la calidad del hormigón

La influencia de la calidad del hormigón de los elementos confinantes se verificó a partir de los casos de las edificaciones con mampostería de calidad media. Del tratamiento estadístico a las mediciones del trabajo de Rea et al. (1989), se determinó que correspondían a una distribución asimétrica con sesgo hacia la derecha. De este modo, las calidades baja, media y alta del hormigón se asumieron, en términos de su resistencia compresiva, con valores iguales a 40 MPa, 80 MPa y 170 MPa, respectivamente. La influencia de esta variabilidad sobre la capacidad sísmica de las edificaciones resultó sustancialmente menor que la referente a la calidad de la mampostería. El incremento de la resistencia se tradujo sobre las curvas de capacidad en incrementos de la rigidez elástica, de la capacidad de cortante basal y una disminución de la capacidad de desplazamiento. Tales variaciones resultaron leves, mayores en el caso de la edificación de planta rectangular, concretamente de alrededor del 5% en capacidad de cortante basal y del 12% en capacidad de desplazamiento. En el caso de la edificación de planta cuadrada, dichas variaciones no superaron el 5%.

4. REDISEÑOS NORMATIVOS DE LAS EDIFICACIONES ORIGINALES: EFECTOS SOBRE SU CAPACIDAD SÍSMICA

4.1 Consideraciones previas

A partir de los edificios originales SB y RB, los dos primeros casos de propiamente de rediseño asumidos que se modelaron en 3DMacro se conformaron según las normas NEC-SE-VI (2015) y NTC-M (2017). En adelante, por simplicidad, nos referiremos a ellas simplemente con NEC y NTC. Los requerimientos de diseño de las dos normas de construcción se consignan en la Tabla 4. En la Figura 3, se muestra el despliegue en pantalla que hizo 3DMacro de los modelos generados para los cinco casos de estudio. Para el primer caso de rediseño, según la NEC, las características susceptibles de modificación fueron las siguientes: sistema de piso, resistencia a compresión del hormigón, espaciamiento entre columnas, sección de columnas. La regla de modificación: si dicha característica cumple con el requerimiento normativo, se mantiene su valor; de lo contrario, se adopta el requerimiento prescrito en la norma (Tabla 4). En el caso del piso, originalmente de madera, se modificó a losa de hormigón armado. En segundo lugar, con la selección de la NTC, nuestro interés se enfocó principalmente en el efecto de la inclusión de bandas verticales (bordes de las aberturas) sobre la capacidad sísmica de la edificación rediseñada según la NEC

Dado el interés por la inclusión de bandas horizontales como variante de confinamiento adicional, se sumaron dos casos. Estos dos casos adicionales se establecieron, a partir de las edificaciones-NTC, con la sustitución de las bandas verticales por bandas horizontales como única medida de rediseño. La única diferencia de estas dos edificaciones consistió en la altura de la banda de hormigón, para la cual se asumieron valores de 10 cm y de 15 cm. En lo sucesivo nos referiremos a ellas con C10 y C15, respectivamente. En cuanto al detallamiento del refuerzo de las bandas horizontales, se asumió lo estipulado en la versión adaptada para el Ecuador de Guía para la Construcción de Viviendas Sismo-resistentes en Mampostería Confinada (Carlevaro et al., 2017): dos varillas de diámetro 10 mm como refuerzo principal, y estribos de diámetro 8 mm espaciados a 15cm. Estos detalles muestran un gran acuerdo con los estipulados en códigos de construcción como el de Nepal (NBC 203, 2015) y en guías importantes como la promulgada por la Autoridad de Gestión de Desastres del Estado de Gujarat (Iyer et al., 2012).

Bajo las consideraciones señaladas arriba, se generaron en 3DMacro los modelos para análisis *pushover* de los cuatro casos de rediseño: NEC, NTC, C10 y C15. En cuanto a las características mecánicas de la mampostería, se asumieron los valores correspondientes a calidad media (Tabla 3) en todos

los casos. En relación con las bandas, se adoptaron las mismas características mecánicas del hormigón y del acero del marco confinante. Las bandas horizontales se modelizaron como elementos viga-2D, y las bandas verticales como elementos columna-3D. En la Figura 3, se presentan las vistas isométricas de los modelos generados para las dos edificaciones originales y sus variantes rediseñadas.

4.2 Influencia de la adopción de lineamientos de diseño

Bajo las consideraciones planteadas en 3.1 y 4.1, se realizaron análisis *pushover* sobre las edificaciones SB y RB originales y sus cuatro variantes NEC, NTC, C10 y C15, según la secuencia de rediseños antes descrita. Así, la Figura 4 muestra las curvas *pushover* obtenidas para los cinco casos según la dirección X, que es la débil.

En cuanto a los efectos de los rediseños sobre las curvas de capacidad sísmica de las edificaciones SB y RB originales (curvas OB, en Figura 4), se destacan, en primera instancia, dos efectos de carácter general, los cuales responden a lógica de progresión de los rediseños. Primero: un incremento de rigidez y de la capacidad de cortante basal en las edificaciones. Segundo: aparejada a tales incrementos, una disminución de la capacidad de desplazamiento (Figuras 4a y 4b).

Tabla 4. Requisitos generales para el rediseño de casos de estudio

Norma	Geometría	Resistencia mínima de materiales	Refuerzo mínimo
NEC-SE-VI (2015)	Esesor de muro	$t \geq 100$ mm	Refuerzo longitudinal columna & viga: 4 barras Φ : NE $A_s \geq 0.0075 A_g$ rcb: NE
	Elementos de confinamiento	columna & viga: $b \geq t$ $A_{min} = 200$ cm ²	Refuerzo Transversal columna: Est $\phi 6$ mm @ min (10 cm; h/2); @20 cm LC: NE Área mínima: $A_{sc} \geq \frac{10000s}{f_y h_c}$ viga: Est $\phi 6$ mm @ 10 cm; @20 cm CL= 50 cm
	Espaciamiento máximo de columnas de confinamiento*	El menor de: a) 25t b) 1.5H c) 4 m	
NTC-M (2017)	Esesor de muro	$t \geq 100$ mm	Refuerzo Longitudinal columna & viga: 4Φ con $A_{s,min} = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$ rcb ≥ 20 mm
	Elementos de confinamiento	columna: $b \geq t$ $h \geq \max(t; 15 \text{ mm})$ viga: $b \geq t$ $h \geq t$	Refuerzo Transversal Área mínima: $A_{sc} = \frac{10000s}{f_y h_c}$ columna: Est con Asc @min (1.5t; 20 cm) viga: Est con Asc @min (1.5t; 20 cm) rcb ≥ 10 mm
	Espaciamiento máximo de columnas de confinamiento *	El menor de: a) 4 m b) 1.5H	
C10 & C15**	Elementos de confinamiento	$t \times 100$ mm (C10) $t \times 150$ mm (C15)	Refuerzo Longitudinal 4 Φ 10 mm
	Ubicación	Banda horizontal en el nivel superior e inferior de las aberturas (ver Fig. 1)	Refuerzo Transversal Est $\phi 6$ mm @ 15 cm

t = espesor de pared; s =espaciamiento de estribos; LC=Longitud de Confinamiento para estribos; Est=estribos cerrados con ganchos de 135°; h = dimensión de la viga o columna en el plano del muro, b = dimensión de la viga o columna perpendicular al plano del muro; H = distancia vertical entre los elementos horizontales de confinamiento; L_n = luz entre las columnas de confinamiento; rcb= recubrimiento libre del refuerzo; NE: No especificado.

Nota: *separación centro a centro; ** los mismos requerimientos, excepto las dimensiones de las bandas

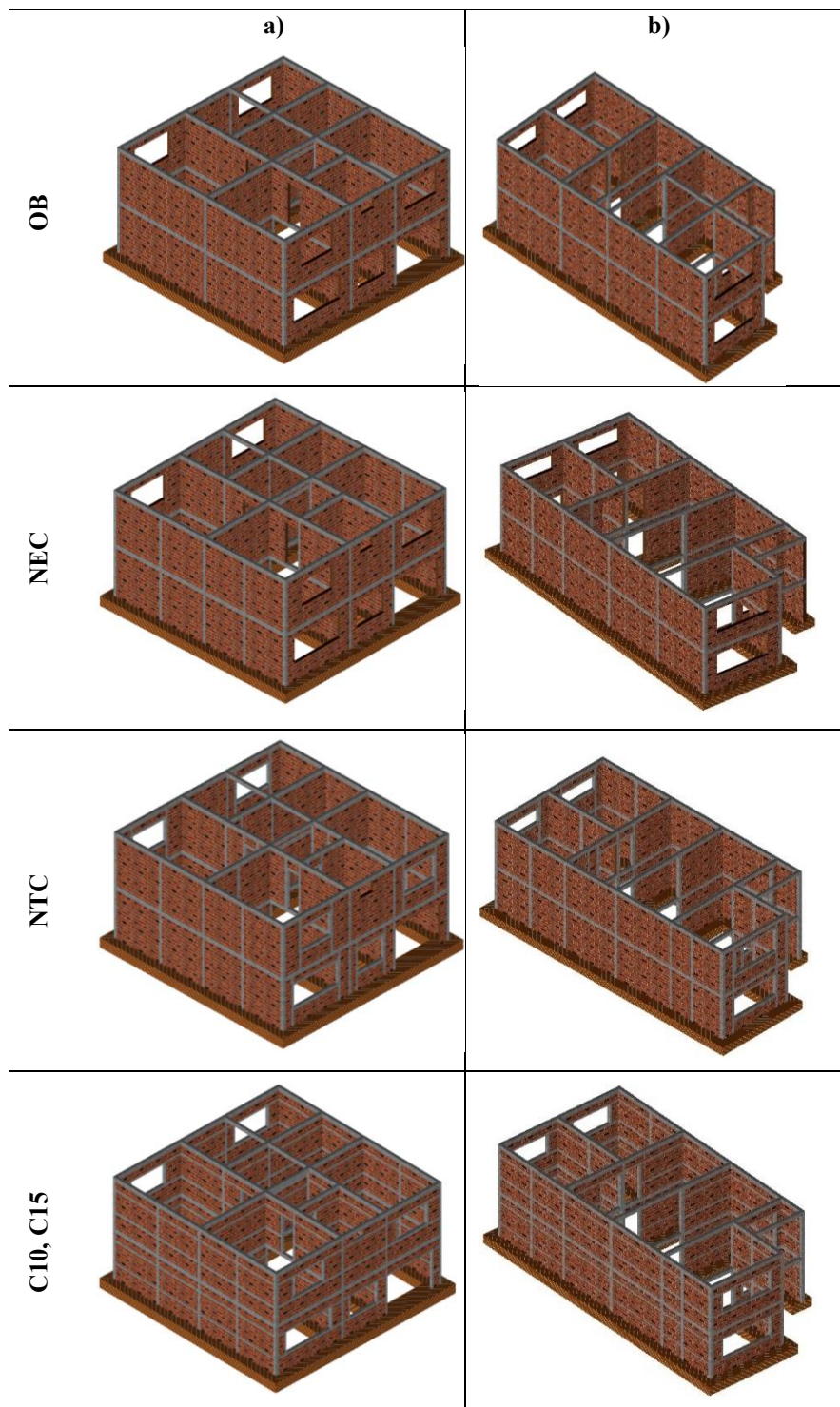


Figura 3. Vistas isométricas de las variantes rediseñadas de las edificaciones: a) SB; b) RB

En segunda instancia, se explican varios aspectos destacables de los resultados (Figuras 4a y 4b). En esta línea, la variación más notable de los dos efectos de carácter general señalados arriba se verificó con el rediseño según la NEC. Es razonable, ya que refleja el efecto de tres medidas, de entre las cuales la modificación de piso de madera a losa es, claramente, la de mayor incidencia. Este salto incremental es más notorio en la edificación RB, especialmente en términos de rigidez elástica, debido al efecto de piso rígido y a la participación efectiva en la resistencia a la carga lateral de un mayor número de paredes (en dirección X). Por las mismas razones, cabe destacar el

importante incremento en capacidad de cortante basal; en el caso de la edificación RB, del 30%, y en el caso de la SB, del 25%.

Un segundo salto de variación distinguible es el que se verifica en el conjunto de curvas NTC, C10 y C15, que corresponden a las edificaciones rediseñadas a partir de la NEC, y reflejan el efecto del confinamiento adicional mediante bandas verticales (NTC) y mediante bandas horizontales (C10 y C15). Este segundo salto sigue el patrón del primero (con respecto a las edificaciones originales): incrementos de rigidez y resistencia,

y disminución de capacidad de desplazamiento. Los incrementos sucesivos de rigidez con los rediseños C10 y C15 son significativos. Además, en cuanto a las curvas C15 (bandas horizontales de altura 15 cm), muestran incrementos en capacidad de cortante basal cercanos al 20% y al 10% en las edificaciones SB y RB, respectivamente (Figura 4a). Por último, dos aspectos son interesantes de advertir: 1) que las curvas NTC y C10 guardan gran similitud en las dos edificaciones, y 2) en el caso particular de la edificación RB, las curvas NTC y C10 exhiben incrementos de la rigidez elástica, disminuciones de la capacidad de desplazamiento y un mantenimiento de la capacidad de cortante basal.

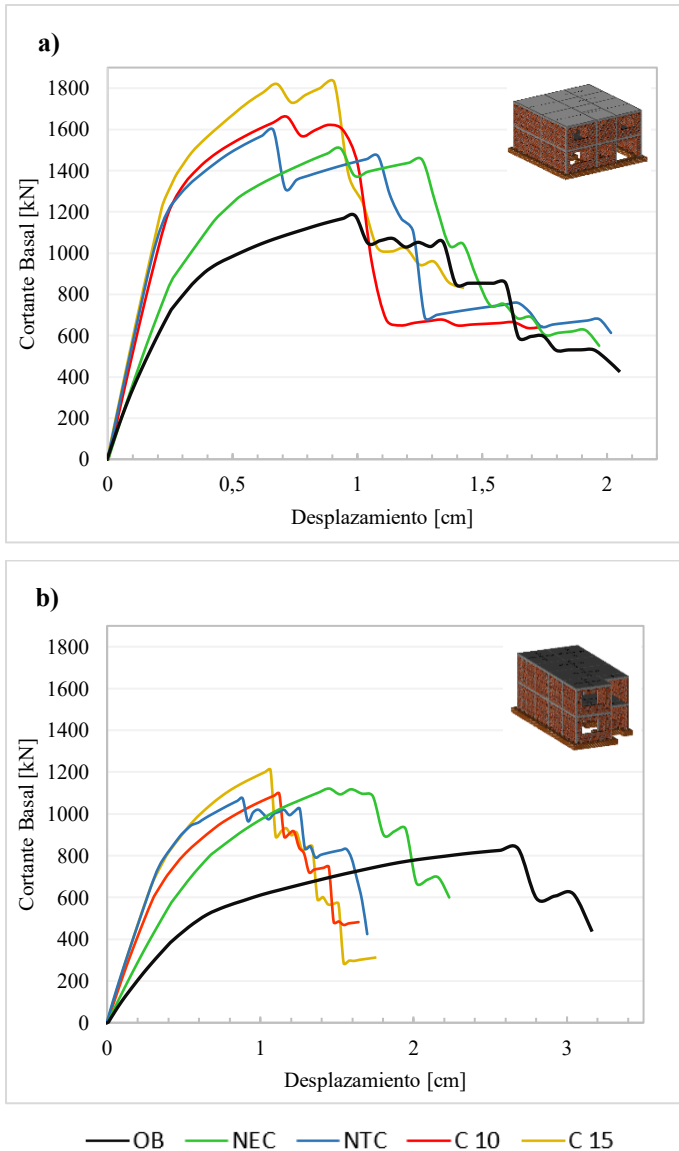


Figura 4. Curvas pushover de las edificaciones originales y sus variantes rediseñadas: a) SB; b) RB

4.3 Influencia sobre el factor-R de reducción de respuesta sísmica

4.3.1 Consideraciones teóricas y resultados

A día de hoy, el diseño basado en fuerza se mantiene como el enfoque de diseño sísmico predominante en los códigos. El comportamiento inelástico es considerado a través de un factor de reducción de respuesta sísmica, R . De este modo, el cortante basal de diseño se evalúa como la relación entre el cortante basal elástico, V_e , y R . Según el código ASCE/SEI 7-22 (American Society of Civil Engineer, 2022), el factor R se compone de tres factores, R_μ y dos factores de sobrerresistencia, a los que recoge en tablas, sintetizados (para efectos prácticos) en un solo factor Ω , del siguiente modo:

$$R = R_\mu \Omega ; \Omega = \Omega_{F1y} \Omega_r ; \Omega_{F1y} = V_{F1y} / V_d \quad (4)$$

en donde, R_μ : factor/coeficiente básico de reducción de respuesta (por ductilidad), Ω : factor de sobrerresistencia, Ω_{F1y} : factor de sobrerresistencia elástico o de primera cedencia, Ω_r : factor de sobrerresistencia por redundancia, V_{F1y} : cortante basal asociado a la primera cedencia (primera falla local), V_d : cortante basal de diseño.

Los factores R_μ y Ω dependen de la tipología general y la subclasificación tipológica del edificio. El factor R_μ constituye el factor de reducción de la capacidad de cortante basal del sistema elástico, el cual estima su capacidad de disipación de energía por ductilidad. El factor Ω_{F1y} , evaluado como una relación capacidad versus demanda sísmica a nivel global en el rango elástico (Ecuación 4), se considera una sobrerresistencia de diseño estructural. En una edificación diseñada con un código sísmico moderno, es de esperar que el factor Ω_{F1y} resulte mayor que uno. El factor Ω_r , evaluado como la relación entre el cortante basal asociado a la cedencia global (obtenido de un proceso de bilinealización) y aquel asociado a la primera cedencia local, toma en cuenta el incremento de capacidad de cortante basal a través de mecanismos de redistribución plástica de fuerzas internas (Figura 5).

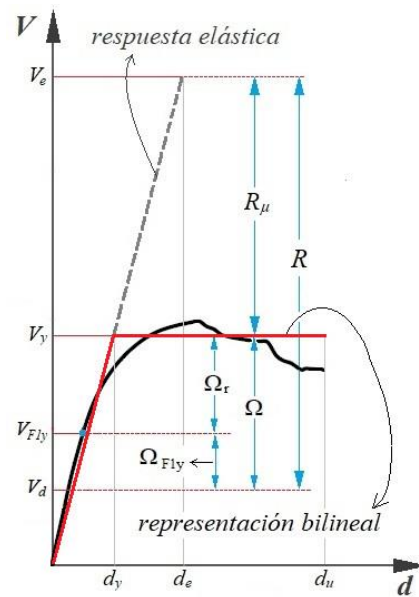


Figura 5. Componentes del factor R

La Norma Ecuatoriana NEC-SE-DS (2015) tiene al ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers, 2013) como referencia básica en su apartado de evaluación del cortante

basal de diseño. No obstante, las grandes diferencias en la construcción, el diseño, y en la investigación en tales ámbitos, se han traducido en dos limitaciones de nuestra norma: 1) el escaso rol asignado a la sobrerresistencia estructural, y 2) el tratamiento menos riguroso del efecto de la configuración irregular de los edificios en su diseño sísmico. Así, el procedimiento de evaluación del cortante basal de diseño en la NEC (2015) es más permisivo y simple, lo cual puede derivar en diseños deficientes, sobre todo en el caso de edificios de cierta complejidad. La NEC traduce el efecto de las irregularidades en factores que mayoran el cortante basal de diseño, según la Ecuación 5.

$$V_d = \frac{V_e}{R_\mu \phi_p \phi_e} \quad (5)$$

en donde, V_d : cortante basal de diseño, V_e : cortante basal elástico, R_μ : factor/coeficiente básico de reducción de respuesta, ϕ_p : factor/coeficiente de irregularidad en planta, ϕ_e : factor/coeficiente de irregularidad en elevación. La NEC organiza tanto los factores R_μ como los de configuración estructural en tablas. En particular, estos últimos, en dos tablas, según una clasificación de tipos de irregularidad.

La NEC-SE-DS (2015) estipula un factor $R_\mu = 3$ para edificaciones de MC de baja altura, regulares tanto en planta como en elevación. El factor de reducción de respuesta R lo evalúa aplicando sobre R_μ factores (ϕ) que consideran el efecto de las irregularidades ($R = R_\mu \times \phi_p \times \phi_e$). Así, considerando las irregularidades en planta y elevación para las dos edificaciones que nos ocupan, esto es: $\phi_p = 1$, $\phi_e = 1$ para SB, y $\phi_p = 0.9$, $\phi_e = 1$ para RB, el factor $R = R_\mu = 3$ para el caso SB, y $R = 0.9 \times 3 = 2.7$ para el caso RB.

En el presente trabajo, a partir de las curvas *pushover* (según la dirección débil, X) de los cinco casos considerados en las edificaciones SB y RB (Figura 4), se generaron sus idealizaciones bilineales de comportamiento elastoplástico. De acuerdo con los conocidos criterios dados en la literatura para este procedimiento, la recta del tramo elástico corta a la curva *pushover* en el punto correspondiente al 70 % de V_{max} ; el desplazamiento último, d_u , se asumió como aquel correspondiente a una degradación del 20 % de V_{max} . El punto de cedencia global, (d_y , V_y), bajo un criterio energético, se obtuvo mediante la igualación de las áreas bajo la curva *pushover* y bajo su representación bilineal. El valor de ductilidad (μ) se evaluó como la relación d_u/d_y , y el factor R_μ , mediante la conocida expresión de Newmark y Hall: $(2\mu - 1)^{1/2}$ recomendada para edificios de período corto (entre 0.1s y 0.5s). Además, se obtuvo para cada una de las curvas el cortante basal V_{F1y} , asociado a la primera cedencia local. Este punto se estableció a partir de una revisión de las pendientes de la curva en el rango elástico, identificándolo como aquel en el que se verificó un decrecimiento de pendiente en el primer tramo de curva superior al 10 %. A partir de este valor, se calculó el factor de reducción $R_p = V_e/V_{F1y}$ (Figura 5). De este modo, en la

Tabla 5 se presentan los valores de las variables de interés para una discusión sobre el factor R y el de sobrerresistencia Ω .

4.3.2 Discusión de los resultados

Para la discusión, cabe tener presente que los edificios SB y RB tienen dos pisos, áreas en planta próximas, igual calidad de los materiales y un grado de irregularidad moderado. La diferencia más relevante entre ellos es la relación de aspecto de sus plantas y la densidad de paredes: la de SB mayor en 30 % a la de RB. Por otra parte, con respecto al estado de daño último, se comprobó en ambos conjuntos de edificios, SB y RB, una fuerte concentración del daño en el primer piso o planta baja (predominancia en la deformada lateral de su correspondiente deriva de entrepiso), particularidad de desempeño muy frecuente en las edificaciones de mampostería de baja altura (Cai et al., 2020; Gioffrè et al., 2022; K.L. Su, 2011; Marques & Lourenço, 2013; Meli et al., 2011; Ruiz-García & Negrete, 2009).

Bajo tal contexto, para todo el set de casos presentados en la Tabla 5, los R_μ obtenidos variaron en un rango de 1.7 a 2.8, y los Ω , de 1.3 a 1.9. Dentro de esta variabilidad general, dos hechos son dignos de advertir: 1) los R_μ de los edificios SB resultaron ligeramente mayores a los R_μ de los edificios RB, y esto debido a las mayores ductilidades de los primeros, y 2) en cuanto a los Ω , son levemente mayores los de los edificios RB (entre un 10 y un 20 % de incremento). Tanto en el conjunto SB como en el RB, las edificaciones rediseñadas según la NTC exhibieron los mayores R_μ en sus respectivos conjuntos; su daño último se presentó más repartido y menos severo entre los macroelementos. En particular, su mejor comportamiento respecto de las edificaciones-NEC se explica por la presencia de las bandas verticales de confinamiento adicional. En lo referente a la NEC, que los factores R_p (Tabla 5) de las edificaciones hayan resultado mayores a sus R -normativos de diseño (Sección 4.3.1) significa, en virtud de las ecuaciones 4, que los valores de V_{F1y} sean menores que V_d . Es decir, que la primera falla local importante en las edificaciones se presentó a un nivel de cortante basal menor al de diseño (Figura 6): una condición de inseguridad en el diseño sísmico (Moehle, 2015; Mwafy, 2013; Sanchez-Ricart, 2010).

5. CONCLUSIONES, LIMITACIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

5.1 Conclusiones

El presente trabajo se enfocó en dos edificaciones típicas de la parroquia urbana de Totoracocha, representativas de la primera generación de edificaciones de MC en Cuenca-Ecuador (1975 – 1990). Con base en el análisis estático no lineal *pushover*, se estudió la influencia tanto de la calidad de los materiales como de la adopción de medidas de rediseño sobre la capacidad sísmica de dichas edificaciones.

En cuanto a lo primero, con base en recolección de información documental, se partió de una estrategia de determinación tripartita de la calidad: baja, media y alta. Se evidenció que la mejora en la calidad de la mampostería de ladrillo tuvo mayor impacto que la mejora en la calidad del hormigón (de los elementos confinantes) en el incremento de la capacidad de cortante basal: 20% versus 5%, en cifras redondeadas. En cuanto a lo segundo, para la formulación de los casos de rediseño, se consideraron la Norma Ecuatoriana,

NEC (2015), la Norma Mexicana, NTC (2017) y la Guía de Construcción de Carlevaro et al. (2017). Se formularon cuatro casos, según la siguiente secuencia: 1) NEC, 2) NTC, 3) C10 y 4) C15. En los dos últimos casos, planteados con arreglo a la Guía de Carlevaro et al. (2017), se varió la altura de la banda horizontal: en el caso C10, $h = 10$ cm, y en el caso C15, $h = 15$ cm. Con la NTC y la Guía de Carlevaro et al., el interés se centró en el efecto de la inclusión de confinamiento adicional mediante bandas de HA, verticales en el primer caso, y horizontales, en el segundo.

El caso de la NEC supuso la aplicación de tres medidas de rediseño. De tales medidas, la determinante en el incremento de la capacidad sísmica fue la rigidización del sistema de piso. El efecto del incremento en la resistencia compresiva del hormigón de los elementos confinantes se midió sobre las edificaciones originales y, aunque positivo, resultó bastante

modesto: un incremento del orden del 5% en capacidad de cortante basal. A diferencia de lo ocurrido en la dirección débil de las edificaciones no hubo necesidad de insertar columnas de confinamiento para cumplir el requisito de espaciamiento mínimo. De este modo, el importante incremento de las capacidades de cortante basal en las edificaciones con los rediseños-NEC, del 25% y 30%, se explica principalmente por el efecto de piso rígido. Dada la escasa participación de los modos rotacionales en las edificaciones (factores menores al 10%), el cambio de piso de madera a losa derivó en una participación más uniforme y eficiente de las paredes en la resistencia a las cargas laterales incrementales.

Tabla 5. Valores de las variables de interés para el cálculo del factor R

Edificación	V_{max} [kN]	V_y [kN]	V_u [kN]	d_y [cm]	d_u [cm]	μ	R_μ	V_{F1y} [kN]	Ω	R_p
SB-OB	1 181.2	1 082.9	945	0.42	1.37	3.24	2.34	725.7	1.49	3.49
SB-NEC	1 507.1	1 416.9	1 205.7	0.49	1.32	2.70	2.10	840.8	1.69	3.54
SB-NTC	1 632	1 441	1 305.6	0.27	1.16	4.30	2.76	1 144.5	1.26	3.47
SB-C10	1 667.7	1 542.5	1 334.2	0.30	0.92	3.06	2.26	1 127.7	1.37	3.10
SB-C15	1 827.9	1 699.1	1 462.4	0.31	0.95	3.06	2.26	1 221.2	1.39	3.15
RB-OB	833	785.2	666.4	1.19	2.77	2.33	1.91	457.8	1.72	3.28
RB-NEC	1 121.2	1 041.8	896.9	0.87	1.96	2.26	1.88	576.8	1.81	3.39
RB-NTC	1 073.9	995.2	859.1	0.45	1.29	2.85	2.17	725.5	1.37	2.97
RB-C10	1 096.9	1 013.9	877.5	0.61	1.24	2.04	1.76	599	1.69	2.97
RB-C15	1 210.4	1 138	968.3	0.58	1.09	1.88	1.66	660.3	1.72	2.86

A partir del caso de la NEC, se formularon los casos de rediseño según la NTC y la Guía de Carlevaro et al. (2017) En ellos se constató que el confinamiento adicional otorgado por las bandas verticales (según la NTC) y horizontales (según la Guía de Carlevaro et al. (2017), no tuvo el efecto beneficioso esperado sobre las curvas NEC. En general, se verificaron incrementos algo significativos de las rigideces elásticas y disminuciones de las capacidades de desplazamiento. El efecto sobre la capacidad de cortante basal fue desigual y beneficioso en un balance general. Así, las curvas *pushover* correspondientes a las edificaciones rediseñadas con bandas horizontales de altura 15 cm (C15) exhibieron incrementos de la capacidad de cortante basal cercanos al 20% (la SB) y al 10% (la RB). Es digno de resaltar la gran proximidad que exhibieron las curvas NTC y las C10. En términos de capacidad de cortante basal, estas curvas no mostraron mejora alguna respecto a la de la curva NEC en el caso de la edificación RB. En el caso de la edificación SB, exhibieron un incremento en torno al 7%. Interesante, en cualquier caso, advertir la mayor sensibilidad de la edificación RB a los rediseños NTC y C10.

Por último, a partir de las curvas *pushover* de las edificaciones originales y de sus cuatro variantes rediseñadas, se obtuvieron y discutieron sus coeficientes sísmicos. A este respecto, cabe señalar que la NEC-SE-DS (2015) estipula un factor $R_\mu = 3$

para edificaciones de MC de baja altura, lo cual supone la asunción de regularidad tanto en planta como en elevación. Los factores de reducción de respuesta R para las edificaciones NEC, obtenidos con la aplicación sobre R_μ de los factores ϕ , que consideran el efecto de las irregularidades, resultaron de 3 en el caso SB, y de 2.7 en el caso RB, valor menor, este último, debido a la esquina entrante. De este modo, los cortantes basales asociados a la primera fluencia (V_{F1y}) en las curvas-NEC de las dos edificaciones resultaron menores que los cortantes basales de diseño ($V_d = V_e/R$), obtenidos según la fórmula prescrita en la NEC. Esto supone, de acuerdo con la literatura, una condición de inseguridad en el diseño sísmico.

5.2 Limitaciones y líneas futuras de investigación

No estaba dentro del alcance de este trabajo la realización de ensayos para obtener parámetros de caracterización mecánica. Se trató más bien de sistematizar y valorar el trabajo existente. Nos encontramos con que, tanto a escala de material (mampostería de ladrillo) como a escala de muro, el trabajo experimental es escaso y muy limitado en su alcance. Ensayos experimentales articulados en programas más ambiciosos y mejor sustentados son indispensables para abordar las tareas de evaluación y de diseño sísmico con el debido rigor. A nivel del país, hace falta tener un conocimiento cabal tanto de la mampostería tradicional de ladrillo como de la mampostería

moderna existente en el patrimonio edificado de nuestras ciudades.

En la ciudad de Cuenca, la mampostería predominante en las viviendas es de ladrillo macizo. A lo largo del tiempo, ha dado lugar a un patrimonio edificado con paredes de aparejo inglés y espesores 40 y 30 cm en una primera época, y con paredes de aparejo a soga de 20 y 15 cm en época más reciente. Las viviendas actuales son de mampostería confinada en marcos de hormigón; el uso del ladrillo macizo todavía es predominante. Cada vez son más frecuentes las de 3 pisos. A este último respecto, una ampliación de este trabajo ha empezado a llevarse a cabo, orientándose hacia viviendas modernas de la ciudad. Desde el punto de vista del desempeño sísmico, nos preocupa que al adelgazamiento de las paredes (con ladrillos de fabricación artesanal) le acompañen dos tendencias: el aumento del número de entresijos y las arquitecturas cada vez más abiertas/espaciosas. Lejos de aprovechar el potencial sismorresistente de la mampostería confinada, parece ser que se lo menoscaba.

Normas como la peruana y la mexicana coinciden en proponer para las edificaciones de mampostería confinada estrategias de diseño sísmico fundamentadas en: 1) el aseguramiento de una buena calidad de las unidades de ladrillo, 2) una densidad de muros adecuada en las dos direcciones ortogonales, 3) la ausencia de *drifts* de falla en muros (con sólida base experimental). Luego, complementariamente, la norma peruana se apoya fuertemente en el uso de refuerzo horizontal, mientras que la mexicana lo hace en el uso de bandas verticales de hormigón en los bordes de aberturas. Posibilitan, con ello, construcciones con alturas de hasta 5 y 6 entresijos, respectivamente. La Norma Ecuatoriana de Construcción tiene como asignatura pendiente una actualización que explote el potencial sismorresistente de la mampostería confinada. En tal sentido, este trabajo evidenció una clara limitación de las medidas de rediseño aplicadas: al aumento de la capacidad de cortante basal no le acompañó un aumento de la capacidad de desplazamiento y, por tanto, de la ductilidad. Este resultado sugiere como medida de remediación en la estrategia de rediseño la incorporación de refuerzo horizontal en las paredes. Por otra parte, conviene reiterar que en el presente trabajo no se contempló la modificación del patrón de aberturas de las edificaciones. Por ello, la eficacia del uso de bandas de hormigón armado merece un estudio más cuidadoso, que respete las disposiciones normativas concernientes a las aberturas de las paredes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente trabajo agradecemos al Vicerrectorado de Investigación de la Universidad de Cuenca, al Departamento de Ingeniería Civil (Universidad de Cuenca) y a la Red Sísmica del Austro por el decidido apoyo brindado.

DECLARACIÓN DE INTERESES CONCURRENTES

Los autores declaran no presentar conflicto de interés.

REFERENCIAS

- Adhikari, R. K., Parammal Vatteri, A., & D'Ayala, D. (2023). Seismic Performance Assessment of Low-Rise Unreinforced and Confined Brick Masonry School Buildings Using the Applied Element Method. *Buildings*, 13(1), 159. <https://doi.org/10.3390/buildings13010159>
- Alcocer, S., Cesín, J., Flores, L., Hernández, Ó., Meli, R., Tena-Colunga, A., & Vasconcelos, D. (2005, diciembre). *Los cambios más importantes en la normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería del distrito Federal*.
- American Society of Civil Engineer (Ed.). (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-22*. American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers (Ed.). (2013). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Published by American Society of Civil Engineers.
- Andrade, E., & Fernández, V. (1973). *El ladrillo como material de construcción* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca.
- Asteris, P. G., Argyropoulos, I., Cavaleri, L., Rodrigues, H., Varum, H., Thomas, J., & Lourenço, P. B. (2019). Masonry Compressive Strength Prediction Using Artificial Neural Networks. En A. Moropoulou, M. Korres, A. Georgopoulos, C. Spyarakos, & C. Mouzakis (Eds.), *Transdisciplinary Multispectral Modeling and Cooperation for the Preservation of Cultural Heritage* (Vol. 962, pp. 200-224). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-030-12960-6_14
- Borah, B., Kaushik, H. B., & Singhal, V. (2023). Evaluation of modeling strategies for gravity and lateral load analysis of confined masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(2), 1273-1301. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01578-7>
- Cai, G., Su, Q., Tsavdaridis, K. D., & Degée, H. (2020). Simplified Density Indexes of Walls and Tie-Columns for Confined Masonry Buildings in Seismic Zones. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(3), 447-469. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1453396>
- Caliò, I., Marletta, M., & Pantò, B. (2012). A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures*, 40, 327-338. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.039>
- Caliò, I., & Pantò, B. (2014). A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures. *Computers & Structures*, 143, 91-107. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.008>
- Carlevaro, N., Roux-Fouillet, G., & Schacher, T. (2017). Guía para la construcción de viviendas sismo-resistentes en mampostería confinada (version adapted for Ecuador). En *Swiss Agency for Development and Cooperation*.
- Chourasia, A., Bhalke, A., & Singhal, S. (2017). *Confined Masonry Construction for Mass Housing*.
- Chourasia, A., Bhattacharyya, S. K., Bhandari, N. M., & Bhargava, P. (2016). Seismic Performance of Different Masonry Buildings: Full-Scale Experimental Study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(5),

04016006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000850](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000850)
- Chourasia, A., Singhal, S., & Parashar, J. (2019). Experimental investigation of seismic strengthening technique for confined masonry buildings. *Journal of Building Engineering*, 25, 100834. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100834>
- Cristian-Scupin, A., & Vacareanu, R. (2023). Performance criteria expressed by means of relative displacements for a retrofitted masonry school building. *Engineering Failure Analysis*, 153, 107531. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107531>
- Flores, E., Mora, E., Cordero, O., Cárdenas, X., Ulloa, S., & Espinoza, A. (2016). *La construcción irregular—Acercamiento a sus causas y efectos: Análisis en un determinado sector de la ciudad de Cuenca*. GAD Municipal de Cuenca, Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/25372>
- Gioffrè, M., Cavalagli, N., Gusella, V., & Pepi, C. (2022). Confined vs. unreinforced masonry: Construction and shaking table tests of two-storey buildings. *Construction and Building Materials*, 333, 126961. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126961>
- Gómez, P. (2013). *Estudio y análisis de nuevas tipologías de ladrillos inducidos en Cuenca para la aplicación en la autoconstrucción* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/4743>
- González de la Cadena, J. (2016). *Estudio del mortero de pega usado en el cantón Cuenca: Propuesta de mejora utilizando adiciones de cal* [Tesis de Maestría]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/23664>
- Gruppo Sismica s.r.l. (2012). *3DMacro: 3D software di calcolo per la vulnerabilità sismica degli edifici in muratura. Manuale Teorico, versione 1.11103101*.
- INEC. (2023). *Censo de Población y Vivienda*. Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.
- IS 4326. (2005). *Indian standard – Earthquake resistant design and construction of buildings – Code of practice (second revision)*. Bureau of Indian Standards.
- IS 13828. (1993). *Improving earthquake resistance of low strength masonry buildings – Guidelines*. Bureau of Indian Standards.
- Iyer, K., Kulkarni, S., Subramaniam, S., Murty, C. V. R., Goswami, R., & AR, V. (2012). *Build a safe house with confined masonry*.
- Jiménez-Pacheco, J. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación*. [Tesis de Maestría]. Escuela Politécnica Nacional]. <https://biblioteca.epn.edu.ec>
- K.L. Su, R. (2011). Typical Collapse Modes of Confined Masonry Buildings under Strong Earthquake Loads. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 5(1), 50-60. <https://doi.org/10.2174/1874836801105010050>
- Lakshmi, L., Samit, R.-C., Suparno, M., & K, B. K. (2022). Seismic Performance Enhancement of Unreinforced Brick Masonry Buildings by Retrofitting with Reinforced Concrete Bands: Full Scale Experiments. *Journal of Structural Engineering*, 148(12), 04022195. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003460](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003460)
- Marino, S., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2019). Are the nonlinear static procedures feasible for the seismic assessment of irregular existing masonry buildings? *Engineering Structures*, 200, 109700. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109700>
- Marques, R., & Lourenço, P. B. (2013). A model for pushover analysis of confined masonry structures: Implementation and validation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2133-2150. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9497-5>
- Mejía, V. (2014). *El Proceso de Urbanización en Cuenca-Ecuador*. [Tesis de Maestría]. Universidad Politécnica de Cataluña. <https://hdl.handle.net/2099.1/24104>
- Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., Dai, J., Farsi, M. N., Hart, T., Mebarki, A., Moghadam, A. S., Quinn, D., Tomažević, M., & Yamin, L. (2011). *Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings*.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Moscoso, A. M., & Díaz, J. S. (2024). *Determinación de la taxonomía, vulnerabilidad estructural y su aplicación al riesgo sísmico para Cuenca, Ecuador* [Tesis de Pregrado]. Universidad del Azuay. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/14596>
- Mwafy, A. (2013). Use of overstrength and inelastic response in seismic design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 166(6), 282-297. <https://doi.org/10.1680/stbu.11.00022>
- NBC 203. (2015). *Guidelines for earthquake resistant building construction: Low strength masonry*. Government of Nepal: Department of Urban Development and Building Construction.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma ecuatoriana de la construcción, capítulo NEC-SE-DS: Peligro sísmico y diseño sismoresistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-VI. (2015). *Norma ecuatoriana de la construcción, capítulo NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Neira, F., & Ojeda, L. (1992). *Dinteles de ladrillo armado* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/7113>
- Norma Ecuatoriana de la Contruccion NEC-SE-VI: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m (2015).
- NTC. (2018). *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- NTC-M. (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*.
- Nucera, F., Santini, A., & Tripodi, E. (2012). *Seismic vulnerability assessment of confined masonry*

- buildings by macro-element modeling: A case study.* <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:150380576>
- PADT-REFORT/JUNAC. (1980). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1a. Edición.* Junta del Acuerdo de Cartagena.
- Pantò, B., Caliò, I., & Lourenço, P. B. (2017). Seismic safety evaluation of reinforced concrete masonry infilled frames using macro modelling approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(9), 3871-3895. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0120-z>
- Pantò, B., Caliò, I., & Lourenço, P. B. (2018). A 3D discrete macro-element for modelling the out-of-plane behaviour of infilled frame structures. *Engineering Structures*, 175, 371-385. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.022>
- Pinos, A. (2015). *Evaluación estructural del efecto del mortero de pega sobre probetas de muro de ladrillo de tierra compactada bajo esfuerzos de comprensión axial* [Tesis de Maestría]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/21772>
- Quinde, J., Jiménez-Pacheco, J., & Ortega-Guamán, E. (2023). Revisión de normas de diseño para mampostería confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción. *Revista Politécnica*, 51(1), 77-92. <https://doi.org/10.33333/rp.vol51n1.07>
- Rea, G., Picón, H., & Villazhañay, J. (1989). *Uso del hormigón en construcción de viviendas pequeñas en la ciudad de Cuenca* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/5631>
- Ruiz-García, J., & Negrete, M. (2009). A Simplified Drift-Based Assessment Procedure for Regular Confined Masonry Buildings in Seismic Regions. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(4), 520-539. <https://doi.org/10.1080/13632460802598560>
- Sanchez-Ricart, L. (2010). Reduction factors in seismic codes: On the components to be taken into account for design purposes. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 4(4), 208-229. <https://doi.org/10.1080/17499511003676671>
- Schacher, T., & Hart, T. (2015). *Construction guide for low-rise confined masonry buildings.* Confined Masonry Network.
- Singhal, V., & Rai, D. C. (2016). In-plane and out-of-plane behavior of confined masonry walls for various tothing and openings details and prediction of their strength and stiffness. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(15), 2551-2569. <https://doi.org/10.1002/eqe.2783>
- Thaickavil, N. N., & Thomas, J. (2018). Behaviour and strength assessment of masonry prisms. *Case Studies in Construction Materials*, 8, 23-38. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.12.007>
- Zalamea, E. (2013). Mampostería Postensada Una alternativa constructiva para Ecuador y regiones sísmicas. *Estoa. Revista de la Facultad de*
- Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Cuenca*, 2(3), 23-43. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/27609>

BIOGRAFÍAS



Jiménez-Pacheco, Juan. Ingeniero Civil de la Universidad de Cuenca; tiene una maestría en la Escuela Politécnica Nacional y un doctorado en la Escuela Politécnica de Cataluña. Actualmente, es docente-investigador de la Universidad de Cuenca y coordinador de investigación de la Red Sísmica

del Austro. Ha dirigido y participado en varios proyectos; sus principales líneas de investigación son las de salud estructural y de evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería dentro del contexto tipológico del Ecuador.



Ortega-Guamán, Erika. Ingeniera Civil de la Universidad de Cuenca. Actualmente, es estudiante del Doctorado en Ciencias de la Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Su línea de investigación se desarrolla en el campo del comportamiento sísmico de las

edificaciones de mampostería simple y con refuerzo, que incluyen modelización estructural, evaluación sísmica y técnicas de reforzamiento de estructuras patrimoniales.



Quinde, John A. Ingeniero Civil de la Universidad de Cuenca. Estudiante del programa de Magister en Ciencias de la Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Fue técnico de investigación en proyectos de la Red Sísmica del Austro, Ingeniería Civil de la

Universidad de Cuenca. Su línea de investigación se desarrolla en el campo del diseño y desempeño sísmico de edificaciones de mampostería confinada y de hormigón armado.



Molineros-Calle, Pablo. Ingeniero Civil de la Universidad de Cuenca, graduado del programa de Honores Vanguardia. Actualmente, cursa una maestría en Ingeniería Sísmica en la Universidad Politécnica de Madrid, con énfasis en dinámica de suelos y estructuras. Ha sido ayudante de investigación en la Red Sísmica del Austro,

colaborando en varios proyectos. Se desempeña como consultor en proyectos estructurales, abarcando edificaciones de baja y mediana altura.



García, Hernán. Ingeniero Civil de la Universidad de Cuenca; tiene una maestría en métodos numéricos para el diseño en ingeniería por la Universidad Politécnica Salesiana y está por defender su doctorado en ingeniería por la universidad KU Leuven. Actualmente, es docente-investigador de la Universidad

de Cuenca y Universidad del Azuay; ha sido docente de varias maestrías en estructuras de las universidades de Cuenca. Ha dirigido y participado en varios proyectos; sus principales intereses de investigación están en los campos del comportamiento no-lineal de estructuras de hormigón y mampostería y los métodos numéricos para la evaluación sísmica de edificaciones de mampostería.