



Análisis de la influencia de las paredes de mampostería en edificios de hormigón armado

Analysis of the influence of masonry walls on reinforced concrete buildings

Análise da influência de paredes de alvenaria em edifícios de concreto armado

Hitler Anibal Corral Santana ^I

hcorral1320@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0009-9829-4927>

Marcos Geovanny Zevallos Loor ^{II}

marcos.zevallos@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-7979-8363>

Correspondencia: hcorral1320@utm.edu.ec

Ciencias Técnicas y Aplicadas

Artículo de Investigación

* **Recibido:** 20 de abril de 2025 * **Aceptado:** 30 de mayo de 2025 * **Publicado:** 10 de junio de 2025

- I. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.
- II. M.Sc. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.

Resumen

El presente ensayo busca demostrar cómo un elemento no estructural como los muros de mampostería, que usualmente son considerados solo como cargas actuantes en el diseño y análisis de edificios de hormigón armado, pueden generar alteraciones en el desempeño estático no lineal de los mismos. Para ello se analizaron dos edificios ubicados en la ciudad de Chone; uno medianamente bien diseñado y otro pésimamente diseñado, con el fin de comparar los efectos que la mampostería de relleno puede generar al ser considerados dentro del modelado estructural. Empleando el método del puntal equivalente establecido por el FEMA-356 para representar las paredes dentro del programa ETABs, y haciendo uso del método de los coeficientes del ASCE 41-17 para determinar el punto de desempeño de las estructuras en su análisis estático no lineal (pushover), se pudo evidenciar que los muros de mampostería no estructural si modificaban el desempeño global de la estructura, principalmente debido al aumento de la rigidez lateral que los puntales equivalentes aportaban al ser considerados dentro del análisis.

Palabras Clave: Pushover; mampostería; desempeño sísmico; puntal equivalente; análisis no lineal.

Abstract

This essay seeks to demonstrate how a nonstructural element such as masonry walls, which are usually considered only as acting loads in the design and analysis of reinforced concrete buildings, can generate alterations in their nonlinear static performance. To this end, two buildings located in the city of Chone were analyzed—one moderately well-designed and the other poorly designed—to compare the effects that infill masonry can generate when considered in structural modeling. Using the equivalent strut method established by FEMA-356 to represent walls within the ETABs program, and using the ASCE 41-17 coefficient method to determine the yield point of structures in their nonlinear static analysis (pushover), it was shown that the nonstructural masonry walls did modify the overall performance of the structure, mainly due to the increase in lateral stiffness that the equivalent struts contributed when considered in the analysis.

Keywords: Pushover; masonry; seismic performance; equivalent strut; nonlinear analysis.

Resumo

Este ensaio busca demonstrar como um elemento não estrutural, como paredes de alvenaria, que geralmente são consideradas apenas como cargas atuantes no projeto e análise de edifícios de concreto armado, pode gerar alterações em seu desempenho estático não linear. Para tanto, foram analisados dois edifícios localizados na cidade de Chone — um moderadamente bem projetado e outro mal projetado — para comparar os efeitos que a alvenaria de preenchimento pode gerar quando considerada na modelagem estrutural. Utilizando o método da escora equivalente estabelecido pela FEMA-356 para representar paredes dentro do programa ETABs e utilizando o método dos coeficientes ASCE 41-17 para determinar o limite de escoamento das estruturas em sua análise estática não linear (pushover), foi demonstrado que as paredes de alvenaria não estruturais modificaram o desempenho geral da estrutura, principalmente devido ao aumento da rigidez lateral que as escoras equivalentes contribuiriam quando consideradas na análise.

Palavras-chave: Pushover; alvenaria; desempenho sísmico; escora equivalente; análise não linear.

Introducción

A lo largo de los años el análisis y el diseño de las estructuras ha ido evolucionando brindando mayor precisión a la hora de conocer el comportamiento real de las mismas ante los eventos adversos a los que se ven sometidas; es por eso que la llegada de los softwares de ingeniería permitió aumentar la fidelidad de los resultados en el desempeño que tendrán las estructuras ante un evento sísmico, pues al facilitar todos los procesos de cálculo, se podían aumentar las consideraciones y las acciones a las cuales iban a estar sometidas. Pese a ello, actualmente al diseñar un edificio se sigue optando por considerar solamente los elementos estructurales que lo conforman tales como vigas, columnas y losas, ignorando otros elementos no estructurales como la mampostería de relleno, esto pese a que existen estudios como el de (Cagua Gómez, Aguiar Falconí, & Pilatasig Caizaguano, 2022) que demuestran experimentalmente que la mampostería de relleno modifica el comportamiento de la estructura, aumentando su rigidez y produciendo fallas en zonas que no daban problemas en el modelado clásico de marcos rígidos vacíos.

A día de hoy existen numerosos trabajos que analizan la influencia de la mampostería no estructural en edificios de hormigón armado dejando entrever que el interés por esta problemática está en aumento. Tal es el caso de (Erick & Paulina, 2023) que al tomar en cuenta los resultados de su

análisis y al determinar los efectos que la mampostería de relleno ejercía sobre sus modelos de estudio, desarrollaron una propuesta de aislamiento para la mampostería; permitiendo que, al deformarse la estructura tanto en el rango elástico como en el rango inelástico, no exista una interacción pared columna que afecte el desempeño de la misma. A pesar de la veracidad de los hechos la mampostería no estructural aún sigue siendo obviada y reemplazada como una carga actuante dentro del diseño y análisis de las estructuras de hormigón armado, simulando que no existe ninguna interacción pared-columna que modifique el comportamiento de la misma, cuando ya se ha demostrado que eso no es así.

Comúnmente es muy difícil encontrar construcciones que cumplan con los requisitos de aislamiento de la mampostería ya sea por la falta de personal especializado que cumpla con las exigencias y disposiciones que el método constructivo requiere, o porque los costos de realización están fuera del presupuesto que el dueño considera óptimo para su edificio. Bajo esta realidad nace el objetivo de analizar dos estructuras “comunes” ya construidas en la ciudad de Chone, que pese a considerar en su diseño solo los elementos estructurales que la conforman, al momento de la construcción se pegaron las paredes a los marcos rígidos de hormigón armado obviando por completo los métodos de aislamiento de la mampostería para que la estructura se comportara tal cual fue diseñada. Por ello es que se busca indagar en la pregunta de ¿Qué pasaría en un evento sísmico real si consideramos que estas estructuras integrarán las interacciones de la mampostería no estructural dentro de su configuración global? ¿Qué efectos no contemplados genera y de qué magnitud serán? Para resolver estas interrogantes se busca comparar los niveles de desempeño que va a tener cada estructura, tanto al considerar la mampostería de relleno como al no hacerlo, permitiendo obtener una visión más amplia y un concepto más detallado de cómo estos elementos no estructurales pueden modificar el desempeño y el comportamiento de las estructuras.

Metodología

Al tratarse de una estructura ya hecha se optó por realizar un ensayo esclerométrico en ambas estructuras, pues al ser un ensayo no destructivo permite tomar mediciones relativamente precisas sin necesidad de causar mayor daño en ellas. Para esto se usó el martillo SCHMIDT, el cual, en base al número de golpes dados por la muestra, permite determinar la resistencia del hormigón f'_c en base a las curvas de conversión de la *figura 1*.

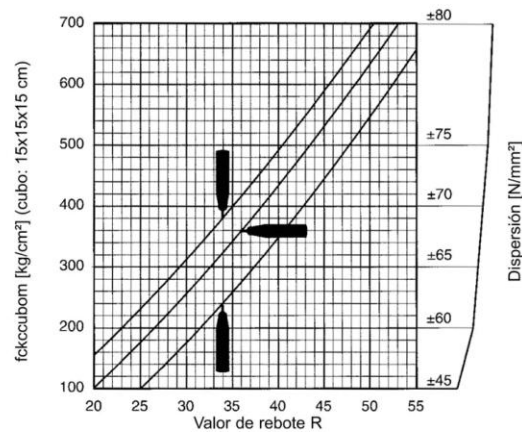


Fig. 2.7 Modelo N/NR: Curvas de conversión basadas en la resistencia a la compresión promedio de un cubo y el valor de rebote R

$f_{ckcubom}$: resistencia promedio a la presión de un cubo (valor probable)

Figura 1. Curva de conversión. Manual de usuario del martillo SCHMIDT

Lo que se busca es poder conocer el comportamiento real que tendrá la estructura al momento de verse sometida a cargas sísmicas, conociendo los efectos que serán producidos en los elementos que la conforman. Es por ello que se opta por realizar un análisis estático no lineal conocido como Pushover, pues este permite conocer el comportamiento de la estructura después de terminar el rango elástico. Según (Román & Mora, 2017) el análisis estático no lineal Pushover consiste en la acción de empuje de una carga lateral que va a incrementar hasta provocar el colapso de la estructura. Mediante este análisis se puede obtener el modelo bilineal de la curva de capacidad del edificio que, según (Carranza Vera & Zambrano, 2024) es una simplificación del comportamiento no lineal de la estructura ante una acción sísmica. Esta curva está controlada por el cortante basal versus el desplazamiento lateral en la cubierta y está directamente relacionada con la rigidez que tiene el edificio como se puede observar en la *figura 2*. En esta curva de capacidad se puede hallar el punto de desempeño de la estructura, que no es más que el desplazamiento máximo que esta va a alcanzar. Existen diversos métodos para encontrar el punto de desempeño de una edificación, pero para el presente trabajo se optó por recurrir al método de los coeficientes desarrollado por la (ASCE 41-17, 2017) en donde se plantea la *ecuación (1)*:

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g \quad (1)$$

Donde: C_0 , C_1 y C_2 son coeficientes relacionados al desplazamiento espectral, al desplazamiento no elástico y a la histéresis pellizcada junto a la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia respectivamente; S_a es la aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo; T_e es el periodo fundamental efectivo en una dirección y g es la gravedad. Estos datos permiten conocer el punto de desempeño dentro del modelo bilineal de la curva de capacidad *pushover* tal como se muestra en la *figura 2*:

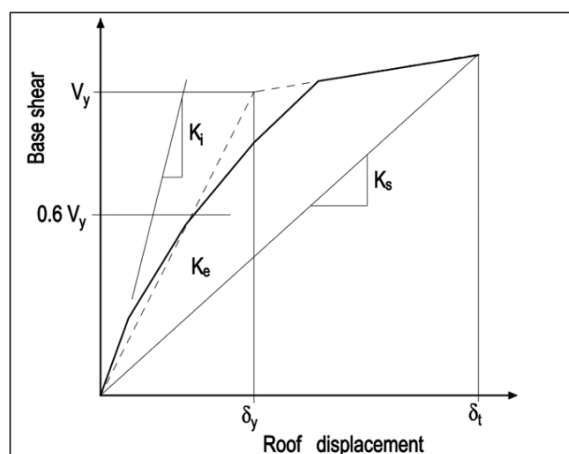


Figura 2. Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad para el método de los Coeficientes.

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

Mas allá de conocer el desplazamiento máximo que va a ocurrir en la estructura ante una actividad sísmica, el punto de desempeño permite ubicar a dicha estructura dentro de una clasificación cualitativa sobre el estado de la estructura una vez que el sismo se desarrolló completamente. Esta clasificación denominada *Niveles de Desempeño* es fundamental dentro del análisis no lineal, pues como se muestra en la *figura 3*, en base a la amenaza sísmica y al tipo de estructura analizada se obtiene el objetivo de desempeño para cada caso en específico, los cuales están constituidos por Totalmente Ocupacional (TO), Ocupacional (O), Seguridad de Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC), esto según (Palacios & Freire, 2023) en base a (SEAOC-Vision 2000, 1995). Además, definieron los niveles de amenaza sísmica tomando como variable el nivel de importancia, tal como se muestra en la *tabla 1*:

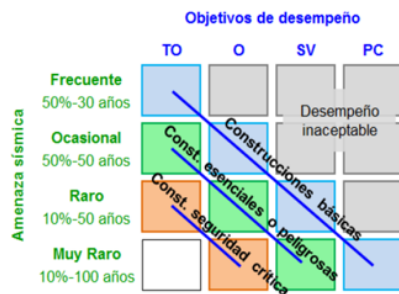


Figura 3. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño. Fuente: SEAOC-

Tipo	Factor de Importancia
Frecuente	0.5
Ocasional	0.7
Raro	1.0
Muy Raro	1.3

Tabla 1. Demandas de Capacidad.

Fuente: Palacios y Freire (2023) Vision 2000 (1995)

Finalmente, para que el análisis estático no lineal pueda desarrollarse es importante definir las rótulas plásticas que se van a generar. Las rótulas plásticas funcionan, según (Narváez & Estévez, 2019), como un sistema de disipación de energía en el cual se forman puntos donde se espera que los elementos empiecen a deformarse desarrollando grietas en el rango inelástico que harán llegar a la estructura hasta el colapso. Estas rótulas plásticas por lo general son calculadas para cada elemento, pero la (ASCE/SEI, 2014) desarrolló las tablas 10.7 y 10.8 del código 41-13 que permiten generar una curva generalizada que relaciona el esfuerzo de fluencia Q/Q_y frente a las deformaciones θ producidas en la rótula plástica, tanto para vigas como para columnas respectivamente; tal como se muestra en la figura 4.

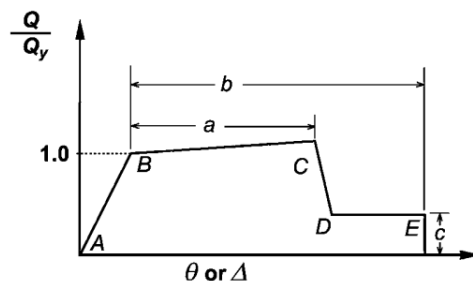


Figura 4. Relación Carga-deformación generalizada para elementos o componentes de concreto.

Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2014)

Junto con los avances científicos y actualizaciones de códigos constructivos, los softwares de ingeniería también evolucionan, permitiéndose ser más fácil y más eficiente con el pasar de los años. El programa ETABs permite asignar estas rótulas plásticas de manera automática en base a

las tablas establecidas por el ASCE/SEI 41-13. Estas estarán ubicadas a una longitud relativa del 5% para vigas y al 85% para columnas; estos valores típicos han sido adoptados por la comunidad científica especializada pues, en base a experimentos y observaciones, se sabe que cuando se producen fallas en estos elementos la distancia a la cual suceden es muy parecida a la longitud relativa anteriormente mencionada.

Ahora bien, para la presente investigación se requiere que las paredes de mampostería no estructural actúen junto con los elementos estructurales de los edificios permitiendo conocer el comportamiento que tendrán los mismos ante un sismo dado. Por ello, para poder integrar la mampostería dentro del modelado estructural, es necesario definir las propiedades mecánicas de la mampostería, así como el método de modelado y las propiedades no lineales que el programa necesita para poder llevar a cabo el análisis requerido.

Para conocer las propiedades mecánicas de la mampostería que tienen los edificios, se optó por adoptar los requerimientos de construcción que brinda el (INEN 638, 2009) en su apartado *“Bloques huecos de hormigón. Definiciones, clasificación y condiciones generales”*. En él se clasifican los bloques de hormigón según su uso y tamaño; como en ambos edificios a analizar las paredes de mampostería se encuentran tanto en el revestimiento exterior como en las divisiones de los espacios internos de los mismos, se adopta un bloque de hormigón hueco tipo D, además las dimensiones que el INEN determina para este tipo de bloque de hormigón hueco son las mismas que se usaron en la construcción de las paredes de los edificios. Posteriormente el (INEN 643, 2009) brinda los requisitos de resistencia a la compresión que deben cumplir los bloques huecos de hormigón según la clasificación anteriormente presentada, tal como se muestra en la *Tabla 2*. Esta resistencia solo corresponde a la unidad de bloque de hormigón, lo cual no es una representación correcta de una pared de mampostería puesto que se deja de lado el hecho de que todos los bloques están unidos por un mortero de pega que tiene una resistencia mínima a la compresión diferente, como se muestra en la *figura 5*.

Tipo de bloque	Resistencia mínima a la compresión en MPa a los 28 días (norma INEN 640)
A	6
B	4
C	3
D	2,5
E	2

Tabla 2. Requisitos de resistencia a la compresión que deben cumplir los bloques huecos de hormigón. Fuente: INEN 643 (2009)

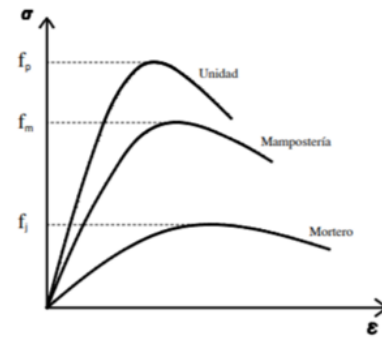


Figura 5. Fuente: (Paulay & Priestley, 1992)

Para poder determinar la resistencia a compresión de toda la pared de mampostería, teniendo en cuenta la resistencia tanto de la unidad de bloque de hormigón como la del mortero de pega, (Lema Narváez & Méndez Estévez, 2019) en base a la *ecuación (2)* establecida por (W. Hendry, 1998) define la resistencia mínima a compresión f'_m de toda la pared de mampostería en 1,5 MPa.

$$f'_m = C_m * \psi * (C_f * f'_b)^{0,75} (f'_j)^{0,25} \quad (2)$$

Donde C_m es el factor que depende de la continuidad de la mampostería ($C_m = 0,45$ para mampostería continua); ψ es el factor de resistencia ($\psi = 1$); C_f es el factor de forma ($C_f = 1$), f'_b es la resistencia a la compresión de la unidad de mampostería ($f'_b = 2,5$); y f'_j es la resistencia a la compresión del mortero ($f'_j = 10$).

Además de la resistencia a la compresión, es necesario conocer el módulo de elasticidad de la mampostería. Para ello la (NEC-SE-MP, 2015) ante la falta de datos experimentales que permitan conocer el módulo de elasticidad, brinda la *ecuación (3)* que define el módulo de elasticidad de la mampostería en concreto, en función de la resistencia mínima a la compresión:

$$E_m = 900 f'_m \leq 20000 \text{ MPa} \quad (3)$$

Dónde E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería y f'_m es la resistencia mínima a la compresión de la misma.

El método de modelado que se va a implementar para poder representar los efectos que la mampostería de relleno genera en el comportamiento global de las estructuras es el del Puntal Equivalente planteado por el (FEMA 356, 2000) en el cuál las paredes se representan mediante una diagonal equivalente que funciona como una riostra de ancho a , como se muestra en la *figura 6*,

además de que contará con las propiedades mecánicas previamente determinadas. Los valores del ancho de la diagonal equivalente son calculados mediante las *ecuaciones* (4) y (5).

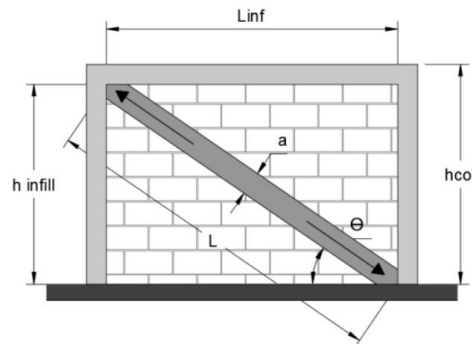


Figura 6. Propiedades Geométricas del Puntal de Mampostería. Fuente: (FEMA 356, 2000)

$$a = 0,175(\lambda * h_{col})^{-0,4} * L \quad (4)$$

$$\lambda = \left(\frac{E_m * t * \text{sen}2\theta}{4 * E_c * I_{col} * h_{infill}} \right) \quad (5)$$

Donde a es el ancho del puntal equivalente; λ es la rigidez equivalente; h_{col} es la altura libre del pórtico; L es la longitud de la diagonal de relleno; E_m es el módulo de elasticidad de la pared de mampostería; t es el espesor del muro; θ es el ángulo de inclinación del puntal; E_c es el módulo de elasticidad de la columna; I_{col} es el momento de inercia de la columna; y h_{infill} es la altura de relleno. En caso de que la pared presente aberturas, ya sea por puertas o ventanas, (Lema Narváez & Méndez Estévez, 2019) en base a las consideraciones presentadas por (Al-Chaar, 2002) plantea un factor de reducción R dado por la *ecuación* (6) donde relaciona el área de la abertura existente en la pared con el área total de la pared. Este factor R multiplica al valor del ancho del puntal que contiene esa abertura determinando así el valor final del ancho del puntal para ese caso.

$$R = 0,6 \left(\frac{A_{abert}}{A_{pared}} \right)^2 - 1,6 \left(\frac{A_{abert}}{A_{pared}} \right) + 1 \quad (6)$$

También es necesario conocer el valor de la resistencia que va a tener cada puntal equivalente. Para ello (Carrillo & Gonzáles, 2007) definen ese parámetro mediante la *ecuación* (7).

$$R_{comp} = a * t * f'_m \quad (7)$$

Donde R_{comp} es la resistencia del puntal equivalente; a es el ancho del puntal; t es el espesor de la pared; y f'_m es la resistencia mínima a la compresión de la pared de mampostería. Además de

ello, se debe determinar el tipo de rótula plástica que estos puntales equivalentes van a tener, así como algunas consideraciones adicionales que serán necesarias modelar correctamente los puntales dentro del programa ETABs.

Constructivamente las paredes de mampostería no están unidas monolíticamente al resto de elementos que conforman el pórtico. Por ello, el modelado del puntal equivalente debe estar configurado para admitir solamente cargas axiales a compresión y que los momentos en sus extremos sean nulos. Adicionalmente se anulan los efectos de torsión que puedan existir en los puntales al momento del análisis.

Para las rótulas plásticas (Al-Chaar, 2002) indica que estas deben estar ubicadas al centro de la longitud de la diagonal, tal como se muestra en la *figura 7* donde se puede observar su disposición en cada elemento para cada pórtico. Además, basado en las observaciones de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2008) donde señalan que, debido al aplastamiento de las esquinas de contacto y la formación de grietas severas en la dirección de la diagonal, las paredes de mampostería empiezan a fallar al alcanzar unas derivas de entre 0,003 a 0,005; por ello se adopta un límite de deformación de la rótula plástica de 0,003.

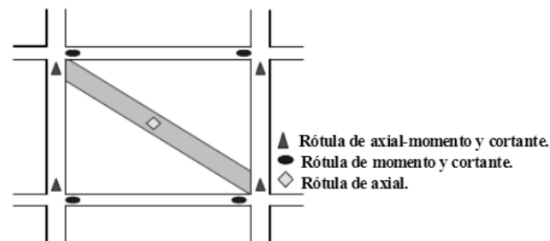


Figura 7. Localización de Rótulas Plásticas.

Fuente: (Al-Chaar, 2002)

Finalmente, ante la falta de una curva esfuerzo-deformación que rijas el comportamiento no lineal de la mampostería, el programa ETABs permite formar una en base a 3 valores fundamentales: la resistencia a la compresión de la mampostería ($f'_m = 1,5MPa$); la deformación que se genera al aplicar esta resistencia a la compresión; y la deformación última que alcanza la mampostería antes de colapsar (previamente establecida en 0,003). Para determinar el valor de la deformación ante el f'_m se emplea un diagrama esfuerzo-deformación de prismas de bloque de concreto realizado por (Mohamad, Lourenço, Roman, & Barbosa, 2012), el cual está dado en la *figura 8*.

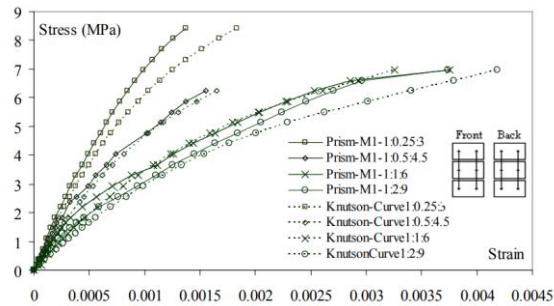


Figura 8. Diagrama de Esfuerzo-Deformación para Prismas de Bloques de Concreto.

Fuente: (Mohamad, Lourenço, Roman, & Barbosa, 2012)

El gráfico presenta una serie de curvas que varían en función de la dosificación del mortero. Se puede notar que ante un valor del $f'_m = 1,5 \text{ MPa}$ y una dosificación del mortero de 1:0,5:4,5 la cual es la dosificación más cercana a la 1:0,5:5 establecida por la (NEC-SE-MP, 2015) para $f'_j = 10 \text{ MPa}$, se tiene un valor de deformación de 0,002. Una vez ingresados los datos, el programa realiza la curva esfuerzo-deformación de la mampostería de manera automática, resultando en la figura 9.

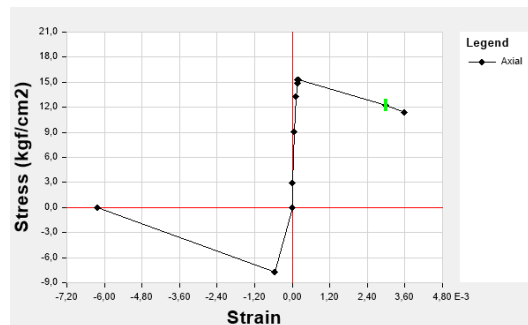


Figura 9. Curva Esfuerzo-Deformación de la Mampostería. Fuente: Extraído del programa ETABS

Casos de Estudio

Se tomó como muestra de estudio 2 edificios de mediana altura situados en la ciudad de Chone: *Hotel Hogar* y *Vivienda Marcillo*. Ambas edificaciones fueron diseñadas en base a los códigos establecidos por la (NEC-SE-DS, 2015), pero en ambos casos las paredes de mampostería fueron adheridas a los pórticos de hormigón armado, una práctica que es común en el medio pese a que es obviada por completo en el diseño estructural de los edificios. Se tuvo acceso tanto a los planos estructurales como al estudio de suelo realizado en ambos casos, lo que con ayuda del ensayo

esclerométrico, permite lograr una representación fidedigna de cómo estos edificios se van a comportar en la vida real al ser sometidos ante una carga sísmica. Cabe resaltar que ambos estudios de suelo arrojaron los mismos resultados tanto en los valores del factor Z como en el tipo de suelo presente, esto debido a que los edificios están separados apenas por 800 metros como se muestra en la *figura 10*.



Figura 2. Vista satelital de la ubicación de los edificios estudiados. Fuente: Elaboración Propia

El cortante basal de las estructuras está determinado por la *ecuación 8* establecida por la (NEC-SEDS, 2015); y puesto que ambos edificios son residenciales ($I = 1$), no cuentan con irregularidades ni en planta ni elevación ($\phi_p = 1$; $\phi_e = 1$), están compuestos por pórticos especiales resistentes a momento de hormigón armado ($R = 8$), y el valor de su aceleración espectral es la misma pues está en función del factor Z ($Z = 0,5$), la zona sísmica (VI), la región geográfica ($\eta = 1,80$) y el tipo de suelo (*Tipo E*); el resultado del cortante basal será el mismo para ambos casos, tal como se muestra en la *tabla 3*.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (8)$$

	Hotel Hogar	Vivienda Marcillo
Z	0,5	0,5
Zona Sísmica	VI	VI
η	1,80	1,80
$S_a(T_a)$	0,765	0,765

<i>I</i>	1	1
<i>R</i>	8	8
ϕ_P	1	1
ϕ_e	1	1
<i>V</i>	0,09563	0,09563

Tabla 1. Valores necesarios para el cálculo del cortante basal

El primer edificio a analizar es el *Hotel Hogar*, una estructura de 12,4 m de altura conformada por 3 losas y con una pequeña terraza que sirve como lavandería del lugar (*figura 11*). Según el ensayo esclerométrico realizado, la estructura cuenta con un $f'c = 27,05 \text{ MPa}$, teniendo secciones de columna cuadrada de 40 cm para todo el edificio menos para la cubierta, donde son de 35 cm; las vigas son en su mayoría de 30x40 cm, a excepción de las vigas de borde y de cubierta (20x25 cm), las de la escalera (25x25 cm) y las vigas del volado (10x20 cm). Cuenta con losas aligeradas en 2 direcciones con una loseta de compresión de 5 cm y nervios de 20 cm de altura. Cuenta con paredes de mampostería hechas con bloque de hormigón repartidas por todo el perímetro de la estructura a excepción de la fachada frontal; asimismo, tiene paredes divisorias en su interior las cuales fueron modeladas en base al plano arquitectónico (*figura 12*).

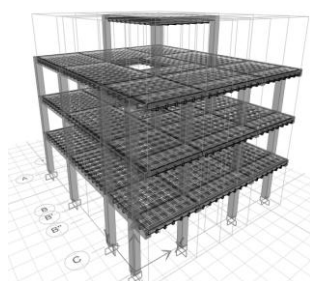


Figura 11. Modelo Estructural sin Diagonales: Hotel Hogar

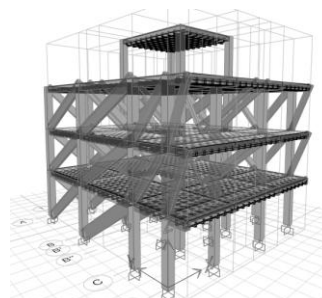


Figura 32. Modelo Estructural con Diagonales: Hotel Hogar

Una vez realizado el análisis estructural de ambos modelos se determinaron las máximas derivas de piso que se presentan en las estructuras. La *figura 13* y la *figura 14* corresponden a una curva comparativa entre las derivas de piso para el eje X y para el eje Y respectivamente, tanto para el caso que considera la mampostería dentro del modelado estructural, como para el caso que no la integra. Por otro lado, la *tabla 4* presenta los periodos fundamentales para los tres primeros modos

de vibración, tanto para el caso más comúnmente utilizado en el cual se ignoran las paredes de mampostería, como para el caso en el que se las integra dentro del modelado estructural.

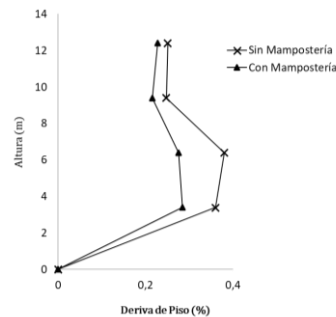


Figura 43. Derivas de Piso para el eje X.
Hotel Hogar

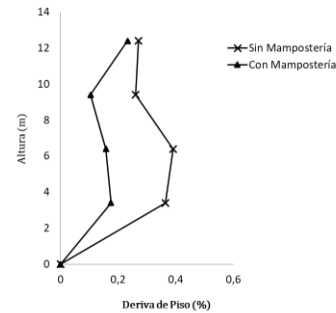


Figura 54. Derivas de Piso para el eje
Y. Hotel Hogar

MODOS DE VIBRACIÓN

SIN DIAGONALES	UX	UY	RZ
MODO 1	0	0,8813	0
MODO 2	0,8843	0	0
MODO 3	0	0	0,8907
CON DIAGONALES	UX	UY	RZ
MODO 1	0,7967	0	0
MODO 2	0	0,8716	0
MODO 3	0	0	0,7871

Tabla 2. Periodos Fundamentales de Vibración. Hotel Hogar

Se realizó el análisis estático no lineal *pushover* en ambos casos del edificio *hotel hogar*, considerando la amenaza sísmica de un sismo raro, la cual es equivalente a la del sismo de diseño ($T_r=450$ años). La *figura 15* y la *figura 16* corresponden a las curvas de capacidad para el eje X y el eje Y respectivamente; en ambas se marca el punto y el nivel de desempeño que desarrolla el edificio *hotel hogar* para el caso que no considera la mampostería dentro del modelado estructural. Por otro lado, la *figura 17* y la *figura 18* corresponden a las mismas curvas de capacidad tanto para el eje X como para el eje Y respectivamente, pero para el caso en el que se integran las paredes de mampostería en el modelado estructural.

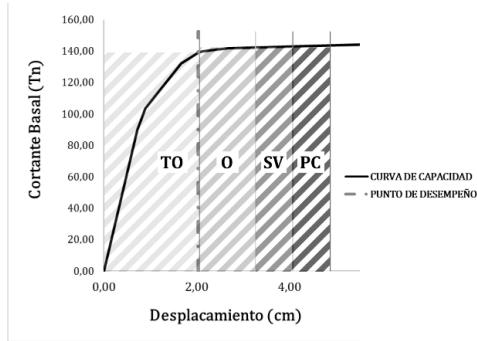


Figura 75. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Hotel Hogar, sin mampostería - EJE X

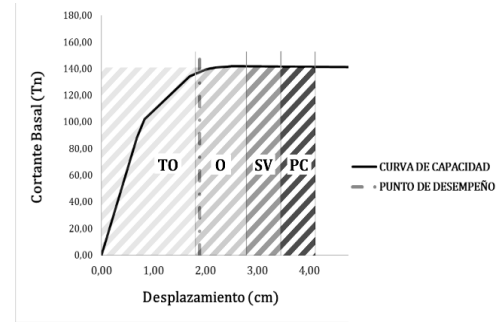


Figura 66. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Hotel Hogar, sin mampostería - EJE Y

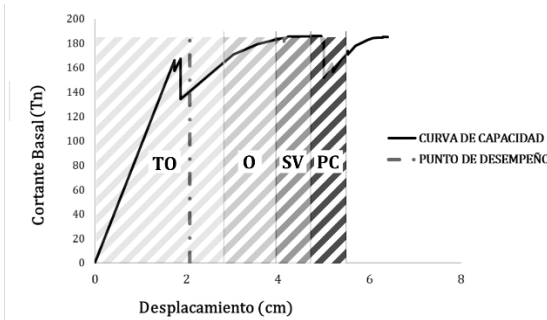


Figura 97. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Hotel Hogar, con mampostería - EJE X

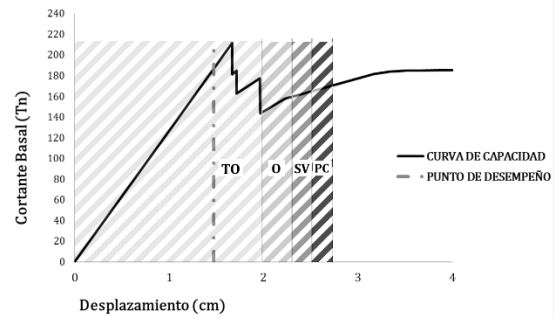


Figura 88. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Hotel Hogar, con mampostería - EJE Y

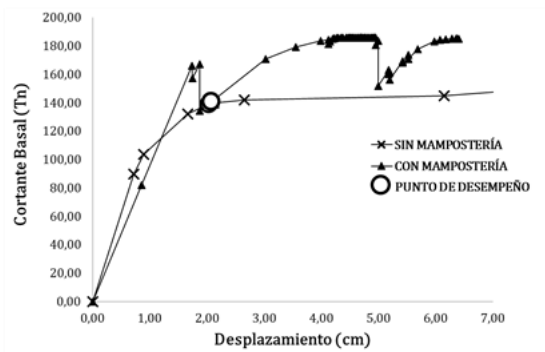


Figura 191. Comparación de las Curvas de Capacidad y Puntos de Desempeño para el EJE X. Hotel Hogar

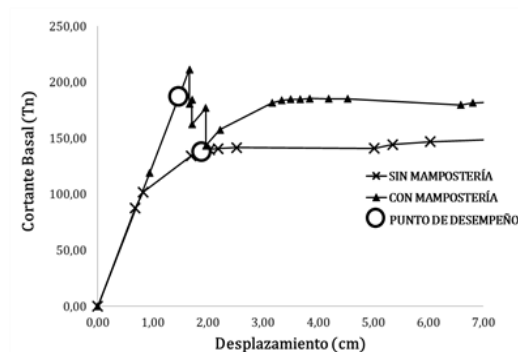


Figura 201. Comparación de las Curvas de Capacidad y Puntos de Desempeño para el EJE Y. Hotel Hogar

Para comparar la incidencia que tienen las paredes de mampostería en el desempeño sísmico de la estructura se superponen las curvas de capacidad junto a la ubicación del punto de desempeño, tal como se muestra en la *figura 19* para el eje X, y en la *figura 20* para el eje Y.

El siguiente caso de estudio corresponde a la *Vivienda Marcillo*, una edificación de 10,24 m de altura (*figura 21*). Cuenta con 3 losas aligeradas en 2 direcciones de 25 cm de espesor correspondientes a una loseta de compresión de 5 cm y nervios de 20 cm. Las columnas tienen una sección de 35x50 cm, siendo el lado mayor el que está paralelo al eje X. Las vigas ubicadas en el eje X son de 35x40 cm, mientras que las que se ubican en el eje Y son de 25x30 cm; existen otras vigas de diferente sección como las que sostienen el volado en el eje X (30x25 cm) y en el eje Y (25x25 cm). Las paredes, hechas de mampostería de bloque de hormigón, se encuentran distribuidas alrededor de toda la estructura a excepción de la fachada frontal, además cuenta con paredes que dividen los espacios al interior del edificio, las cuales fueron modeladas en base al plano arquitectónico (*figura 22*).

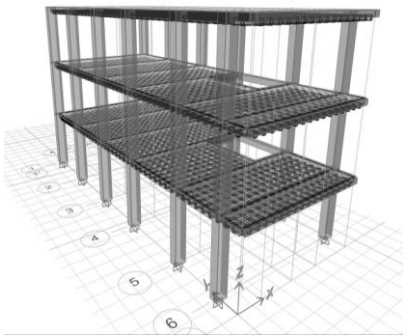


Figura 111. Modelado Estructural sin Diagonales: Vivienda Marcillo

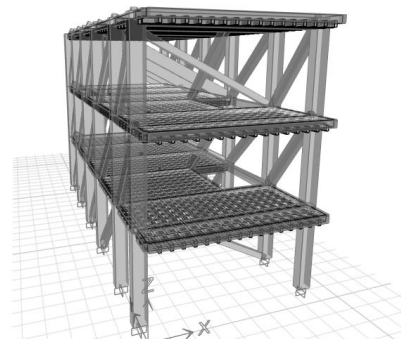


Figura 102. Modelado Estructural con Diagonales: Vivienda Marcillo

La *figura 23* muestra una comparativa entre las derivas de piso en el eje X que va a tener el edificio, tanto al considerar las paredes de mampostería en el modelado y análisis estructural, como en el caso donde no son tomadas en cuenta. Por otro lado, la *figura 24* presenta la misma comparativa, pero para las derivas de piso desarrolladas en el eje Y. También se obtuvieron los valores resultantes del análisis modal, presentados en la *tabla 5*, en ella se pueden observar los periodos fundamentales de los 3 primeros modos de vibración, tanto para el modelo con las diagonales equivalentes, como para el modelo que solo considera los pórticos especiales resistentes a momento.

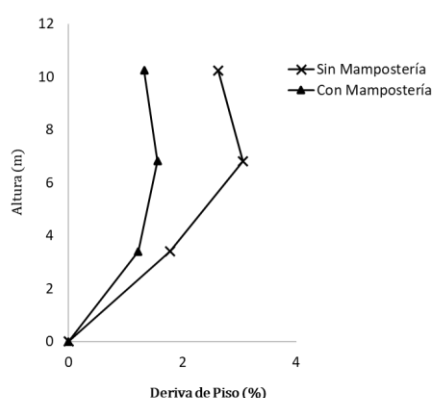


Figura 133. Derivas de Piso para el eje X. Vivienda Marcillo

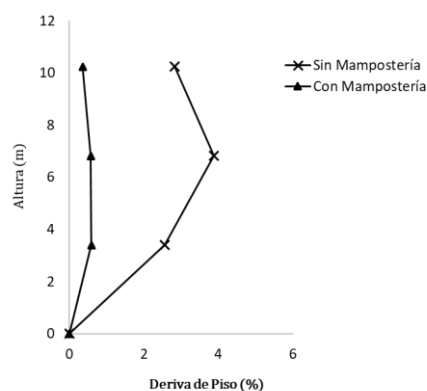


Figura 124. Derivas de Piso para el eje Y. Vivienda Marcillo

MODOS DE VIBRACIÓN

SIN DIAGONALES	UX	UY	RZ
MODO 1	0	0,8258	0
MODO 2	0,7835	0	0
MODO 3	0	0	0,7696
CON DIAGONALES	UX	UY	RZ
MODO 1	0,559	0	0
MODO 2	0	0,8926	0
MODO 3	0	0	0,5595

Tabla 3. Periodos de Vibración Fundamentales. Vivienda Marcillo

Del análisis estático no lineal *pushover* se obtuvieron las curvas de capacidad y la ubicación del punto de desempeño dentro de los niveles de desempeño sísmico. Para el caso que no considera las

paredes de mampostería en el modelado estructural, se tienen las curvas de capacidad presentadas en la *figura 25* y *figura 26*, correspondientes al eje X y el eje Y respectivamente. Por otro lado, la *figura 27* y la *figura 28* corresponden a las curvas de capacidad formadas por el caso que si considera las paredes de mampostería dentro del modelado y análisis estructural del edificio *Vivienda Marcillo*, tanto para el Eje X como para el eje Y respectivamente.

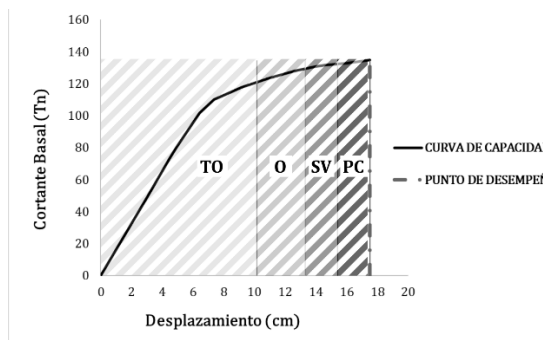


Figura 155. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Vivienda Marcillo, sin mampostería - EJE X

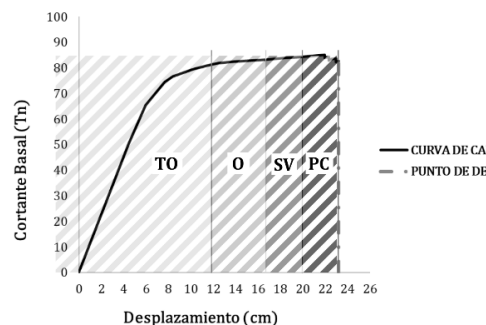


Figura 146. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Vivienda Marcillo, sin mampostería - EJE Y

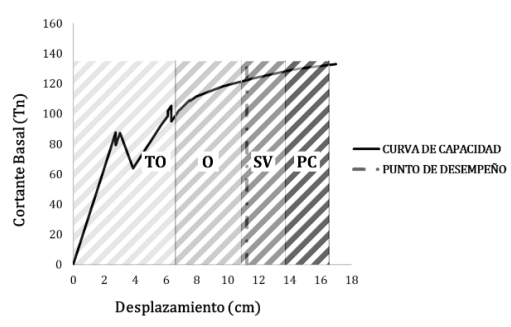


Figura 167. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Vivienda Marcillo, con mampostería - EJE X

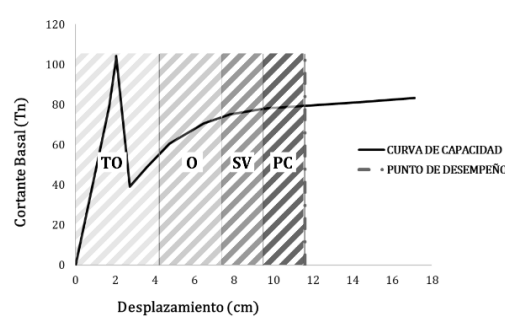


Figura 178. Curva de Capacidad, Punto de Desempeño y su ubicación dentro de los niveles de desempeño. Vivienda Marcillo, con mampostería - EJE Y

Por último, se presenta una comparativa entre las curvas de capacidad y la ubicación de su punto de desempeño correspondientes al caso que considera las paredes de mampostería, como al caso no las integra. Dicha comparación se encuentra representada en la *figura 29* y en la *figura 30*, pues

corresponden a una superposición de los resultados obtenidos del análisis estático no lineal *pushover*, tanto para el eje X como para el eje Y respectivamente.

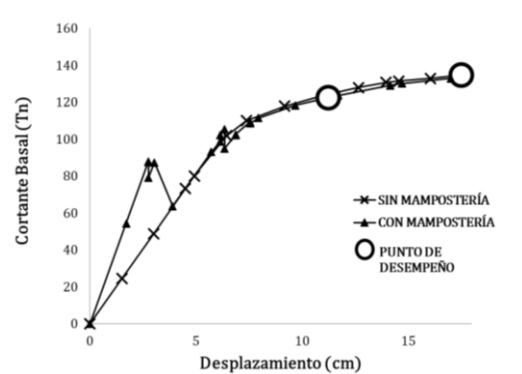


Figura 29. Comparación de las Curvas de Capacidad y Puntos de Desempeño para el EJE X. Vivienda Marcillo

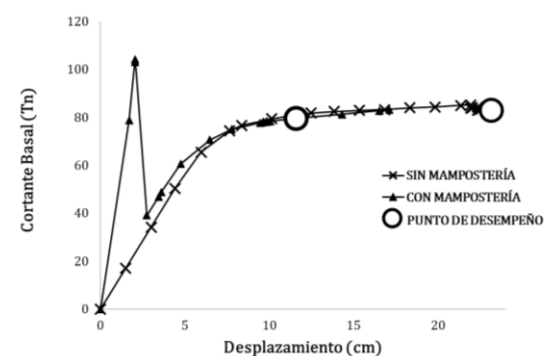


Figura 180. Comparación de las Curvas de Capacidad y Puntos de Desempeño para el EJE Y. Vivienda Marcillo

Análisis de Resultados

Una vez planteados los resultados del análisis no lineal de las estructuras, se pueden desarrollar algunas inferencias sobre cómo la mampostería no estructural incide en el comportamiento y el desempeño sísmico de los edificios.

Como se aprecia en las curvas comparativas mostradas en las *figuras 13 y 14* para el *Hotel Hogar*, las derivas de piso son menores para el caso donde las paredes de mampostería son consideradas dentro del modelado estructural. Esto se debe principalmente a que las paredes de mampostería, al ser tomadas en cuenta como una diagonal equivalente, prácticamente funcionan como una riostra que trabaja solo a compresión, lo que aumenta la rigidez lateral. Además, se puede notar que para el eje Y, el cual cuenta con una mayor cantidad de paredes de mampostería paralelas al plano, se tiene una disminución de la deriva de piso de aproximadamente el 59% respecto al diseño original sin mampostería, porcentaje que es mucho más considerable que la del eje X, el cual cuenta con una cantidad menor de paredes y una reducción de la deriva de piso de apenas el 27%. La rigidez que aportan las paredes de mampostería al edificio también se ve reflejada en el comportamiento modal del mismo, pues cómo se puede observar en la *tabla 4*, no solo se puede notar una disminución en los periodos de vibración para el caso que si considera la mampostería, si no que modifica la manera en la que se va a mover el edificio, siendo que para el caso que no considera la mampostería se producía primero el desplazamiento en el eje Y, luego en el eje X y finalmente una

rotación en el eje Z; por otro lado al rigidizar la estructura considerando las paredes de mampostería, se produjo primero el desplazamiento en el eje X, seguido del desplazamiento en el eje Y y finalmente una rotación en el eje Z.

Como mencionó (Romero & López, 2021) las paredes de mampostería aportan rigidez a la estructura, modificando la distribución y magnitud de los esfuerzos provocados por la acción sísmica, pudiendo generar efectos indeseados. Este aumento de la rigidez se ve claramente reflejado en las *figuras 19 y 20* donde las curvas de capacidad del modelo que si considera las paredes de mampostería llegan a un pico de esfuerzo mucho más alto que su contraparte que no las considera; además cuando las paredes de mampostería alcanzan su resistencia máxima y se produce la rotura, pierden la capacidad de aportar rigidez, lo que hace que la curva de capacidad caiga bruscamente hasta encontrarse con la curva de capacidad del modelo que no considera la mampostería. Esto se da debido a que los elementos estructurales como vigas y columnas continúan resistiendo los efectos del desplazamiento lateral después de que las paredes ya no pueden hacerlo. La incidencia de la mampostería también se ve reflejada en los niveles de desempeño sísmico que desarrollan los distintos casos del *Hotel Hogar*. Al observar las *figuras 15 y 16* se puede notar que, para el caso que no considera la mampostería, el edificio se encuentra a punto de cruzar el umbral del nivel *totalmente ocupacional* hacia el nivel *ocupacional*; por otro lado, al integrar la mampostería en el modelo, el desempeño del edificio no llega si quiera a acercarse al límite del umbral entre el nivel *totalmente ocupacional* y el nivel *ocupacional*, es más, se puede decir que para el eje Y las paredes de mampostería junto con el resto de elementos estructurales absorben la acción sísmica permitiendo que el edificio se desarrolle dentro del rango elástico. Esto no sucede en el eje X debido a que, al existir una menor cantidad de paredes de mampostería en ese sentido, no son capaces de absorber toda la acción sísmica, generando roturas en las mismas, dejando a los elementos estructurales y las paredes restantes trabajar en el rango inelástico. Pese a esto el edificio en ambos casos cuenta con unos niveles de desempeño bastante aceptables pues no superan el límite establecido por el (SEAOC-Vision 2000, 1995) presentados en la *figura 3*, donde para un sismo raro el nivel de desempeño máximo que puede desarrollar una estructura de este tipo es el de *seguridad de vida*.

Se podría decir entonces que el *Hotel Hogar* cuenta con un diseño óptimo que permite al edificio comportarse bastante bien pese a que elementos que no fueron considerados en el diseño preliminar como las paredes de mampostería sean añadidos posteriormente, lo cual es una inferencia acertada

pero no es del todo cierta. Gracias al análisis estático no lineal *pushover* se pudo conocer que este edificio, en ambos casos de estudio, no cumple con la característica columna fuerte-viga débil que todas las estructuras deben tener, pues en base a la formación de las rótulas plásticas en los distintos elementos estructurales y no estructurales, se observó que después de las paredes de mampostería las columnas de la planta baja serían los primeros elementos en comenzar a entrar al rango inelástico. Aunque esto no signifique un colapso prematuro, si indica un diseño defectuoso de la estructura dentro del rango inelástico, por lo que a pesar de que cumple los requerimientos de la NEC respecto a la deriva de piso, los modos de vibración y el desempeño sísmico, no cumple con el requerimiento base de las estructuras que dictamina que las columnas deben ser mucho más fuertes y resistentes que las vigas.

Finalmente, el caso de la *Vivienda Marcillo* es un caso bastante particular, pues al analizar esta estructura se encontró que la misma está pesimamente diseñada en varios aspectos muy importantes y críticos. Véase en las *figuras 23 y 24* que para el caso que no integra las paredes de mampostería, es decir el caso típico de diseño en nuestro medio que solo considera los pórticos especiales resistentes a momento, las derivas de piso exceden el máximo permitido por la (NEC-SE-DS, 2015) correspondiente al 2%, teniendo valores máximos de 3% y 3,8% para los ejes X e Y respectivamente. Al añadir a las paredes de mampostería a este edificio la deriva de piso máxima se reduce hasta un 1,56% en el eje X y 0,59% en el eje Y.

Al igual que en el caso del *Hotel Hogar* esta reducción de la deriva de piso está directamente relacionada con el aumento de la rigidez lateral que las paredes de mampostería generan al ser consideradas en el modelado estructural. La *tabla 5* correspondiente a los periodos fundamentales de vibración también permite apreciar este aumento en la rigidez, pues las paredes de mampostería no solo cambiaron la forma en la que el edificio va a moverse, sino que también generaron una reducción de alrededor del 28% en los periodos de vibración para el primer y tercer modo. Esto corrobora las conclusiones planteadas por investigaciones como la de (Mauricio, 2014) argumentando que cuando las paredes de mampostería no estructural se adosan al pórtico, los periodos de vibración de la estructura disminuyen causando que la estructura calculada sea muy diferente a la real.

Las curvas de capacidad también permiten entender y conocer por qué esta estructura está pesimamente diseñada. Las *figuras 25 y 26* ubican el punto de desempeño en el colapso total del edificio, sobrepasando el nivel de *prevención de colapso* en ambos casos, además se puede notar

que la curva de capacidad para el eje X (*figura 25*) desarrolla una resistencia al cortante basal bastante baja en el rango elástico, apenas 101 toneladas en 6,43 cm de desplazamiento, llegando a 134 toneladas en el rango inelástico a los 17,5 cm; el caso se vuelve más crítico en el eje Y (*figura 26*) donde apenas desarrolla 65 toneladas en 5,95 cm del rango elástico, llegando a un máximo de 83,7 toneladas en 23 cm del rango inelástico. Estos valores tan bajos de resistencia al cortante basal están relacionados a las secciones de los elementos estructurales, principalmente a las columnas. En el eje X las columnas cuentan con 50 cm de longitud lo que permite tener una mayor resistencia ante las cargas laterales, pero al existir solo 1 pórtico en ese sentido, necesita un mayor desplazamiento lateral para alcanzar la resistencia que el elemento realmente puede desarrollar. Por otro lado, en el eje Y la resistencia es mucho menor debido a que la sección de columna también es menor, apenas de 35 cm, sumado a la forma rectangular del edificio (*figura 21*), es natural que el empuje lateral causado por el sismo será demasiado para las columnas de la base, las cuales fallarán prematuramente y causarán el colapso de la estructura. Al integrar las paredes de mampostería se puede notar una mejora en el nivel de desempeño del edificio para el eje X, ubicándolo en el nivel de *seguridad de vida* como se puede ver en la *figura 27*; pero, pese a que en el eje Y la cantidad de paredes de mampostería es mucho mayor, el edificio sigue superando el umbral de *prevención de colapso* (*figura 28*) pese a que el punto de desempeño se encuentra mucho antes que el punto de desempeño para el caso que no considera la mampostería (*figura 30*). Esto sucede porque la mampostería empieza a fallar a desplazamientos muy pequeños y, cuando estas pierden su capacidad de aportar rigidez al edificio, todos los efectos del sismo recaen sobre los elementos estructurales, tal como se muestra en la *figura 29*; entonces, al fallar las paredes de mampostería del eje Y, el empuje lateral del sismo recae principalmente sobre las columnas, las cuales fallan prematuramente causando el colapso de la estructura.

Conclusiones

El diseño de las estructuras es un campo que requiere responsabilidad y conocimiento, pues la seguridad de la vida de las personas que habitan un edificio depende únicamente del ingeniero que estuvo a cargo de su construcción. Es por ello que al momento de llevar a cabo el diseño de un edificio es necesario considerar siempre todas las variables posibles para llegar a resultados que se acerque más a la realidad que se plasma en obra. Se sabe que comúnmente los edificios son diseñados idealizándolos como estructuras que únicamente cuentan con pórticos compuestos de

vigas y columnas, dejando de lado otros elementos que no son estructurales pensando que los efectos que causan los mismos en la estructura son despreciables. La presente investigación buscó romper con ese paradigma que es comúnmente aceptado por toda la comunidad ingenieril pese a que existen diversos estudios que prueban que tanto paredes de mampostería, como escaleras y otros elementos no estructurales, sí modifican el comportamiento tanto lineal como no lineal de los edificios.

Se pudo evidenciar que las paredes de mampostería aumentan la rigidez lateral de ambos edificios, modificando algunos aspectos del comportamiento estructural de los mismos. Al considerar las paredes de mampostería se redujeron derivas de piso, periodos de vibración y los niveles de desempeño variaron dependiendo el caso. Esto permite entender que las estructuras deberían ser diseñadas teniendo en cuenta todos los elementos que la conforman pues al construirlas en la vida real, el comportamiento que estas van a tener ante un sismo va a ser completamente diferente al calculado empleando un modelo simplificado conformado solamente por pórticos. Existen varias propuestas de aisladores en las paredes que permiten que la estructura construida se comporte igual que la estructura diseñada, pero lastimosamente la falta de personal calificado en el área y los costes adicionales del procedimiento hacen inviable su utilización al menos en el medio local; es por ello que se deben buscar alternativas a las paredes de mampostería que puedan brindar la seguridad de que no modificarán el comportamiento estructural de los edificios o, en su defecto, considerarlas dentro de los análisis sísmicos y procesos de diseño que se realicen. El análisis estático no lineal es un excelente método para poder conocer el comportamiento real que van a tener las estructuras ante una acción sísmica, es una excelente ayuda para buscar maximizar la seguridad de las estructuras, y así conocer y evitar efectos indeseados como los observados en el *Hotel Hogar*.

Por último, es necesario llamar a la reflexión debido a que el caso de la *Vivienda Marcillo* es un caso especialmente crítico, pues es inconcebible que edificios que se suponen deben cumplir con todos los requerimientos de diseño establecidos por las normas de construcción, y que su diseño fue aprobado por una entidad reguladora, tengan fallas tan importantes que puedan causar el colapso del edificio ante acciones sísmicas relativamente bajas. Los profesionales del campo de la construcción cargan en sus manos la vida de los usuarios a los que sus obras van a servir, es responsabilidad de todos formarse, educarse y brindar siempre la mayor seguridad en los trabajos que realicen.

Referencias

1. Al-Chaar, G. (2002). Evaluating Strenght and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures. Illinois: US Army Engineer Research and Development Center.
2. ASCE 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Virginia: ASCE/SEI.
3. ASCE/SEI. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Virginia: ASCE/SEI.
4. Cagua Gómez, B. J., Aguiar Falconí, R. R., & Pilatasig Caizaguano, J. E. (2022). Influencia de la mampostería de relleno en el desempeño sísmico de estructuras apórticadas de hormigón armado. Ingeniare. Revista chilena de ingeniería, 513-527.
5. Carrillo, J., & Gonzáles, G. (2007). Modelación Inelástica de Pórticos de Concreto con Mampostería no Reforzada. Dyna, 217-227.
6. Erick, C., & Paulina, V. (2023). Propuesta de Aislamiento para Mampostería de Bloque de Concreto en Pórticos de Hormigón Armado. Revista Ingenio, 82-93.
7. FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings . Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
8. INEN 638. (2009). Bloques Huecos de Hormigón. Definiciones, Clasificación y Condiciones Generales. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
9. INEN 643. (2009). Bloques de Hormigón Hueco: Requisitos. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
10. Lema Narváez , S. P., & Méndez Estévez , J. P. (2019). Determinación del Desempeño de Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado con y sin Mampostería en la ciudad de Quito. Quito: Universidad Central del Ecuador.
11. Mauricio, D. C. (2014). Periodos de Vibración de las Edificaciones. Revista de Arquitectura e Ingeniería, 1-13.
12. Mohamad, G., Lourenço, P. B., Roman, H., & Barbosa, C. (2012). Stress-Strain Behavior of Concrete Block Masonry Prisms Under Compression. 15th International Brick and Block Masonry Conference.
13. Narváez, S. P., & Estévez, J. P. (2019). Determinación del desempeño de estructuras aporticadas de hormigón armado con y sin mampostería en la ciudad de Quito. Quito: Universidad Central del Ecuador.

14. NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda.
15. NEC-SE-MP. (2015). Mampostería Estructural. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
16. Palacios, A. R., & Freire, N. D. (2023). Comparación Entre los Métodos Estáticos: Empuje Incremental (Pushover) y Diseño Basado en Fuerzas (D.B.F), para identificar las Ventajas y Desventajas en Edificaciones de Hormigón Armado de Cuatro y Ocho Pisos. Quito: Universidad Politécnica Salesiana .
17. Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Canadá: John Wiley & Sons, Inc.
18. Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2008). Displacement-Based Seismic Design of Structures. Earthquake Spectra, 1-24.
19. Proceq SA. (2011). Manual de operación. Martillo para ensayos de hormigón. Schwerzenbach: Proceq SA.
20. Román, G. A., & Mora, J. L. (2017). Evaluación de Desempeño Sísmico de un Edificio Escencial Aporticado de Hormigón Armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-RE, 2015). Cuenca: Universidad de Cuenca.
21. Romero, C., & López, N. (2021). Modelación de la Mampostería en el Comportamiento de un Edificio de Hormigón Armado. Impácto Científico, 99-116.
22. SEAOC-Vision 2000. (1995). Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Building. California: SEAOC.
23. Vera, L. A., & Zambrano, J. S. (2024). Desempeño Sísmico de Tres Sistemas Estructurales Aporticados diseñados según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC2015. Polo Del Conocimiento, 3576-3599.
24. W. Hendry, A. (1998). Structural Masonry. Londres: MACMILLAN PRESS LTD.