



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**CALIBRACIÓN Y EVALUACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO DE
UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE EL
USO DE MEDIDAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

MARCELO ISMAEL CRESPO GARZÓN

MIGUEL ANGEL VICUÑA ANDRADE

DIRECTOR:

ING. ESTEBAN MARCELO CABRERA VÉLEZ

CUENCA – ECUADOR

2026

Dedicatoria

Este trabajo de titulación lo dedico con profundo amor a mi familia, en especial a mi madre Diana, a mi padre Marcelo, a mi hermana Jemima y a mi abuelita Saida, quienes me han brindado a su apoyo incondicional y han creído en mí en todo momento. A mi novia Esthela, por acompañarme día a día con su apoyo constante y por estar a mi lado tanto en los buenos como en los malos momentos. A mis amigos Christopher y Carlos, con quienes he compartido experiencias inolvidables a lo largo de esta travesía universitaria; y a Pablo y Miguel, quienes han sido una compañía constante en mi vida diaria. Extiendo también esta dedicatoria a todo mi curso, pues la convivencia con cada uno de ustedes ha sido verdaderamente especial e inolvidable.

Marcelo Ismael Crespo Garzón.

Dedico el presente trabajo con amor a toda mi familia, en especial a mi madre Marlene Andrade, a mis hermanos Luis Andrade y Carolina Andrade y a mis abuelos Jaime Andrade y Edita Brito por brindarme todo su apoyo y creer siempre en mí. A mis amigos: Luis, Felipe, John, Natasha, Daniel, Pablo, Ana, Christopher, Marcelo, Francisco y a todos aquellos que con su entusiasmo y compañía transformaron este viaje en un camino lleno de aventuras y experiencias que atesoraré profundamente, les agradezco sinceramente.

Miguel Angel Vicuña Andrade.

Agradecimientos

Nuestro sincero y especial agradecimiento a nuestro tutor, Esteban Cabrera, por su dedicación, guía y apoyo constante a lo largo del desarrollo de este trabajo de titulación. Su acompañamiento, criterio técnico académico y disposición para orientarnos en cada etapa fueron fundamentales para la culminación de este proyecto. Extendemos también nuestro agradecimiento a todos los profesores que, con su compromiso, conocimiento y vocación, han contribuido de manera significativa a nuestra formación académica y profesional, sentando las bases que hicieron posible este logro.

Resumen

Este trabajo tiene como objetivo la calibración del modelo numérico de un edificio aporticado de hormigón armado para, a partir de sus resultados, desarrollar un análisis estático no lineal que evalúe su desempeño sísmico considerando la influencia de la mampostería. Las rótulas plásticas y sus criterios de aceptación se definieron conforme a ASCE/SEI 41-23, como base para la modelación no lineal, mientras que el punto de desempeño se determinó mediante la linealización equivalente propuesta en FEMA 440, empleada para transformar la curva de capacidad en un sistema lineal equivalente. El análisis consideró sismos con períodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años, definidos a partir de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para un suelo tipo D. Los resultados evidencian que la mampostería incrementa la rigidez inicial, modifica las propiedades dinámicas e influye en las curvas de capacidad y en la estimación de los estados de daño, evaluados según los límites definidos en HAZUS-MH. La calibración mediante el ajuste de materiales logró una adecuada concordancia entre el análisis y el comportamiento esperado, demostrando la importancia de incluir la mampostería en la modelación estructural.

Palabras clave: Análisis no lineal, desempeño sísmico, mampostería no reforzada, calibración de modelo, análisis modal operacional.

Abstract

This study aims to calibrate the numerical model of a reinforced concrete frame building and, based on the calibrated results, perform a nonlinear static analysis to evaluate its seismic performance considering the influence of masonry. Plastic hinges and their acceptance criteria were defined in accordance with ASCE/SEI 41-23 as the basis for nonlinear modeling, while the performance point was determined using the equivalent linearization procedure proposed in FEMA 440, employed to convert the capacity curve into an equivalent linear system. The analysis considered seismic events with return periods of 72, 225, 475, and 2500 years, defined according to the Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) for soil type D. The results demonstrate that masonry increases the initial stiffness, modifies the dynamic properties, and influences the capacity curves and the estimation of damage states, evaluated according to the limits established in

HAZUS-MH. Model calibration through the adjustment of material properties achieved good agreement between analytical results and expected structural behavior, highlighting the importance of explicitly including masonry in structural modeling.

Keywords: Nonlinear analysis, seismic performance, unreinforced masonry, model calibration, operational modal analysis.

Problemática y Justificación

En muchas edificaciones, los muros de mampostería no estructural se consideran tradicionalmente como elementos de división de ambientes sin contribución significativa a la rigidez de la estructura. Sin embargo, diversos estudios (Cevallos *et al*, 2025; Cagua *et al*, 2021; Lema & Méndez, 2019) han demostrado que, aunque no sean portantes, estos muros pueden aportar rigidez lateral al edificio y modificar las frecuencias entre el modelo real y numérico. La omisión de este efecto en los modelos numéricos puede generar predicciones inexactas de la frecuencia del edificio, lo que limita la capacidad de evaluar correctamente el comportamiento dinámico de la estructura.

El edificio de Ciencias de la Administración constituye un ejemplo de esta problemática, ya que posee una proporción significativa de muros de mampostería no estructural que interactúan con la estructura principal. Ignorar su influencia puede llevar a sobreestimar la ductilidad del edificio y a una incorrecta identificación de los mecanismos de daño y colapso.

Adicionalmente, la ausencia de calibración de los modelos numéricos con datos experimentales, como registros de vibraciones reales mediante el uso de una red de acelerómetros, incrementa la incertidumbre en la predicción de la respuesta estructural. La falta de consideración de la mampostería no estructural y la ausencia de calibración puede resultar en análisis de comportamiento sísmico menos precisos. Por lo tanto, surge la necesidad de caracterizar de manera precisa el comportamiento de la mampostería no estructural, incorporarla en los modelos numéricos y calibrar estos modelos con información experimental, con el fin de obtener predicciones más realistas de la rigidez global y del desempeño sísmico del edificio.

La investigación se justifica por la necesidad de mejorar la precisión de los análisis estructurales, incorporando la influencia de la mampostería no estructural en la rigidez global de los edificios. Aunque estos muros se consideran con poca influencia en la edificación, su participación en las frecuencias del edificio puede ser representativa, especialmente en edificaciones con un porcentaje importante de muros no estructurales.

La determinación de la curva constitutiva de la mampostería mediante diversos métodos y su implementación en softwares de análisis estructural permite representar con precisión el comportamiento no lineal del material. Esto posibilita que los modelos numéricos reflejen de manera más realista la rigidez lateral de la estructura y sus

frecuencias. La incorporación de la mampostería no estructural en ETABS mediante links y la calibración del modelo con registros de vibraciones ambientales, asegura que las simulaciones reproduzcan de manera precisa la respuesta dinámica del edificio.

Finalmente, el análisis pushover del modelo calibrado ofrece una herramienta eficaz para determinar la curva de capacidad y conjuntamente con la demanda, evaluar el comportamiento sísmico y establecer niveles de seguridad de manera que sean más precisos.

Objetivos

Objetivo General

Calibrar y evaluar el modelo numérico de un edificio de hormigón armado usando medidas de vibración ambiental obtenidas mediante la aplicación de una técnica de análisis modal operacional basada en el uso de acelerómetros.

Objetivos Específicos

- Analizar la información existente del edificio en su estado actual.
- Incluir la mampostería en el modelo numérico buscando que las frecuencias de este sean semejantes en valor y dirección a las identificadas con las medidas experimentales.
- Realizar un análisis por desempeño.
- Comparar los resultados obtenidos con los presentados en el EVASS-CCAA.

Índice de contenidos

Dedicatoria	i
Agradecimientos	ii
Resumen	iii
Abstract	iii
Problemática y Justificación	v
Objetivos	vi
Objetivo General	vi
Objetivos Específicos	vi
Índice de contenidos	vii
Índice de figuras	ix
Índice de tablas	xi
1. Capítulo 1	1
1.1. Introducción	1
1.2. Metodología	1
1.3. Marco teórico	6
1.3.1. Salud estructural y análisis modal operacional (OMA)	6
1.3.2. Mampostería	7
1.3.3. Rótulas plásticas	12
1.3.4. Análisis estático no-lineal	12
2. Capítulo 2: Modelado Estructural	20
2.1. Descripción de elementos estructurales	20
2.2. Calibración del modelo numérico	37
2.2.1. Propiedades utilizadas	37
2.2.2. Modelado de mampostería con elementos tipo “link”	37
2.2.3. Modelado de mampostería con elementos tipo “Membrane”	45

3.	Capítulo 3: Análisis Estático no Lineal	52
3.1.	Tipo de suelo	52
3.2.	Espectros de demanda	54
3.3.	Clasificación del edificio según Hazus	58
3.4.	Rigidez efectiva	61
3.5.	Rótulas plásticas	64
3.5.1.	Rótulas plásticas en vigas	65
3.5.2.	Rótulas plásticas en columnas	70
3.6.	Nodo de control	73
3.7.	Curva de capacidad	74
3.8.	Punto de desempeño	79
4.	Capítulo 4: Discusión y resultados	81
4.1.	Calibración del modelo numérico	81
4.2.	Análisis estático no-lineal	82
4.3.	Punto de desempeño	84
5.	Conclusiones	88
	Referencias Bibliográficas	90

Índice de figuras

Figura 1-1. Ladrillos utilizados en Cuenca, Ecuador	8
Figura 1-2. Modos de falla por deslizamiento de las juntas de mortero según Andreus (1996).....	10
Figura 1-3. Modos de falla por agrietamiento de bloques y división de las juntas de mortero según Andreus (1996).	11
Figura 1-4. Modo de falla por desprendimiento en el plano según Andreus (1996). ...	11
Figura 1-5. Curva de capacidad.....	14
Figura 1-6. Curva de capacidad con la degradación global de la resistencia modelada. 15	
Figura 1-7. Familia de espectros de demanda en formato ADRS	16
Figura 1-8. Ejemplo de obtención del punto de desempeño.....	18
Figura 1-9. Procedimiento C: Rangos de posibles puntos de desempeño	19
Figura 2-1. Configuración estructural de las columnas del edificio.....	21
Figura 2-2. Clasificación de los diferentes tipos de vigas en la estructura.....	22
Figura 2-3. Ubicación de las vigas banda dentro de la vista en planta.....	23
Figura 2-4. Ubicación de las vigas peraltadas dentro de la vista en planta	24
Figura 2-5. Sección típica de losa de entrepiso	25
Figura 2-6. Configuración estructural de la losa en la primera planta alta.....	25
Figura 2-7. Configuración estructural de la losa en la segunda planta alta	26
Figura 2-8. Configuración estructural de la losa en la tercera planta alta	26
Figura 2-9. Configuración estructural de la losa en la cuarta planta alta	27
Figura 2-10. Planta típica de grada.....	27
Figura 2-11. Detalle de zona de gradas del edificio de CCAA	28
Figura 2-12. Vista en planta de las paredes de mampostería del primer piso	29
Figura 2-13. Vista en planta de las paredes de mampostería del segundo y tercer piso. 30	
Figura 2-14. Vista en planta de las paredes de mampostería del cuarto piso	30
Figura 2-15. Modelo del edificio de CCAA en Revit.....	36
Figura 2-16. Modelo del edificio de CCAA en ETABS.....	37
Figura 2-17. Representación del arriostamiento diagonal equivalente	38
Figura 2-18. Curva constitutiva de la mampostería.....	41
Figura 2-19. Curvas fuerza-desplazamiento	42
Figura 2-20. Diagrama de flujo para la modelación de los elementos tipo link.....	43

Figura 2-21. Representación de mampostería mediante elementos tipo link	45
Figura 2-22. Diagrama de flujo para la definición del tipo de material	46
Figura 2-23. Diagrama de flujo para definir la sección del elemento	47
Figura 2-24. Clasificación de paredes perimetrales del primer piso	48
Figura 2-25. Clasificación de las paredes perimetrales del segundo y tercer.....	49
Figura 2-26. Clasificación de las paredes perimetrales del cuarto piso.....	49
Figura 2-27. Representación de mampostería mediante elementos tipo membrane	50
Figura 2-28. Parámetro de modificación de la rigidez cortante	51
Figura 3-1. Espectro de demanda	57
Figura 3-2. Espectros de demanda para periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años	57
Figura 3-3. Sistemas estructurales de concreto	58
Figura 3-4. Diagrama de flujo para considerar la rigidez efectiva en vigas.....	62
Figura 3-5. Diagrama de flujo para considerar la rigidez efectiva en columnas	63
Figura 3-6. Esquema general de rótulas plásticas.....	64
Figura 3-7. Rótulas plásticas para las vigas.....	70
Figura 3-8. Rótulas plásticas para las columnas.....	73
Figura 3-9. Curvas de capacidad	75
Figura 3-10. Diagrama de flujo para obtener las curvas de capacidad en ETABS	76
Figura 3-11. Puntos de desempeño para periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años	80
Figura 4-1. Curvas de capacidad con y sin mampostería	83
Figura 4-2. Punto de desempeño con y sin mampostería	84

Índice de tablas

Tabla 1-1. Resultados experimentales de ensayos de compresión en ladrillos huecos y macizos	8
Tabla 1-2. Propiedades materiales de los ladrillos huecos, ladrillos macizos y mortero. 9	
Tabla 2-1. Propiedades mecánicas de los materiales.....	20
Tabla 2-2. Detalle de dimensiones y armado de las columnas.....	20
Tabla 2-3. Características de las diferentes vigas según su tipo.....	22
Tabla 2-4. Cuantías en bandas para momento negativo de las vigas banda (extremo i , j) y recubrimientos	22
Tabla 2-5. Cuantías en vigas peraltadas para momento negativo (extremo i , j) y recubrimientos	22
Tabla 2-6. Confinamiento de vigas en paredes clasificadas	31
Tabla 2-7. Características de paredes clasificadas.....	34
Tabla 2-8. Peso de las componentes de cada piso del edificio	35
Tabla 2-9. Peso de la pantalla lateral.....	35
Tabla 2-10. Peso de la carga muerta por piso del edificio.....	35
Tabla 2-11. Peso de la carga viva por piso del edificio.....	36
Tabla 2-12. Discretización de propiedades de la mampostería para la modelación del elemento tipo link.....	44
Tabla 2-13. Discretización de propiedades de la mampostería para la modelación del elemento tipo membrane	48
Tabla 2-14. Frecuencias obtenidas de la calibración del modelo	50
Tabla 2-15. Comparación y porcentaje de error entre las frecuencias reales y las del modelo	51
Tabla 3-1. Clasificación de los perfiles de suelo	53
Tabla 3-2. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a).....	55
Tabla 3-3. Coeficiente de desplazamientos para diseño en roca (F_d).....	56
Tabla 3-4. Coeficiente de comportamiento no lineal de suelos (F_s).....	56
Tabla 3-5. Escenarios sísmicos definidos para el análisis	56
Tabla 3-6. Valor para los periodos límites de vibración T_c y T_o	57
Tabla 3-7. Tipos específicos de edificaciones	59
Tabla 3-8. Parámetros de curvas de fragilidad estructural – nivel de diseño sísmico pre-norma	60

Tabla 3-9. Límites de daño según Hazus.....	60
Tabla 3-10. Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal	61
Tabla 3-11. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado	66
Tabla 3-12. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintas de las circulares con refuerzo en espiral o estribos sísmicos según se definen en ACI 318.....	71
Tabla 3-13. Valores numéricos del punto de desempeño para el eje X+ y el eje Y+.....	80
Tabla 4-1. Comparación de frecuencias medidas y modeladas.....	81
Tabla 4-2. Comparación de valores del punto de desempeño en las direcciones X+ y Y+ para modelos con y sin mampostería.....	86

1. Capítulo 1

1.1. Introducción

La evaluación del comportamiento estructural en edificaciones existentes es fundamental para garantizar niveles óptimos de seguridad y funcionalidad frente a las distintas solicitaciones de carga; en este contexto, la calibración de modelos numéricos nace ante la necesidad de ajustar las propiedades del edificio a las condiciones reales medidas en campo. El proceso mejora la precisión en la evaluación, brinda datos más confiables al momento de tomar decisiones y posibilita anticipar la respuesta de la edificación ante distintos tipos de excitaciones dinámicas (Ceballos *et al.*, 2022).

En la mayoría de análisis estructurales, la mampostería no se incorpora como un elemento adicional dentro del modelo analítico, a pesar de que las edificaciones de mampostería representan la tipología más común a nivel mundial y tienden a ser más susceptibles frente a eventos sísmicos (Sánchez, 2021). El presente trabajo tiene como objetivo calibrar el modelo numérico del Edificio de Ciencias de la Administración de la Universidad del Azuay, incluyendo la influencia de la mampostería en su comportamiento, basados en los resultados de las medidas de vibración ambiental llevadas a cabo sobre esta edificación según el proyecto 2025-0150 del IERSE. Este estudio aportará información importante para futuras evaluaciones, reforzamientos y toma de decisiones de la edificación.

1.2. Metodología

El proceso inicia con la recopilación de información correspondiente al edificio de Ciencias de la Administración, el cual está categorizado como una estructura de ocupación especial con un factor de importancia $I = 1,3$. Según lo descrito por Cabrera & Andrade (2021), esta edificación está compuesta por cinco niveles, cada uno con una altura aproximada de 3,6 m. Su sistema estructural se basa en pórticos de hormigón armado e incorpora dos tipologías de columnas y diversas clases de vigas, entre las que destacan las vigas banda y las vigas descolgadas, mientras que las losas de 30 cm de espesor, son alivianadas mediante bloques de pómez. En cuanto a las propiedades mecánicas, el hormigón presenta una resistencia de 210 kg/cm^2 , el acero posee una fluencia de 2800 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad del concreto se lo puede determinar a partir de la Ecuación 1 obtenida del capítulo 19 del ACI 318-19 (ACI 318, 2019). Asimismo, el modelo numérico del edificio y los resultados de las mediciones de

vibración ambiental, proporcionados por el IERSE según el proyecto 2025-0150, constituyen una base técnica esencial para el desarrollo del presente trabajo.

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} = 4700 * \sqrt{21} = 21538.11 \text{MPa} \quad \text{Ecuación 1}$$

En continuidad con este proceso, el siguiente paso consiste en elaborar la curva constitutiva de la mampostería. También conocida como curva de esfuerzo-deformación, permite comprender el comportamiento de la mampostería, posibilitando su representación en números y ecuaciones que son de ayuda para modelar su respuesta estructural y visualizar su mecanismo de falla, el cual varía en función de los cambios del módulo de elasticidad del mortero y los ladrillos. Es importante mencionar que, pese a que la resistencia de los ladrillos es necesaria, el mortero es el encargado de regular cómo actúa la mampostería y lidera en su comportamiento no lineal (Brandão *et al.*, 2012). La implementación de las propuestas se realizará a través de un código programado en MATLAB, facilitando el procesamiento de los datos. La curva constitutiva seleccionada sirve como base para calibrar el modelo numérico y tener respuestas más precisas del edificio.

Para este análisis Cabrera (2023), menciona que la ecuación descrita por Kaushik *et al.*, (2007) obtenida mediante el ajuste de una curva para varias configuraciones de mortero y ladrillo, se define mediante 6 puntos de control, los mismos que se definen a partir de f'_m (p. 134). A continuación, se describen los puntos de control mencionados por Cabrera (2023):

0.33 * f'_m : Este punto representa el último límite lineal de la curva de esfuerzo deformación.

0.75 * f'_m : Para este punto se han formado ya varias grietas verticales, sin embargo, la mampostería es aún capaz de resistir algún grado de carga adicional.

0.9 * f'_m : Este punto representa el esfuerzo límite antes de la rotura, aquí las grietas se han expandido hacia todo el elemento.

f'_m : Máximo esfuerzo de compresión admisible en la mampostería, a partir de este punto el elemento comienza a perder capacidad de carga.

0.5 * f'_m : Este punto se encuentra en la parte descendente de la curva esfuerzo deformación.

$0.2 * f'_m$: Este punto es la máxima fuerza residual considerada para la mampostería y a partir del cual se observa la falla.

La obtención de f'_m es a partir de la Ecuación 2:

$$f'_m = 0.63 * f_b^{0.49} * f_j^{0.32} \quad \text{Ecuación 2}$$

De la ecuación anterior, f_j y f_b corresponden a la resistencia a compresión del mortero y del ladrillo. De igual manera, la formulación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería se determina empleando la Ecuación 3, Ecuación 4 y la Ecuación 5:

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 * \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right) - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \quad \text{Ecuación 3}$$

$$\varepsilon'_m = C_j * \frac{f'_m}{E_m^{0.7}} \quad \text{Ecuación 4}$$

$$C_j = \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

f_m : Esfuerzo de compresión en la mampostería

ε_m : Deformación unitaria debida a f_m

ε'_m : Deformación unitaria debida a f'_m

C_j : Factor que toma en cuenta la resistencia del mortero

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería

Una vez definida la curva constitutiva, se procede con el proceso de modelación de la mampostería, cuya presencia incide de manera determinante en la resistencia, la rigidez y los mecanismos de falla de la estructura. Ignorar la interacción entre el pórtico y el panel de relleno en zonas sísmicas, puede provocar un cambio en la demanda sísmica debido a que, bajo cargas laterales, la mampostería aumenta drásticamente la rigidez al actuar como un puntal diagonal, reduciendo significativamente el periodo natural del sistema estructural (Asteris *et al.*, 2011; 2014). Por este motivo, existen diversos métodos de modelación que permiten obtener una representación más precisa del comportamiento estructural de la mampostería. Sin embargo, la presencia de diversos factores como el espesor y disposición de las juntas, el tamaño y la anisotropía del ladrillo, las propiedades

del mortero y el ladrillo, entre otros, dificultan el proceso de modelación. Existen varios métodos de modelación que dependen del nivel de simplicidad y precisión que se desea en el análisis. Estas herramientas van más allá del diseño elástico, donde en la mayoría de casos, las demandas sísmicas lo convierten en un análisis muy conservador e insuficiente para representar el comportamiento de una estructura (González *et al.*, 2023).

Sunley (2024) refiere la investigación del FEM como una herramienta de amplia utilidad, especialmente dentro del análisis de construcciones antiguas. En este estudio existen diferentes estrategias de modelación de elementos finitos, tales como:

1. **Micromodelado:** Se basa en la representación de las juntas de mortero a partir de la modelación de líneas con propiedades promedio. Aquí se asume que los bloques de la mampostería se encuentran en contacto directo, mientras que, el mortero en lugar de fisurarse, únicamente se desliza. Este método es de gran utilidad en la evaluación de efectos locales para modelos pequeños, representando el agrietamiento de las juntas y los mecanismos de falla de los ladrillos, sin la necesidad de emplear demasiados recursos de cálculo.
2. **Macromodelado:** Se apoya en el modelado de ladrillos, morteros y uniones como si fueran un único material. Aunque no se pueda diferenciar el desplazamiento o agrietamiento entre el mortero y los ladrillos, este método permite entender el comportamiento global de estructuras grandes y complejas de mampostería.

A su vez, existen otros métodos de modelación interesantes para la mampostería como los modelos de elementos discretos y los macroelementos. Los elementos discretos pueden considerarse un ‘rompecabezas’ donde los ladrillos y sus uniones actúan como piezas individuales, permitiendo analizar a detalle los mecanismos de falla local. Por otro lado, los modelos de macroelementos son modelos numéricos que simplifican la modelación de las estructuras. En lugar de modelar cada ladrillo, este modelo posibilita la representación de las paredes como si fueran un solo elemento, reduciendo drásticamente los grados de libertad y agilizando el análisis de estructuras de gran magnitud (Sunley, 2024).

Sunley (2024, p.110) hace mención de dos enfoques dentro de los tipos de macro modelos para la mampostería:

Modelos basados en marcos equivalentes: Están constituidos por arreglos de columnas anchas y vigas que en conjunto representan paredes. Las columnas concentran las propiedades mecánicas de las paredes mientras las vigas se modelan como elementos rígidos que conectan con otros miembros de las estructuras.

Modelos basados en puntales diagonales: Las paredes se representan como puntales diagonales (elementos línea) trabajando a compresión o tensión para modelar el mecanismo de cortante o tensión diagonal cuando la pared se encuentra bajo cargas laterales. La reducción de la parte resistente del panel determina la variación de las propiedades del puntal.

El método de modelación seleccionado para el desarrollo de este trabajo consiste en la incorporación de elementos tipo “*link*”. Alva *et al.*, (2024) comenta que la modelación de la mampostería se basa en un enfoque de macro modelación en el cual cada panel se representa como un par equivalente de puntales diagonales, utilizando elementos de enlace con conexiones articuladas a las juntas del pórtico. Estos elementos incorporan un comportamiento no lineal definido por una curva fuerza-desplazamiento caracterizada mediante los parámetros F_y , F_m , F_u y los desplazamientos S_y , S_m y S_u , que permiten representar la pérdida progresiva de rigidez del muro. A partir de la deformación alcanzada por los “*link*”, el estudio establece tres niveles de daño (WDS1, WDS2 y WDS3), asociados a distintos grados de deterioro del panel. Estos estados alimentan un índice de daño no estructural, el cual se combina con el daño estructural para obtener un índice compuesto que refleja la condición global del edificio. De acuerdo con Asteris *et al.*, (2011) al aumentar el número de puntales diagonales se logra la formación de rótulas plásticas en la región central de la viga, protegiendo las conexiones viga-columna que tienen una resistencia limitada ante una demanda de flexión significativa.

La incorporación del comportamiento no lineal del material que se realizará en el modelo numérico brindado por el IERSE mediante los elementos tipo “*link*”, se desarrollará en un software de análisis estructural. De acuerdo con Computers & Structures (2025), los elementos tipo “*link*” funcionan como resortes generalizados que permiten representar comportamientos estructurales concentrados en dos nodos. Cuando ambos nodos coinciden en el espacio, los elementos tipo “*link*” pueden caracterizarse como elementos de longitud cero que resultan útiles para introducir articulaciones. Este enfoque es adecuado para la modelación de la mampostería mediante puntales diagonales

equivalentes, ya que permite idealizar dichos puntales como elementos biarticulados, conectados a las juntas del pórtico.

Una vez concluido el modelado de la mampostería, se lleva a cabo un proceso iterativo de calibración del modelo estructural, en el cual los parámetros se ajustan de manera progresiva con el objetivo de que las frecuencias obtenidas numéricamente se aproximen a las identificadas experimentalmente mediante una red de acelerómetros aplicada por el IERSE. Este proceso garantiza que la respuesta dinámica del modelo se asemeje a la del edificio real. Posterior a eso, se realiza una comparación entre los resultados experimentales y los obtenidos a partir del modelo numérico, verificando la similitud en las frecuencias.

Con el modelo numérico calibrado, se ejecuta un análisis no lineal mediante un software de cálculo estructural, cuyo objetivo principal es la obtención de la curva de capacidad del modelo. A partir de dicha curva, se determinan los puntos de desempeño estructural empleando el método propuesto en FEMA 440. La interpretación de los resultados se realiza en función de la respuesta sísmica del edificio, lo que permite evaluar la capacidad resistente de la estructura frente a eventos sísmicos y el nivel de seguridad alcanzado bajo distintos estados de desempeño.

1.3. Marco teórico

1.3.1. Salud estructural y análisis modal operacional (OMA)

La salud estructural hace referencia al estado en el que se encuentra una estructura respecto a su desempeño para cumplir con la función para la cual fue diseñada. Su monitoreo se enfoca en la implementación de estrategias que permitan detectar los daños presentes en la infraestructura a partir del registro, informe y procesamiento de los datos obtenidos frente a vibración generada por el ruido ambiental. Conocer la salud estructural de una edificación brinda la posibilidad de formular advertencias sobre los daños estructurales para prevenir el colapso de la estructura (López *et al.*, 2021), o proponer métodos de reforzamiento oportunos. La actualización continua de estudios permite que las ciudades expuestas a amenazas sísmicas sean, realmente, resilientes y sostenibles (Jiménez *et al.*, 2024), y que se puedan desarrollar estrategias de prevención y preparación ante desastres naturales como lo son los sismos (Salas *et al.*, 2026).

Por su parte, el análisis modal operacional o por sus siglas en inglés (OMA) es un método para analizar las vibraciones de una estructura bajo excitaciones ambientales, su uso sirve

para identificar las propiedades dinámicas de la estructura. Al ser una excitación ambiental, su magnitud es desconocida, por lo que la principal fuente de análisis son las vibraciones que se miden en la edificación mediante sensores, los datos obtenidos son procesados en un software para finalmente determinar los parámetros modales de la estructura (Choquemaqui & Valer, 2023). Por esta razón estas técnicas de OMA se conocen como “*output only*”, debido a que la excitación externa es desconocida y aleatoria.

1.3.2. Mampostería

Según la NEC (2015) la mampostería es un “conjunto trabado de piezas asentadas con mortero” (p.9), es decir, es la unión interconectada y organizada de ladrillos o bloques con una mezcla conformada por agua, cemento y agregados finos, que permite formar un muro estable. Debido a la anisotropía que poseen sus materiales constitutivos, se la considera como un material con un comportamiento no lineal, donde es importante incluir la plasticidad de sus componentes y proporcionar factores de seguridad antes de realizar un diseño estructural, de esa manera se reduce la incertidumbre del diseño (García *et al.*, 2013). Jiménez *et al.*, (2025) menciona que la respuesta sísmica de la mampostería depende en gran parte de la calidad mecánica de sus componentes.

El ladrillo, es considerado uno de los materiales más antiguos en la construcción y de los más importantes a nivel mundial (Al-Fakin *et al.*, 2019). Constituye la unidad resistente básica del sistema de mampostería, cuyas propiedades mecánicas individuales determinan en gran medida el comportamiento global del material compuesto. Existen dos tipos de ladrillos que son típicos en las construcciones de la ciudad de Cuenca, los cuales pueden observarse en la Figura 1-1, donde el primero corresponde a un ladrillo hueco conocido como tochano cuya longitud suele variar entre $L = 30$ o 40 cm, tiene una altura $h = 20$ cm y un ancho $b = 13$ cm. Por otro lado, el segundo tipo de ladrillo consiste en una pieza de arcilla cocida conocida como panelón cuya longitud $L = 28$ cm, su altura $h = 9$ cm y su ancho $b = 13$ cm. Ensayos de compresión realizados en ladrillos de diferentes fabricantes permitieron llegar a la conclusión de que los ladrillos macizos son más resistentes que los huecos, teniendo una resistencia media a la compresión cinco veces superior, como se evidencia en la Tabla 1-1. Además, en la Tabla 1-2 se detallan las propiedades de los ladrillos huecos y macizos (García *et al.*, 2024).

Figura 1-1. Ladrillos utilizados en Cuenca, Ecuador



Nota: Parámetros geométricos: longitud L , altura h y ancho b de ladrillos de (a) tochano hueco y (b) panelón macizo utilizados en Cuenca, Ecuador. Tomado de (García et al., 2024).

Tabla 1-1. Resultados experimentales de ensayos de compresión en ladrillos huecos y macizos

Productor de ladrillo	f_c [MPa]		ϵ_p [-]	
	Hueco	Macizo	Hueco	Macizo
Sinincay	1.64	7.72	0.012	0.0027
	2.40	8.10	0.011	0.0026
	1.53	8.91	0.013	0.0031
Racar	1.82	5.72	0.007	0.0024
	2.80	8.50	0.010	0.0029
	1.87	5.58	0.01	0.0022
El Tejar	1.80	1.71	0.003	0.0015
	1.97	3.12	0.005	0.0018
	1.28	4.83	0.009	0.0022
\bar{x}	1.85	6.55	0.008	0.0023
	1.90	6.07	0.0088	0.0024
	0.43	2.37	0.0034	0.0005
s	0.23	0.398	0.39	0.20
CV				

Nota. La sección inferior muestra la desviación típica s , el coeficiente de variación CV y la media \bar{x} correspondientes. Adaptado de (García et al., 2024).

El mortero, es una mezcla de cemento con agua y arena. Cuando se usa en un muro de mampostería puede representar entre un 10 y un 20 % del volumen total del material, sin embargo, ese porcentaje es mucho menor comparado con el efecto que tiene en el comportamiento de la pared. Además de tener una función estética, brindando un buen acabado, color y textura al muro, tiene una función estructural que impide la penetración de aire y agua, se adhiere a los amarres metálicos, refuerzo de las juntas y pernos anclados permitiendo que trabajen conjuntamente, liga las unidades de mampostería, entre otras funciones. En cada obra es importante que se evalúe el tipo de mortero que se pretende usar para garantizar que se correlacione con las piezas de mampostería, ladrillos o bloques para que tenga una fuerte adherencia (Salamanca Correa, 2001). En la Tabla 1-2 se

aprecian los resultados de pruebas de laboratorio realizadas en cubos de mortero (García *et al.*, 2024).

Tabla 1-2. Propiedades materiales de los ladrillos huecos, ladrillos macizos y mortero.

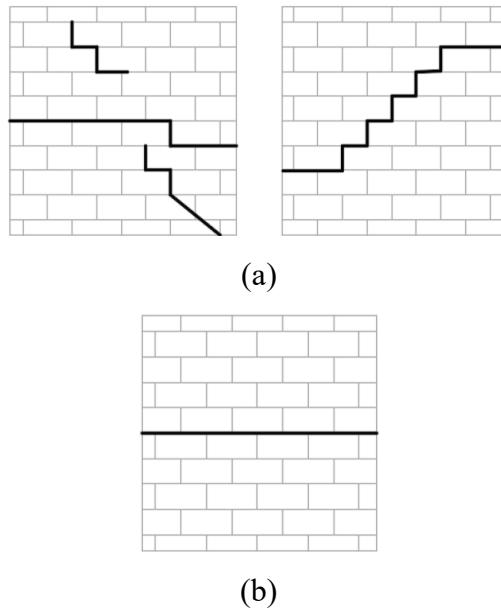
Propiedad	Valores Ladrillos huecos	Ladrillos macizos	Mortero	Unidades
Resistencia a la compresión f_c	1.9	6.07	7.24	[MPa]
Deformación en la fuerza máxima ϵ_p	0.0088	0.0024	0.0055	[-]
Módulo de Young E	432	5058	2633	[MPa]
Coefficiente de Poisson ν	0.18	0.17	0.2	[-]
Resistencia a la tracción f_t	0.13	0.42	0.51	[MPa]
Energía de fractura por tracción G_t	0.004	0.012	0.06	[N/mm]
Resistencia elástica a la compresión f_{c0}	0.63	2.02	2.41	[MPa]
Resistencia residual a la compresión f_r	0.19	0.61	0.72	[MPa]
Energía de fractura por compresión G_c	3.04	9.71	13	[N/mm]

*Nota. Las propiedades se definen utilizando la resistencia a la compresión promedio f_c y la deformación en la resistencia máxima ϵ_p . Adaptado de (García *et al.*, 2024).*

Muchas estructuras antiguas tienen marcos de hormigón armado no dúctiles, cuya interacción con la mampostería puede resultar en mecanismos de falla complejos como el aplastamiento de las unidades de mampostería (Koutromanos *et al.*, 2011). A causa de la interacción entre las piezas y el mortero, la mampostería puede presentar diferentes modos de falla que bien pueden originarse en un mecanismo combinado o en el mortero. Los modos de falla dependen de diferentes aspectos como la geometría, carga vertical, calidad de los materiales, relación de aspecto y las condiciones de contorno (Ortega *et al.*, 2020). Debido a la presencia de carga lateral pueden darse tres tipos de fallas en los paneles de relleno (Lima Avila & Paredes Tumbaco, 2017). En general, Cabrera (2023) menciona cinco modos de falla: por compresión en las esquinas del panel, por compresión diagonal, por deslizamiento, por agrietamiento diagonal y falla del pórtico. Por otro lado, Lima Avila & Paredes Tumbaco (2017) comentan que debido a la presencia de carga lateral pueden darse tres tipos de fallas en los paneles de relleno.

1. Desplazamiento de las juntas de mortero: se da por un corte debido a un aumento de la tensión tangencial y la tensión normal. Andreus (1996) presenta dos modos de falla para este caso, los cuales se visualizan en la Figura 1-2:
 - a) Presencia de grietas escalonadas debido a que el esfuerzo de compresión es menor al esfuerzo de corte donde el panel no colapsa.
 - b) Deslizamiento lateral a lo largo de la junta horizontal que conduce al colapso del panel.

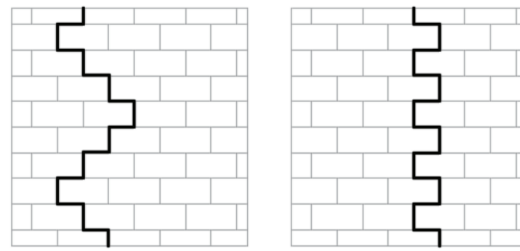
Figura 1-2. Modos de falla por deslizamiento de las juntas de mortero según Andreus (1996).



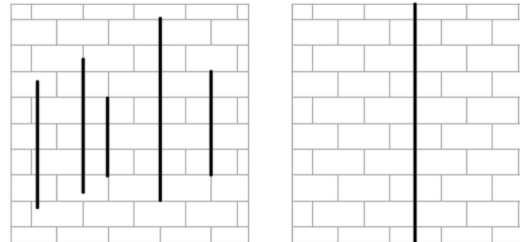
Nota. Tomado de (Andreus, 1996).

2. Agrietamiento de bloques y la división de las juntas del mortero: se genera en las juntas verticales por las tensiones principales en el interior del bloque. En función a los esfuerzos de compresión y corte, pueden existir 3 tipos de fallas (Andreus, 1996). Estos comportamientos se muestran en la Figura 1-3.
 - a) Fraccionamiento escalonado combinado con un deslizamiento debido a la presencia de un mortero débil y un ladrillo fuerte.
 - b) Aparición de grietas que pasan por el centro del bloque y continúan a lo largo de las juntas verticales.
 - c) Deslizamiento de las juntas y fraccionamiento de bloques.

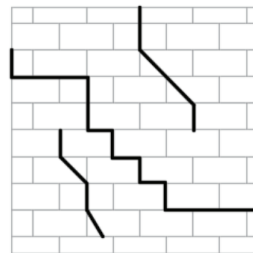
Figura 1-3. Modos de falla por agrietamiento de bloques y división de las juntas de mortero según Andraeus (1996).



(a)



(b)

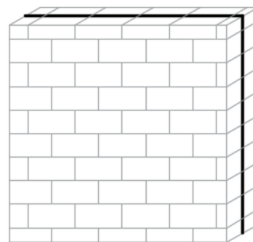


(c)

Nota. Tomado de (Andraeus, 1996).

3. Desprendimiento en el plano medio: ocurre por las altas tensiones de compresión en comparación a las de corte donde se genera un colapso del material, tal como se ilustra en la Figura 1-4 (Andraeus, 1996).

Figura 1-4. Modo de falla por desprendimiento en el plano según Andraeus (1996).



Nota. Tomado de (Andraeus, 1996)

1.3.3. Rótulas plásticas

Según la NEC-SE-HM (2015) las rótulas plásticas son “un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de una conexión, de manera rígida” (p. 13). Se caracterizan por su habilidad de adaptación a la deformación plástica en el transcurso de un sismo, facilitando la disipación de energía de una estructura. Este tipo de dispositivos se colocan en zonas específicas de los elementos estructurales, dando paso a la redistribución de cargas y al aumento en la resistencia sísmica de cualquier edificación. Cabe destacar que, las rótulas plásticas empiezan a operar cuando el momento plástico de una sección estructural es superado por el momento al que se somete (Molina Cabrera & Rubio Vintimilla, 2023).

1.3.4. Análisis estático no-lineal

El análisis estático no lineal es un método que permite evaluar el comportamiento real de una estructura cuando supera el rango elástico, tal como ocurre en sismos de magnitudes grandes. Este método indica la secuencia de plastificación, posibles mecanismos de falla y la capacidad que tiene la edificación para deformarse (ATC-40, 1996). Existen varias metodologías para realizar dicho análisis, el ATC 40 propone el método del espectro de capacidad donde su desarrollo se basa en tres componentes: la capacidad, la demanda y el desempeño estructural.

La capacidad de la estructura indica que tanto puede resistir las cargas laterales y deformarse antes de alcanzar niveles de daño alto, esto está representado por la curva de capacidad, siendo una representación global de la resistencia, rigidez y comportamiento elástico del edificio. La demanda hace referencia a lo que el sismo le va a exigir realmente a la estructura, especialmente en términos de desplazamiento máximo que deberá soportar. El ATC-40 propone la estimación de la demanda sísmica mediante el método del espectro de capacidad, el cual incorpora factores de reducción del espectro de demanda por inelasticidad que dependen de la ubicación del punto de desempeño. Cuando dicho punto se sitúa dentro del rango elástico de la estructura, no se aplican reducciones al espectro de demanda y la compatibilidad entre demanda y capacidad se obtiene de forma directa. En cambio, cuando la estructura presenta disminución de rigidez asociada al daño y al comportamiento no lineal, los factores de reducción se aplican para modificar el espectro de demanda y adaptarlo al comportamiento real de la estructura durante el sismo. Este ajuste se incorpora directamente en el cálculo del punto de desempeño y permite que la demanda sísmica utilizada represente de mejor manera el estado estructural

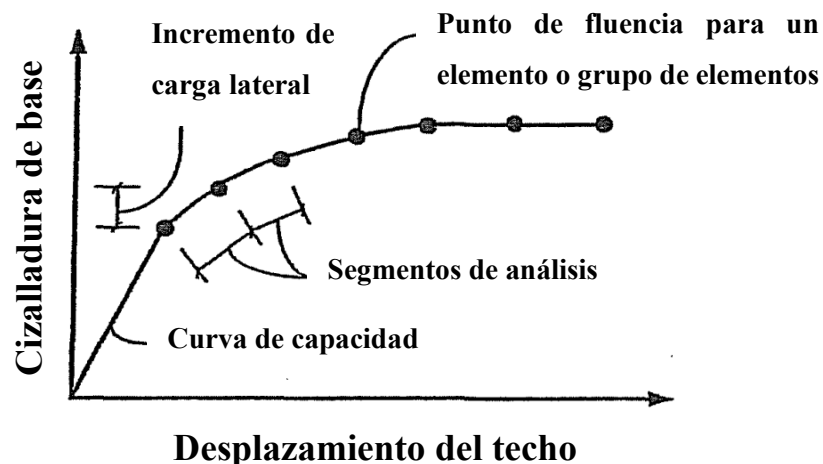
del edificio. Al trabajar con desplazamientos, el análisis se vuelve más representativo del comportamiento inelástico que presentan las estructuras durante un movimiento sísmico fuerte. El desempeño consiste en verificar si la estructura puede responder adecuadamente a esa demanda sin sobrepasar los límites de daño aceptables para el objetivo de diseño planteado. Esta comparación entre lo que el sismo exige y lo que la estructura puede ofrecer permite determinar si el edificio cumple con medidas de mejora o reforzamiento para garantizar un comportamiento más seguro ante futuros sismos (ATC-40, 1996).

El procedimiento que propone el ATC 40 define de manera incremental la respuesta lateral de la estructura hasta alcanzar los estados límite considerados en el análisis. A continuación, se describen los pasos descritos por el ATC 40 (1996) que permiten construir la curva de capacidad que se observa en la Figura 1-5:

- Se aplica una única fuerza horizontal en el nivel superior de la edificación.
- Aplicar fuerzas laterales en cada piso en proporción al procedimiento estándar del código, sin incluir la fuerza concentrada en la parte superior.
- Se aplican fuerzas laterales distribuidas proporcionalmente al producto entre la masa de cada piso y la forma modal del primer modo de vibración.
- El proceso es igual al del anterior paso hasta que ocurre la primera fluencia, después de esto, en cada incremento adicional se ajustan las fuerzas laterales para que sean consistentes con la forma deformada cambiante.
- Similar a los pasos anteriores, este procedimiento incorpora además los efectos de los modos superiores de vibración para identificar con mayor precisión cuando los elementos estructurales comienzan a fluir, mientras se construye la curva de capacidad empleando fuerzas laterales y desplazamientos asociados al primer modo. Para captar la influencia de estos modos superiores se pueden realizar análisis “*pushover*” adicionales aplicando cargas que sigan la forma de un modo diferente al fundamental, lo que permite evaluar su comportamiento inelástico. En estos casos, la estructura debe ser empujada y jalada de manera simultánea para conservar la forma modal correspondiente durante el análisis.
- Calcular las fuerzas internas de los elementos para las combinaciones requeridas de carga vertical y lateral.
- Ajustar el nivel de fuerza lateral de manera que algún elemento o grupo de elementos resulte solicitado del 10% de su resistencia máxima.
- Registrar el cortante basal y el desplazamiento del techo.

- Revisar el modelo asignando rigidez nula (o muy reducida) a los elementos que han fluido.
- Aplicar un nuevo incremento de carga lateral a la estructura revisada de modo que otro elemento o grupo de elementos entre en fluencia.
- Sumar el incremento de carga lateral y el correspondiente incremento de desplazamiento del techo a los valores previos, obteniendo así los valores acumulados de cortante basal y desplazamiento del techo.
- Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcance un límite último, como inestabilidad por efectos P- Δ , distorsiones considerablemente mayores que el nivel de desempeño deseado, que algún elemento o grupo de elementos alcance un nivel de deformación lateral en el cual comience una degradación significativa de la resistencia o que dicho elemento llegue a un nivel de deformación lateral en el que pierda su capacidad para soportar cargas gravitacionales.

Figura 1-5. Curva de capacidad

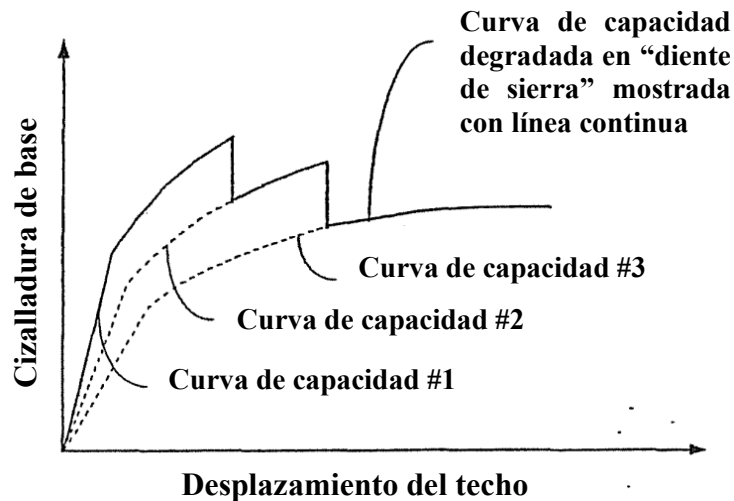


Nota. Adaptado de (ATC 40, 1996).

- Si la carga incremental se detuvo en el paso anterior debido a que se alcanzó un nivel de deformación lateral en el cual todo o una parte significativa de la capacidad resistente de un elemento o grupo de elementos ya no puede mantenerse, es decir, cuando su resistencia se ha degradado de manera importante, entonces la rigidez de los elementos se reduce o elimina. Se debe generar una nueva curva de capacidad, comenzando nuevamente desde el paso 3, debe crearse la cantidad necesaria de curvas adicionales para definir adecuadamente la pérdida

total de resistencia. La curva de capacidad final debe graficarse de modo que siga inicialmente la primera curva, luego pase a la segunda en el desplazamiento correspondiente al inicio de la degradación de resistencia y así sucesivamente, tal como se ilustra en la Figura 1-6:

Figura 1-6. Curva de capacidad con la degradación global de la resistencia modelada

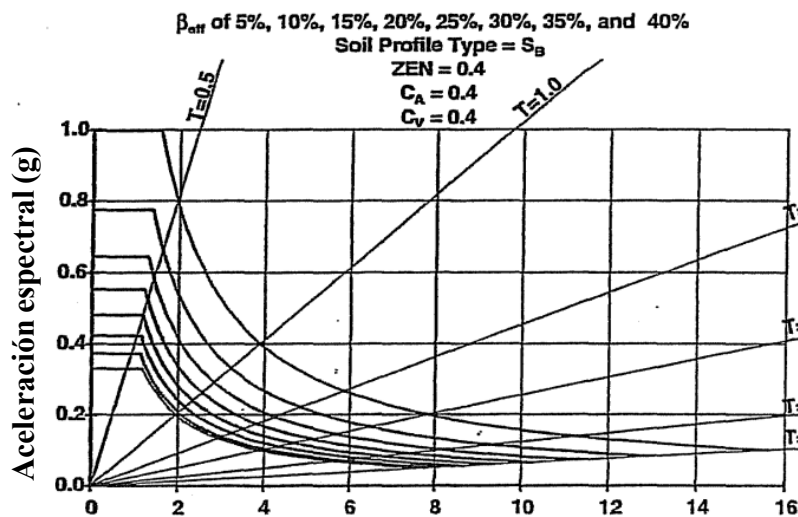


Nota. Adaptado de (ATC 40, 1996).

La demanda sísmica se refiere a las exigencias que un movimiento sísmico impone a las estructuras, independientemente de la capacidad que estas tengan para resistirlas. En este sentido, la demanda no describe el comportamiento propio del edificio, sino las solicitaciones externas generadas por el sismo, las cuales se expresan principalmente en términos de aceleración y desplazamiento espectral. Estas solicitaciones dependen de factores como la intensidad del movimiento del suelo, las características del sitio y el contenido frecuencial del sismo. Para definir la demanda sísmica, se emplea un espectro de respuesta elástico, comúnmente asociado a un amortiguamiento del 5 %, el cual representa una condición de referencia ampliamente utilizada en ingeniería sísmica, o bien puede usarse un espectro de respuesta de una señal sísmica adecuada para el sitio donde se está llevando a cabo el análisis (Cabrera, 2023). Este espectro permite estimar las aceleraciones máximas que un sistema ideal de un grado de libertad experimentaría ante un sismo determinado, en función de su período de vibración. Sin embargo, aunque este espectro resulta adecuado para describir la acción sísmica del terreno, no es suficiente por sí solo para evaluar edificaciones reales, especialmente cuando se consideran análisis

basados en deformaciones y comportamiento no lineal. Para realizar un análisis de daño, se puede encontrar la intersección entre la demanda y la capacidad, mediante el uso del formato ADRS que permite manejar un marco común de referencia, además, en función del criterio de evaluación de vulnerabilidad usado, se debe desconvertir el S_d a desplazamiento y finalmente este último a deriva de piso. Asimismo, dado que durante un sismo una parte de la energía transmitida por el terreno puede ser disipada a través de mecanismos inelásticos, la demanda sísmica elástica inicial puede ajustarse mediante el uso de amortiguamiento efectivo. Este concepto no describe la capacidad del edificio, sino que permite modificar la demanda para reflejar que, bajo ciertas condiciones, el movimiento sísmico efectivo que actúa sobre la estructura se reduce debido a la disipación de energía. Como resultado, la demanda sísmica no se expresa como un único espectro fijo, sino como un conjunto de espectros que representan distintos niveles de exigencia en función del amortiguamiento considerado. Esta forma de representación de la demanda sísmica permite comprender que el sismo no impone una única respuesta invariable, sino un rango de sollicitaciones posibles que deben ser comparadas posteriormente con la capacidad estructural del edificio. La variación de la demanda sísmica en función del amortiguamiento puede observarse en la Figura 1-7, donde se presenta una familia de espectros de demanda en formato ADRS (ATC-40, 1996).

Figura 1-7. Familia de espectros de demanda en formato ADRS

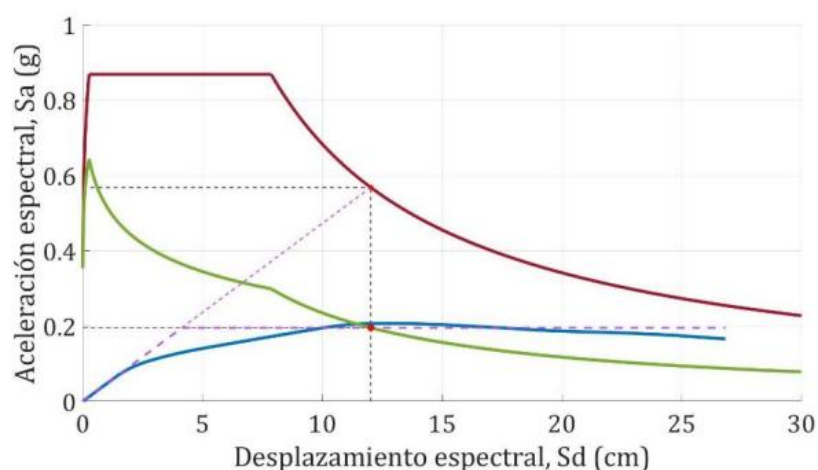


Nota. Adaptado de (ATC 40, 1996).

El punto de desempeño surge como una herramienta dentro del enfoque de evaluación sísmica basada en desempeño, ya que permite entender de manera casi realista cómo se

espera que un edificio se comporte frente a un sismo específico. Este concepto pone el énfasis en las deformaciones y en el comportamiento no lineal de la estructura, aspectos que están directamente relacionados con el daño real que puede presentarse durante un evento sísmico. El punto de desempeño representa una condición en la que las exigencias impuestas por el movimiento del suelo encuentran un equilibrio con la capacidad estructural del edificio, lo que permite estimar no solo el desplazamiento máximo esperado, sino también el estado general en el que se encontraría la edificación luego del sismo. Para la determinación de este punto, el ATC-40 propone el uso del método del espectro de capacidad, el cual combina los resultados de la capacidad de la estructura con una representación espectral de la demanda sísmica, permitiendo que ambos elementos se expresen dentro de un mismo contexto. La determinación del punto de desempeño no sigue un único camino de cálculo, sino que puede abordarse mediante tres procedimientos alternativos, que buscan alcanzar el mismo objetivo desde diferentes enfoques. Estos procedimientos, conocidos como Procedimiento A, Procedimiento B y Procedimiento C, comparten una base conceptual común, pero se diferencian en cómo se aplica la metodología. El Procedimiento A se desarrolla mediante un proceso analítico e iterativo, en el que se parte de una estimación inicial de la demanda y se realizan ajustes sucesivos hasta lograr una condición compatible con la capacidad de la estructura. El Procedimiento B plantea una simplificación del proceso analítico al representar la capacidad estructural mediante un modelo idealizado, lo que permite aproximar el comportamiento del edificio con menor complejidad y reducir el número de iteraciones necesarias para alcanzar el punto de desempeño. Por su parte, el Procedimiento C se basa en un enfoque gráfico, en el cual la demanda sísmica y la capacidad estructural se representan conjuntamente en un mismo formato, de manera que el punto de desempeño se identifica a partir de la intersección visual entre ambas curvas. Aunque los tres procedimientos siguen caminos distintos, todos parten de la definición de la demanda y la capacidad, buscan su compatibilidad y llevan a la estimación del punto de desempeño (ATC-40, 1996). A partir de la intersección entre la demanda sísmica y la capacidad estructural, se puede obtener el punto de desempeño como se visualiza en la Figura 1-8:

Figura 1-8. Ejemplo de obtención del punto de desempeño

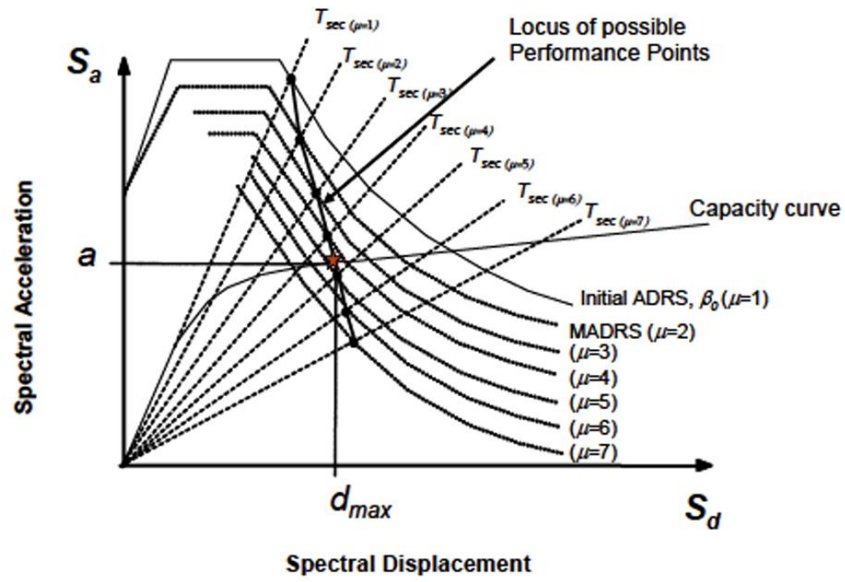


Nota. Tomado de (Cabrera, 2023).

Por otro lado, el FEMA 440 (2005), indica en el procedimiento C que se puede usar el espectro de respuesta de aceleración ajustado para diversas posibles soluciones y sus respectivos valores de ductilidad, con el propósito de obtener rango de puntos de desempeño, en donde la solución se determina a partir del punto donde el rango obtenido se interseca con la curva de capacidad como se visualiza en la Figura 1-9. A continuación, se detalla el proceso resumido por Torres, J & Vásquez, D (2021), para la obtención del punto de desempeño:

- Mediante el amortiguamiento efectivo se ajusta el ADRS inicial.
- Se modifican las ordenadas de aceleración con el factor M.
- Se genera un posible punto de desempeño en la intersección del radio del periodo secante (T_{sec}) con el MADRS.
- Variando la ductilidad se aumenta o disminuye el punto de desempeño asumido generando una serie de posibles soluciones.
- La solución estará en la intersección entre el rango de puntos del paso anterior y la curva de capacidad.

Figura 1-9. Procedimiento C: Rangos de posibles puntos de desempeño



Nota. Tomado de (FEMA 440, 2005).

2. Capítulo 2: Modelado Estructural

2.1. Descripción de elementos estructurales

A partir del modelo numérico proporcionado por Esteban Cabrera, se cuenta con una representación estructural del edificio de estudio que incorpora las principales características consideradas durante su diseño y construcción con base a la información de los planos estructurales. En cuanto a las propiedades de los materiales, en la Tabla 2-1 se puede visualizar la información proporcionada por Cabrera & Andrade (2021).

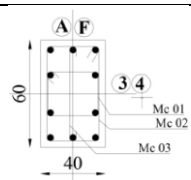
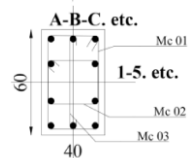
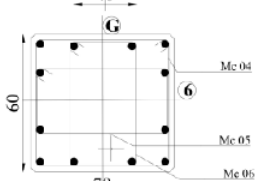
Tabla 2-1. Propiedades mecánicas de los materiales

$f'c$	f_y	E_c	q_{adm}
210 $\frac{kg}{cm^2}$	2800 $\frac{kg}{cm^2}$	21538.11 Mpa	1.5 $\frac{kg}{cm^2}$

Nota. Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

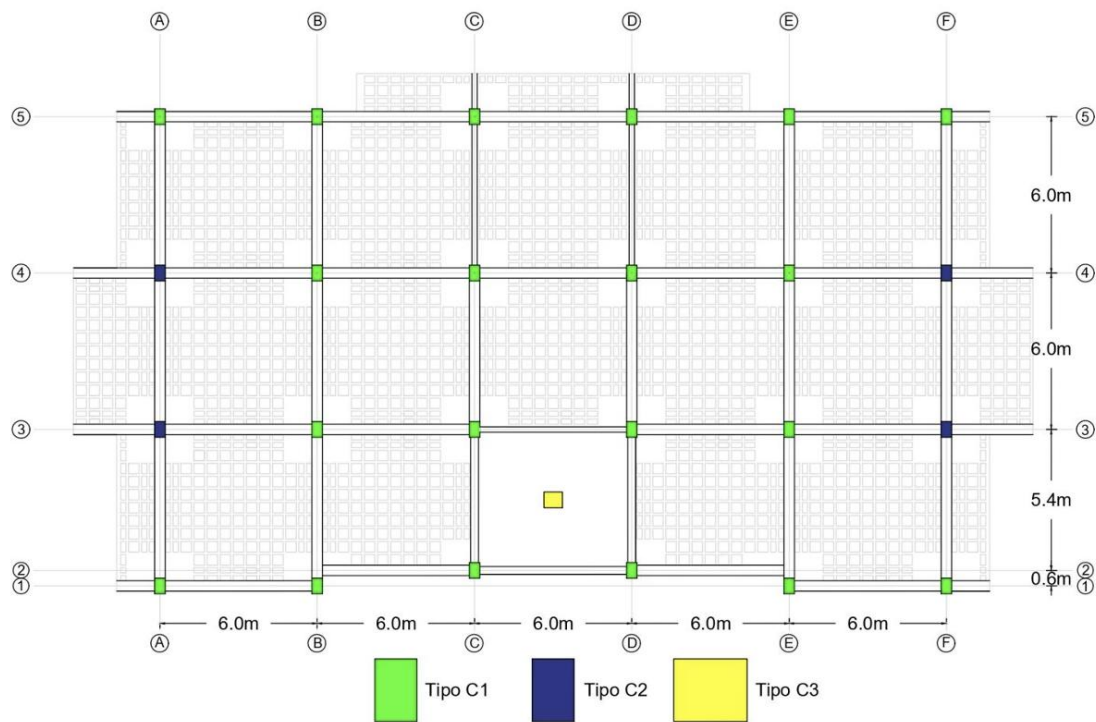
Respecto a las características estructurales, se identifican dos tipos de columnas: la primera se distribuye a lo largo de los ejes estructurales del edificio y la segunda se ubica en la zona de gradas. Las dimensiones y el armado de ambas tipologías se presentan en la Tabla 2-2. En la Figura 2-1 se observa la configuración estructural de las columnas del edificio, donde las columnas C1 de color verde y las columnas C2 de color azul forman parte del sistema sismorresistente, mientras que la columna C3 de color amarillo forma parte de un sistema aislado (Capa & Gualpa, 2021).

Tabla 2-2. Detalle de dimensiones y armado de las columnas

Ubicación	Dimensiones (cm)	Armado		Detalle de armado	p (%)
		Longitudinal	Transversal		
A3 A4 F3 F4	60 x 40	10 ϕ 25	3 ϕ 8 c10 cm 4 ϕ 8 c10 cm		2.04
A1, A5 B1 B3-B5 C2-C5 D2-D5 E1 E3-E5 F1, F5	60 x 40	10 ϕ 22	3 ϕ 8 c10 cm 4 ϕ 8 c10 cm		1.58
G6	70 x 60	12 ϕ 25	4 ϕ 8 c10 cm		1.40

Nota. Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

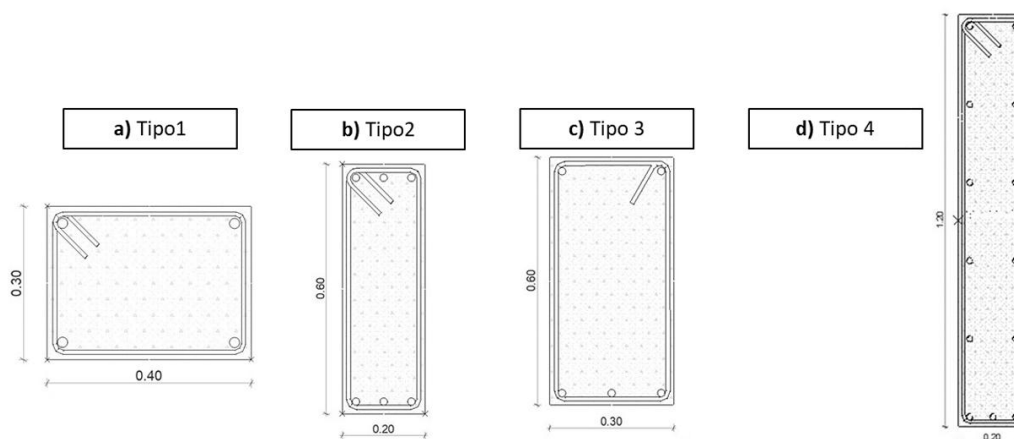
Figura 2-1. Configuración estructural de las columnas del edificio



Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021).

En función de los planos estructurales, el diseño de las vigas combina vigas banda y vigas peraltadas. En la Figura 2-2 se visualiza la sección transversal de los seis tipos de vigas presentes en la edificación, donde la viga tipo 1 corresponde a una viga banda cuya sección típica es de 40 cm x 30 cm y conforma dentro del sistema sismo resistente a la mayoría de las vigas, mientras que las vigas tipo 2, 3 y 4 corresponden a vigas peraltadas de diferentes dimensiones: 20 cm x 60 cm, 30 cm x 60 cm y 20 cm x 120 cm. De acuerdo con esta clasificación en la Tabla 2-3 se detalla una tabla resumen con sus respectivas propiedades. En concordancia con la nomenclatura de las vigas, la Tabla 2-4 y la Tabla 2-5 exponen las cuantías de acero para las diversas condiciones de momento. Adicionalmente, en la Figura 2-3 y la Figura 2-4 se muestran dos configuraciones estructurales tanto para las vigas banda como para las vigas peraltadas, donde la primera indica la ubicación de las vigas desde la primera planta alta hasta la tercera planta alta y la segunda corresponde únicamente a la cuarta planta alta (Torres Solis & Vásquez Atencia, 2021).

Figura 2-2. Clasificación de los diferentes tipos de vigas en la estructura.



Nota. Unidades en m. Tomado de (Torres Solis & Vásquez Atiencia, 2021).

Tabla 2-3. Características de las diferentes vigas según su tipo

Tipo	Nomenclatura	Área de hormigón (A_c)	Inercia (I_g)	Acero Transversal
1	Tipo 1, Tipo 2, Tipo 3, Tipo 4, Tipo 5	1200.00 cm ²	90000.00 cm ⁴	varilla de estribo ϕ : 8mm
2	V1	1200.00 cm ²	360000.00 cm ⁴	varilla de estribo ϕ : 10mm
3	V2, V3	1800.00 cm ²	540000.00 cm ⁴	varilla de estribo ϕ : 10mm
4	V4	2400,00 cm ²	2880000.00 cm ⁴	varilla de estribo ϕ : 14mm

Nota. Tomado de (Torres & Vásquez, 2021).

Tabla 2-4. Cuantías en bandas para momento negativo de las vigas banda (extremo i, j) y recubrimientos

Tipo	Cuantía Extremo i		Cuantía Extremo j		Recubrimiento (mm)	
	P Superior	P Inferior	P Superior	P Inferior	Superior	Inferior
Tipo 1	1.47%	0.52%	1.47%	0.52%	44	43
Tipo 2	1.37%	0.42%	1.37%	0.42%	43	42
Tipo 3	2.88%	0.42%	2.88%	0.42%	45	42
Tipo 4	2.88%	0.42%	1.37%	0.42%	45	42
Tipo 5	1.58%	0.52%	1.58%	0.52%	44	43

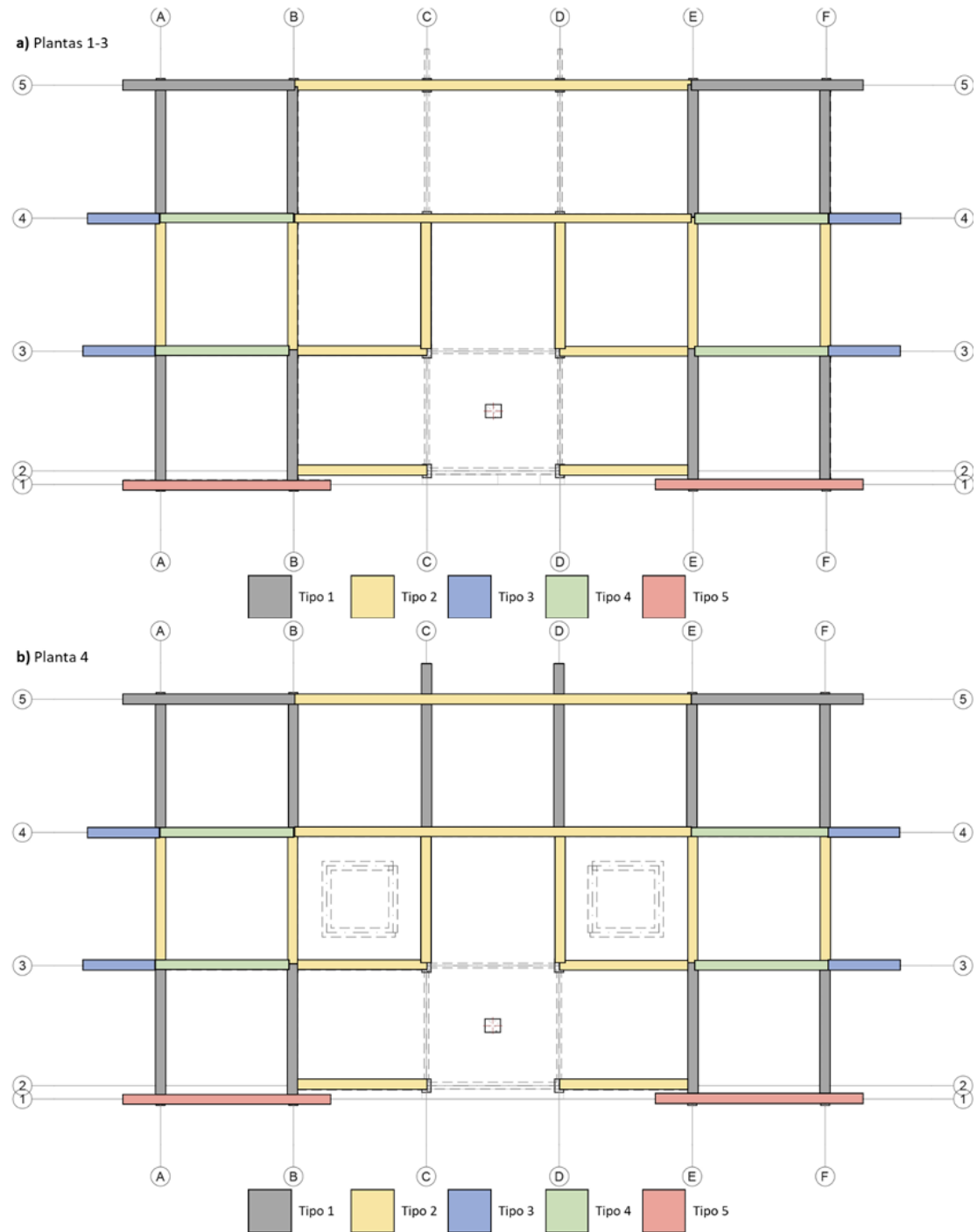
Nota. Tomado de (Torres & Vásquez, 2021).

Tabla 2-5. Cuantías en vigas peraltadas para momento negativo (extremo i, j) y recubrimientos

Tipo	Cuantía Extremo i		Cuantía Extremo j		Recubrimiento (mm)	
	P Superior	P Inferior	P Superior	P Inferior	Superior	Inferior
V1	1.45%	0.64%	1.45%	0.64%	45	44
V2, V3	0.83%	0.42%	0.83%	0.42%	46	44
V4	0.62%	0.32%	0.62%	0.32%	50	48

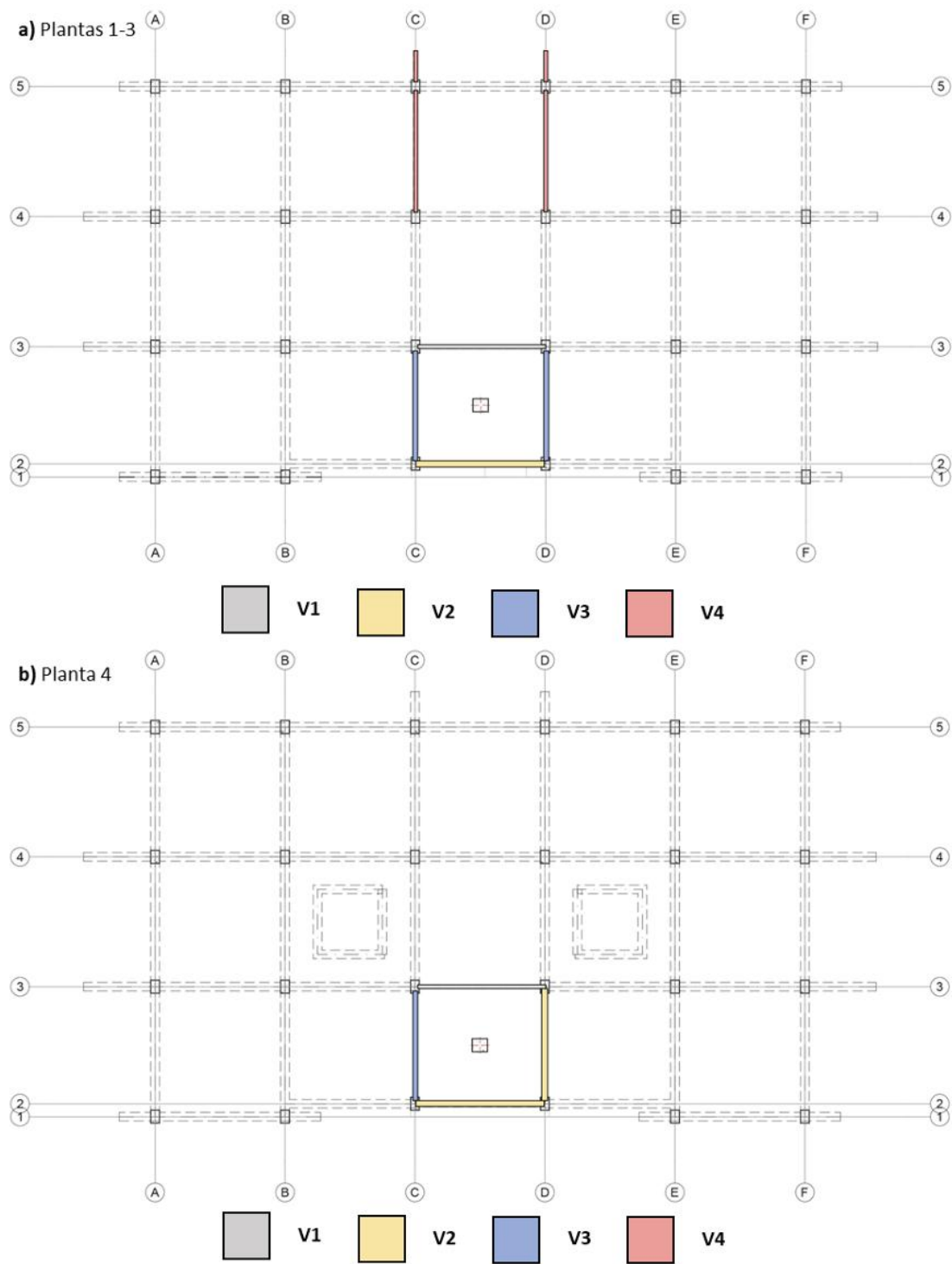
Nota. Tomado de (Torres & Vásquez, 2021).

Figura 2-3. Ubicación de las vigas banda dentro de la vista en planta



Nota. Tomado de (Torres Solis & Vásquez Atienza, 2021).

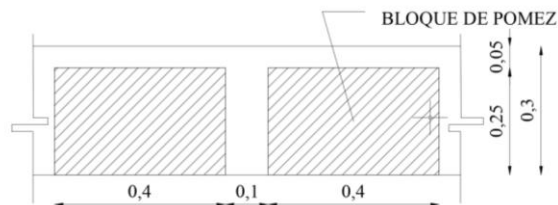
Figura 2-4. Ubicación de las vigas peraltadas dentro de la vista en planta



Nota. Tomado de (Torres Solís & Vásquez Atienza, 2021).

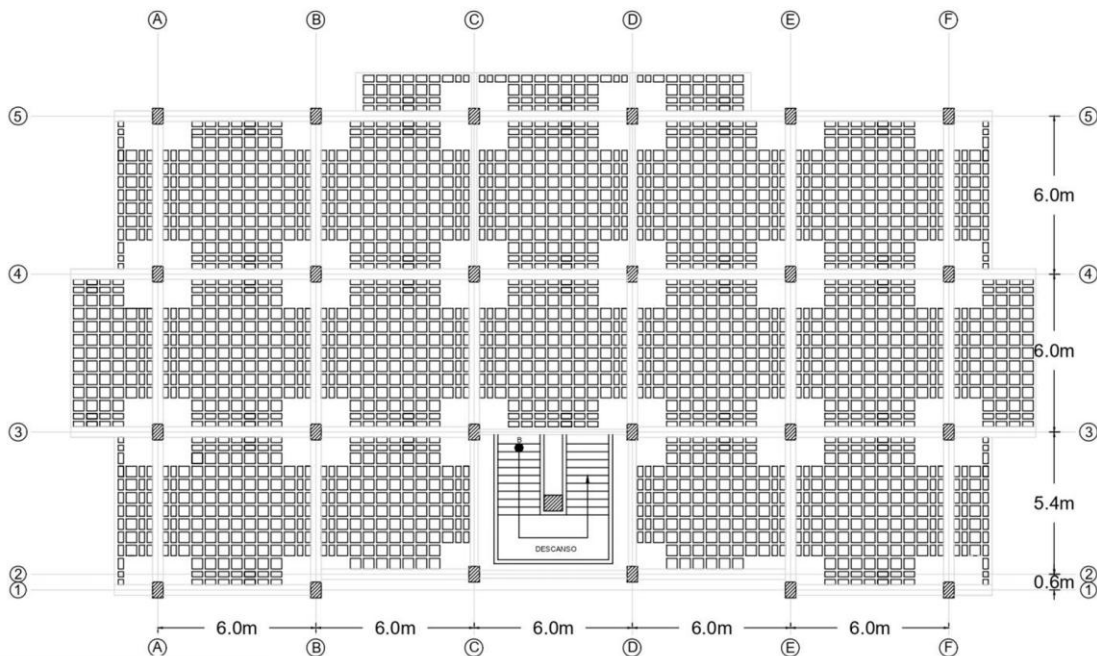
Respecto a las losas, estas son alivianadas con bloque de pómez y tienen un espesor de 30 cm, en la Figura 2-5 se aprecia la sección típica de la losa de entrepiso (Cabrera & Andrade, 2021). Además, en las Figura 2-6, Figura 2-7, Figura 2-8 y Figura 2-9 se puede observar cómo es la configuración estructural de la losa para cada una de las plantas del edificio (Capa & Gualpa, 2021).

Figura 2-5. Sección típica de losa de entrepiso



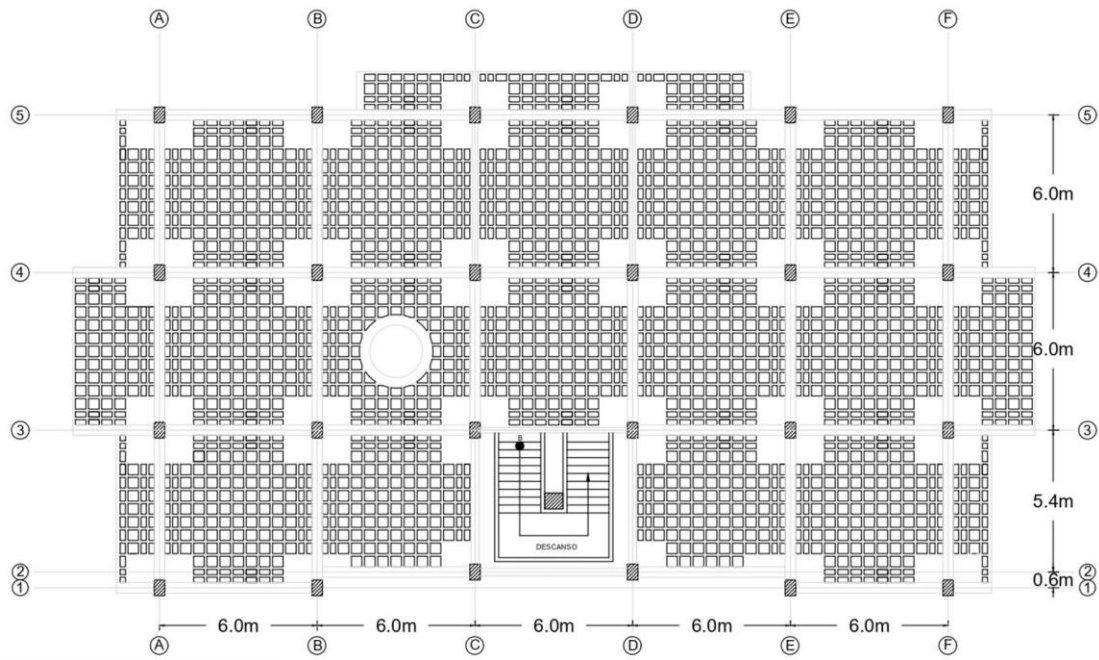
Nota. Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

Figura 2-6. Configuración estructural de la losa en la primera planta alta



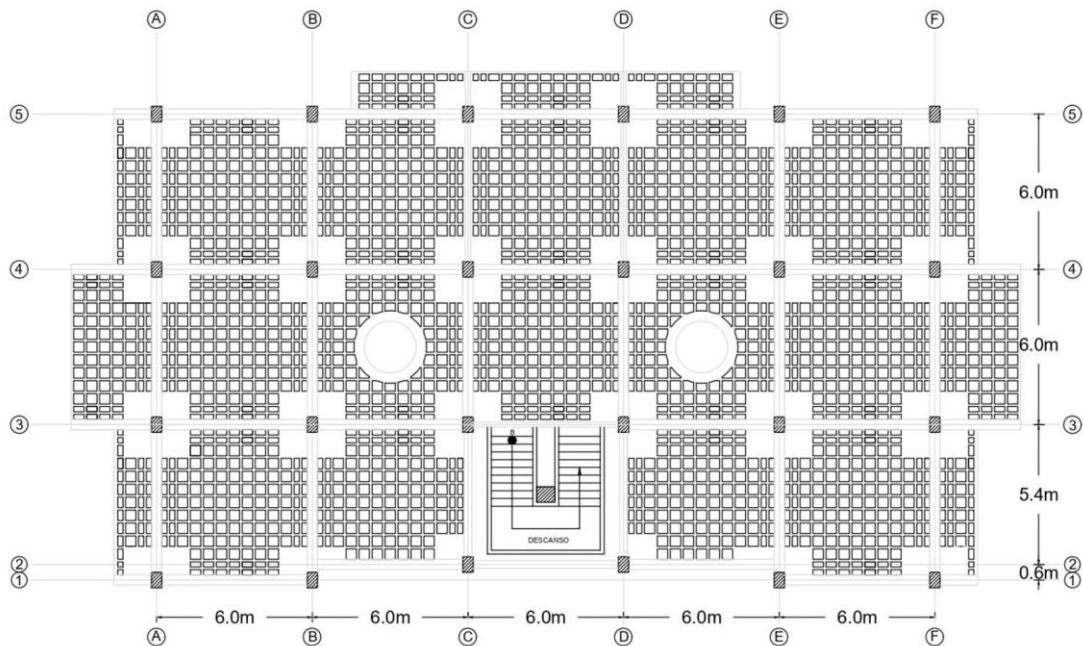
Nota. Tomado de (Capa & Gualpa, 2021).

Figura 2-7. Configuración estructural de la losa en la segunda planta alta



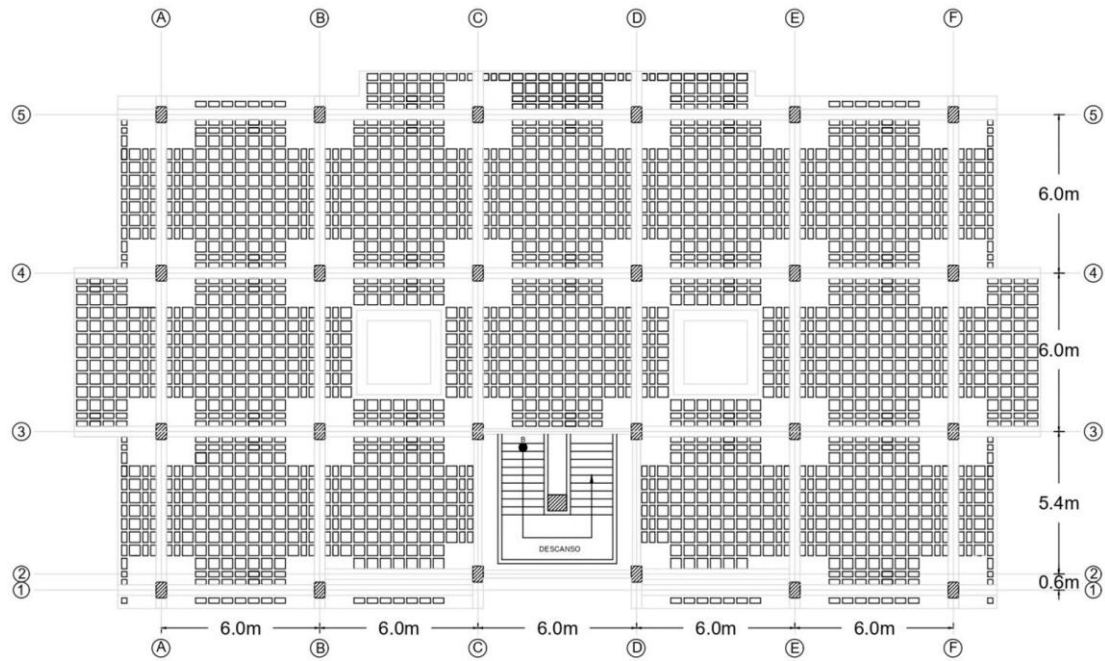
Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021).

Figura 2-8. Configuración estructural de la losa en la tercera planta alta



Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021).

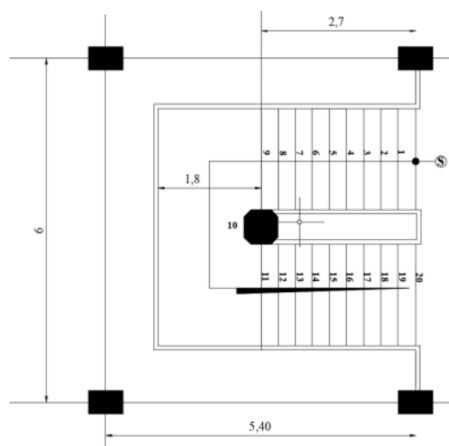
Figura 2-9. Configuración estructural de la losa en la cuarta planta alta



Nota. Tomado de (Capa & Gualpa, 2021).

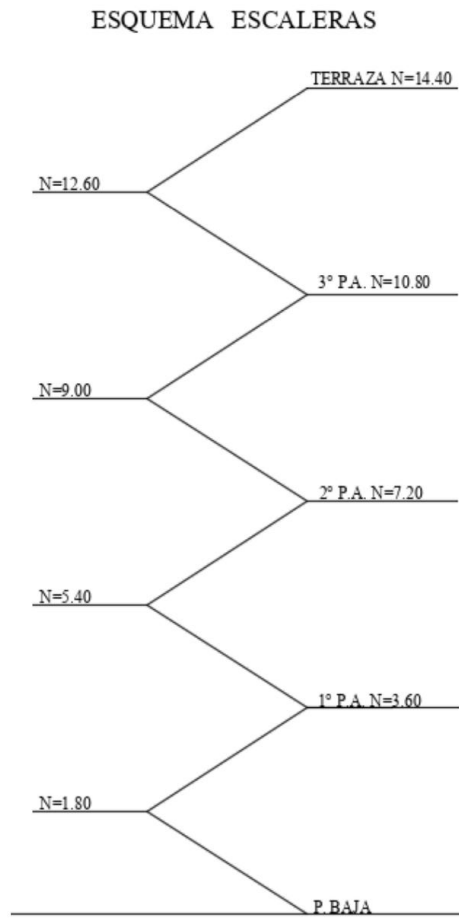
De acuerdo con el modelo hecho por Cabrera & Andrade (2021) las gradas, a pesar de encontrarse ubicadas en el interior del edificio, se encuentran apoyadas en la columna C3 que forma parte de un sistema sismorresistente aislado como se observa en la Figura 2-10. Adicionalmente, en la Figura 2-11 se observa una sección transversal correspondiente a la zona de gradas (Cabrera & Andrade, 2021).

Figura 2-10. Planta típica de grada



Nota. Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

Figura 2-11. Detalle de zona de gradas del edificio de CCAA

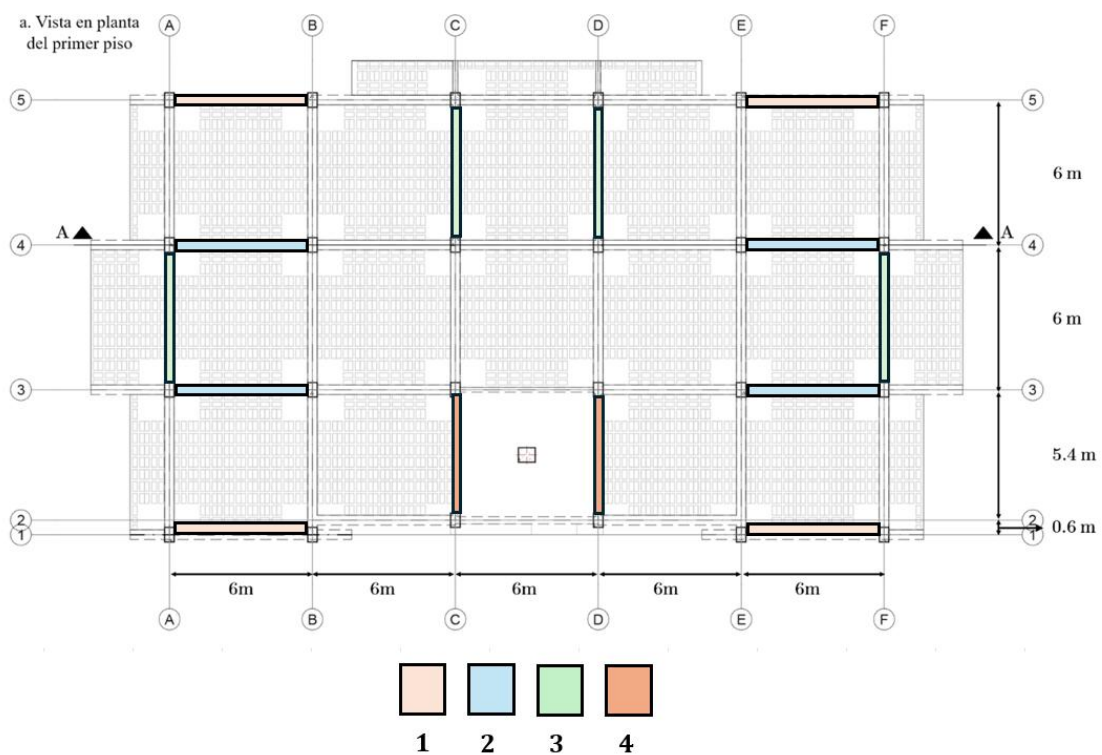


Nota. Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

La mampostería actúa como un elemento de cerramiento que resguarda el interior de las edificaciones frente a factores ambientales y, permite organizar y dividir los espacios dentro de la edificación. La mampostería de relleno consiste en muros que se disponen dentro de marcos estructurales formados por vigas y columnas que en conjunto aportan rigidez y resistencia al sistema estructural, gracias a la interacción que se genera entre el pórtico y el muro de mampostería (Cabrera Jara, 2021). Para conocer la ubicación de las paredes que se encuentran confinadas entre columnas, se realizó una clasificación para cada una de las plantas en función de los planos estructurales, como se puede visualizar en la Figura 2-12, Figura 2-13 y Figura 2-14. De acuerdo con esta clasificación, la Tabla 2-6 y la Tabla 2-7 muestran con mayor detalle los criterios que se evaluaron y se precisa que secciones y plantas son similares, además del tipo de vigas que enmarcan a cada uno de los muros.

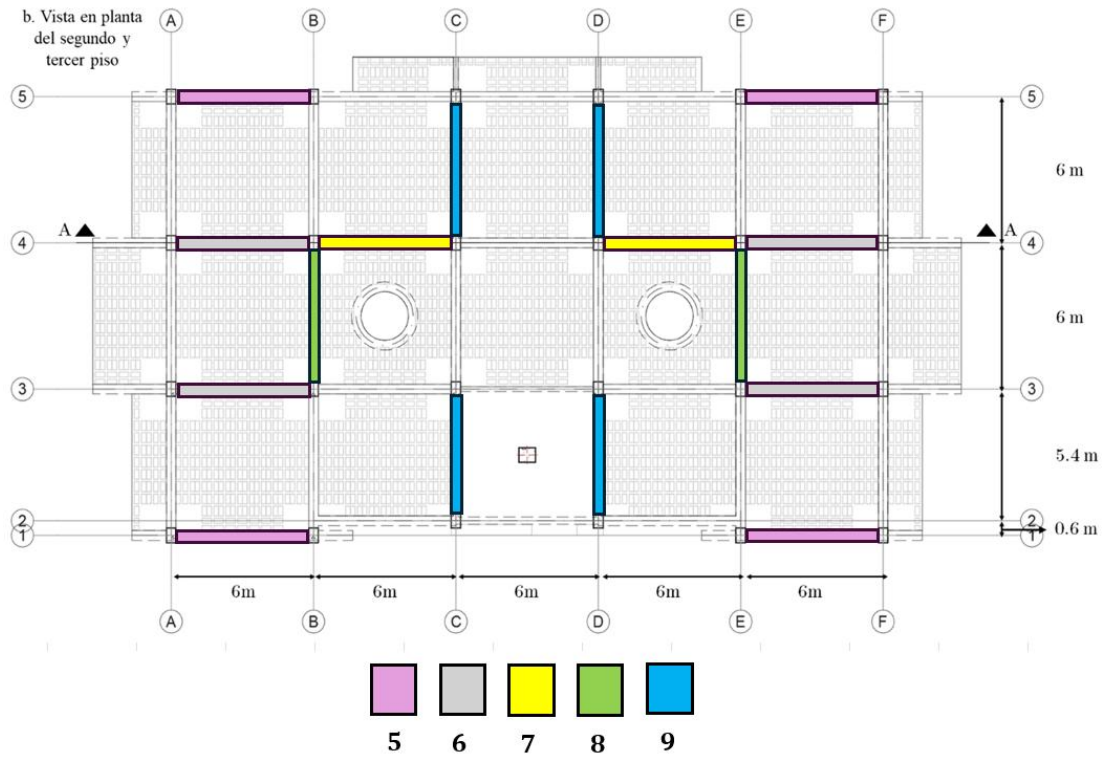
Figura 2-12. Vista en planta de las paredes de mampostería del primer piso

Configuración en planta



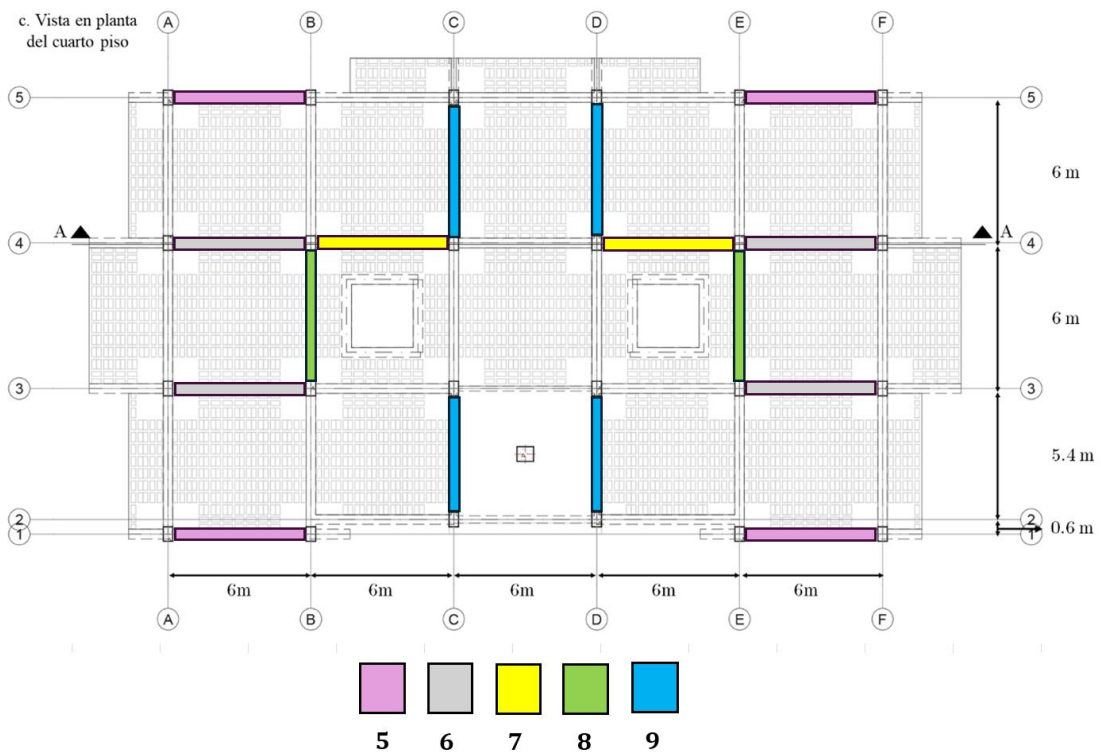
Nota. Elaboración de los autores.

Figura 2-13. Vista en planta de las paredes de mampostería del segundo y tercer piso



Nota. Elaboración de los autores.

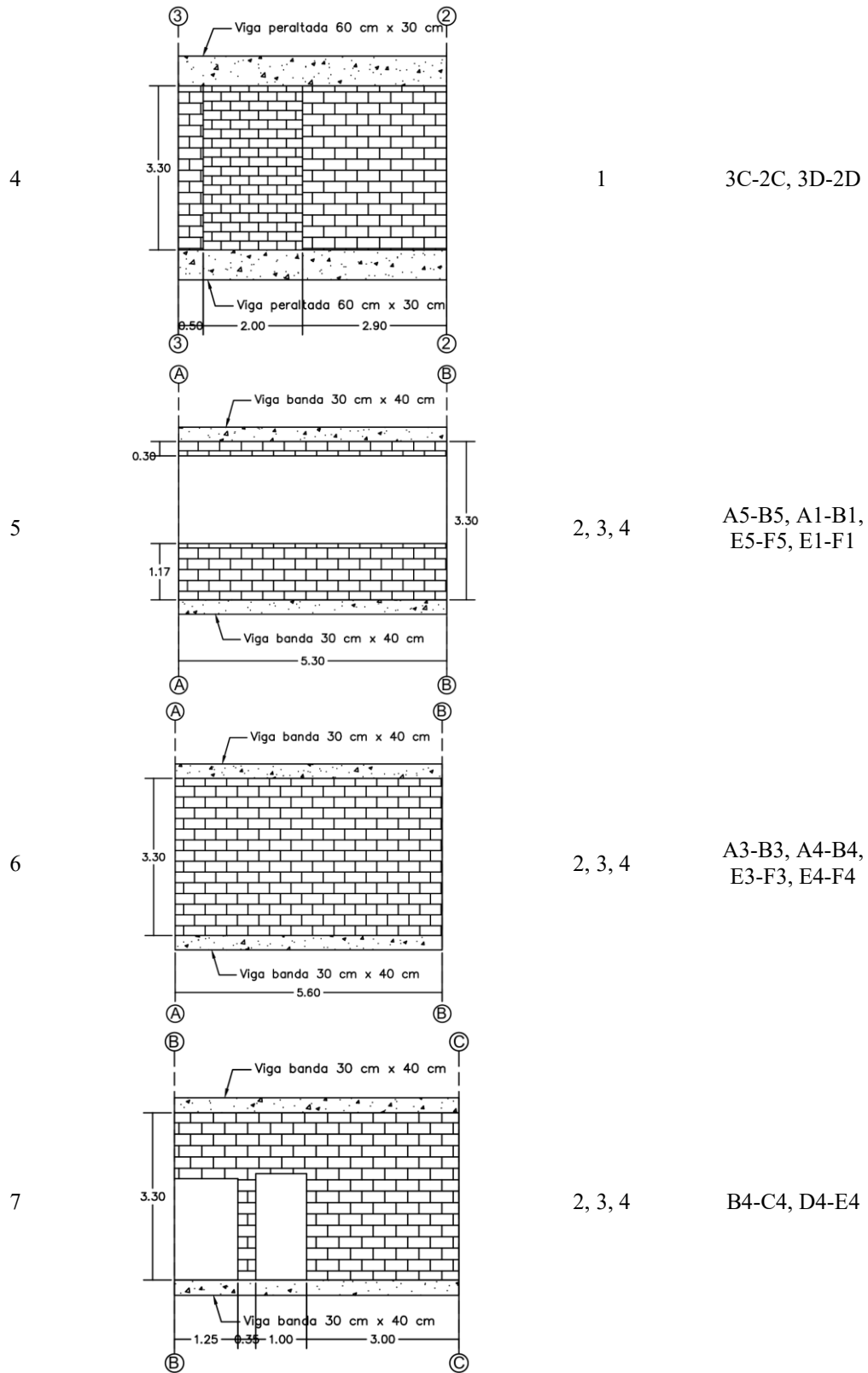
Figura 2-14. Vista en planta de las paredes de mampostería del cuarto piso

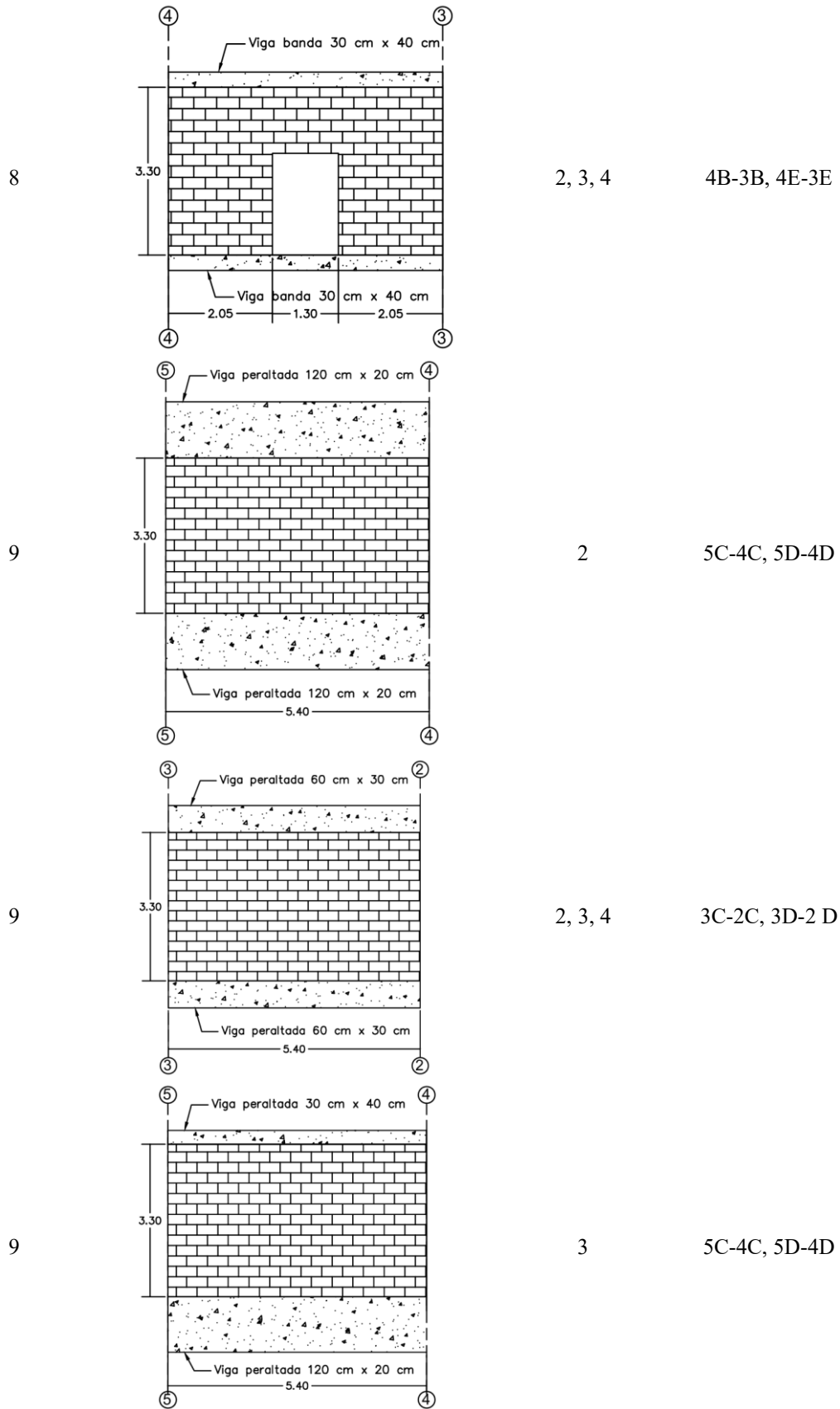


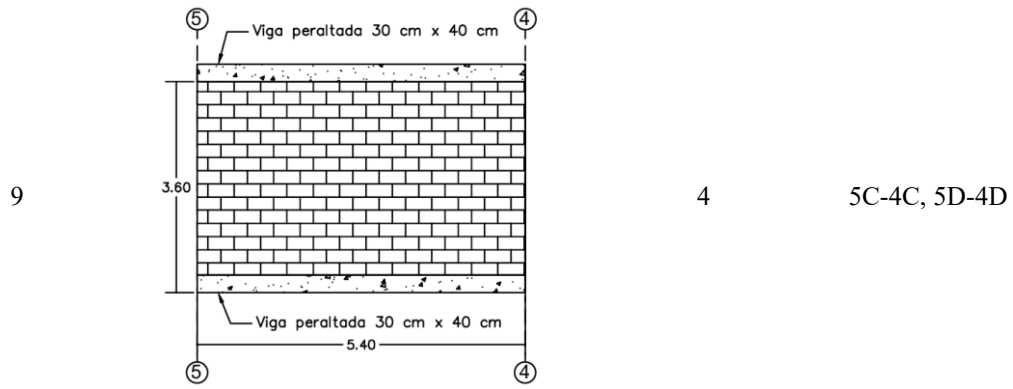
Nota. Elaboración de los autores.

Tabla 2-6. Confinamiento de vigas en paredes clasificadas

Tipo de pared	Esquema estructural	Plantas similares	Secciones similares
1		1	A1-B1, E1-F1, A5-B5, E5-F5
2		1	A4-B4, A3-B3, E4-F4, E3-F3
3		1	5C-4C, 5D-4D
3		1	4A-3A, 4F-3F







Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales

Tabla 2-7. Características de paredes clasificadas

Elemento	Tipo	Planta	Secciones similares	Ancho (m)	Alto (m)	Espesor (m)
1	1	Ventana	1	5.60	3.60	0.13
2	2	Pared	1	5.60	3.60	0.26
3	3	Pared	1	5.40	3.60	0.26
4	3	Pared	1	5.40	3.60	0.26
5	4	Pared con cambio de espesor	1	5.40	3.60	0.26
6	5	Ventana	2, 3, 4	5.60	3.60	0.26
7	6	Pared	2, 3, 4	5.60	3.60	0.13
8	7	Puerta simple y doble	2, 3, 4	5.60	3.60	0.13
9	8	Puerta doble	2, 3, 4	5.40	3.60	0.13
10	9	Pared	2	5.40	3.60	0.13
11	9	Pared	2, 3, 4	5.40	3.60	0.13
12	9	Pared	3	5.40	3.60	0.13
13	9	Pared	4	5.40	3.60	0.13

Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales

Las cargas muertas son aquellos pesos permanentes como paredes, muros, maquinas, instalaciones eléctricas y cualquier otro elemento que actúa sobre una estructura durante toda su vida útil (NEC-SE-CG, 2015). Capa & Guallpa (2021) proporcionan diversos datos relacionados con las cargas permanentes, en la Tabla 2-8 se observa el peso de la carga muerta de las componentes de cada piso, en la Tabla 2-9 se visualiza el peso de la pantalla LED montado a un costado de la estructura y en la Tabla 2-10 se resume la sumatoria de carga muerta para cada piso del edificio de CCAA.

Tabla 2-8. Peso de las componentes de cada piso del edificio

Elemento	1ra Planta Alta (kg)	2da Planta Alta (kg)	3ra Planta Alta (kg)	4ta Planta Alta (kg)	Total (kg)
Vigas	73843.20	78186.24	781826.24	79948.80	310164.48
Columnas	49766.40	49766.40	49766.40	49766.40	199065.60
Losa	269256	267036	264816	296424	1097532
Bloques	54428	53692	52956	51996	213072
Paredes, puertas y ventanas	112160.21	112160.21	112160.21	148722.02	485202.65
Paredes en los servicios higiénicos	34174.30	36682.3	39190.3	53013.8	163060.70
Baldosa	12015	11892	11769	12567	48243
Instalaciones & cielo raso	43972.65	35838.6	33069	42584.10	155464.35

Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021).

Tabla 2-9. Peso de la pantalla lateral

Ubicación de la losa	Peso del material (kgf por módulo LED)	Peso de pantalla (tonf)	Carga sobre la viga (tonf/m)
Piso 4	6.4	0.10	0.03
Piso 3	6.4	0.10	0.03
Piso 2	6.4	0.05	0.02

Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021)

Tabla 2-10. Peso de la carga muerta por piso del edificio

Piso de referencia	Peso por piso (tonf)
Piso 4	779.03
Piso 3	658.00
Piso 2	661.24
Piso 1	665.49
Total	2763.77

Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021)

Las cargas vivas son aquellos pesos no permanentes que varían en el tiempo tales como el de las personas que circulan en el edificio, mercadería en transición, equipos, muebles, accesorios móviles o temporales, entre otros (NEC-SE-CG, 2015). Los valores de carga viva de cada piso se visualizan en la Tabla 2-11.

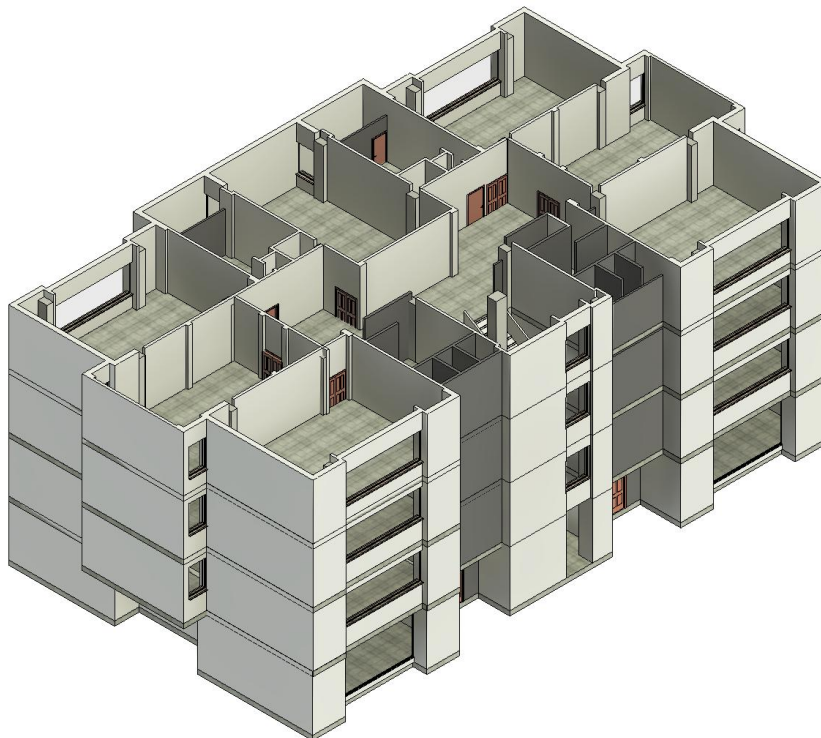
Tabla 2-11. Peso de la carga viva por piso del edificio

<i>Piso de referencia</i>	<i>Peso por piso (tonf)</i>
Piso 4	153.00
Piso 3	136.47
Piso 2	138.93
Piso 1	149.88
Total	578.29

Nota. Tomado de (Capa & Guallpa, 2021)

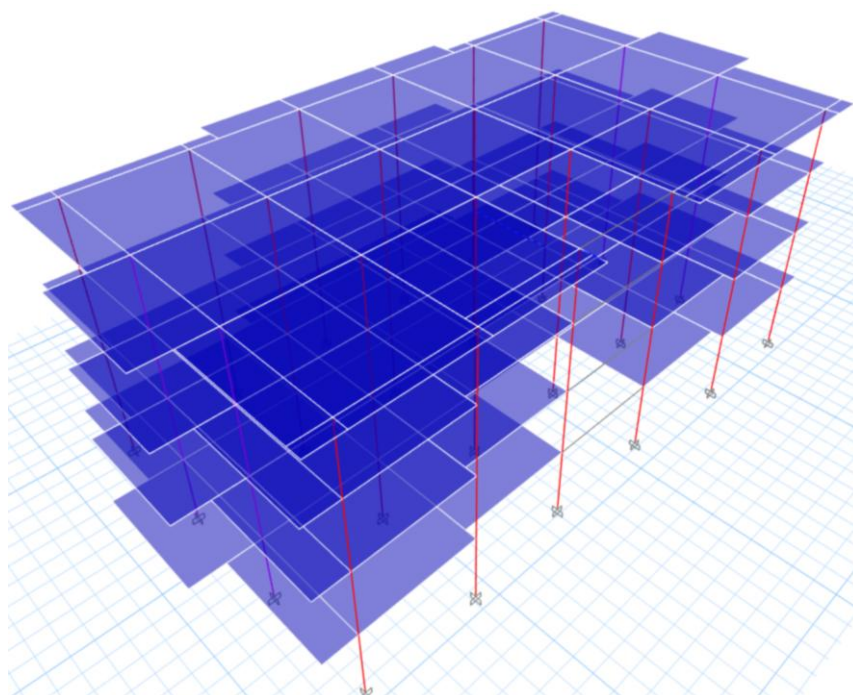
Todo lo expuesto previamente se puede apreciar en los modelos presentados en la Figura 2-15 y Figura 2-16, los cuales fueron proporcionados por Esteban Cabrera. Estos modelos constituyen el punto de partida para el desarrollo y cumplimiento de los objetivos planteados al inicio de este documento.

Figura 2-15. Modelo del edificio de CCAA en Revit



Nota. Proporcionado por Esteban Cabrera.

Figura 2-16. Modelo del edificio de CCAA en ETABS



Nota. Proporcionado por Esteban Cabrera.

2.2. Calibración del modelo numérico

2.2.1. Propiedades utilizadas

Para la modelación de los elementos de mampostería se tomó en cuenta las propiedades tanto del ladrillo como del mortero, las cuales fueron obtenidas del documento de García *et al.*, (2024) y de Cabrera (2023). Donde el módulo de elasticidad de la mampostería $E = 111509264.42 \text{ kgf/m}^2$, su peso específico fue adaptado a 1200 kgf/m^3 , la resistencia a compresión de la unidad de mampostería $f_b = 2.8 \text{ MPa}$, la resistencia a tracción de la unidad $ft_b = 0.1 * f_b$ y la resistencia a compresión $f'm = 1.9882 \text{ MPa}$. Respecto al mortero su resistencia a compresión $f_j = 7.5 \text{ MPa}$ y la resistencia a tracción $ft_j = 0.51 \text{ MPa}$.

2.2.2. Modelado de mampostería con elementos tipo “link”

El elemento tipo “link” posee como parámetros de entrada la curva fuerza-desplazamiento, la cual se obtiene a partir de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería obtenida a partir de las consideraciones mencionadas por Kaushik. La curva constitutiva es una curva única que define a la mampostería, mientras que la curva fuerza

desplazamiento es dependiente de las propiedades geométricas del paño de mampostería. Para obtener el vector de fuerza a partir del vector esfuerzo, partimos de la Ecuación 6, donde se debe despejar “ P ” para encontrar la fuerza del eje Y de la curva fuerza deformación. Por otro lado, el área se calcula multiplicando el espesor del muro con el peralte “ w ” del “*link*”.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

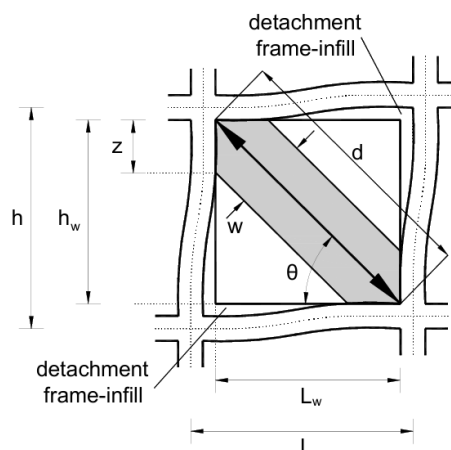
P : Carga o fuerza

A : Área determinada

σ : Esfuerzo

Para incorporar los paneles de mampostería en el modelo presentado en la Figura 2-16, Asteris *et al.*, (2011) propone modelarlos como un arriostramiento diagonal equivalente como se muestra en la Figura 2-17. Este elemento se idealiza con el mismo material y el mismo espesor de los muros típicos en las construcciones de la ciudad de Cuenca descritos por García *et al.*, (2024). Mientras que su ancho equivalente “ w ” se calcula mediante expresiones que difieren entre los paños confinados y los no confinados entre columnas (Asteris *et al.*, 2011).

Figura 2-17. Representación del arriostramiento diagonal equivalente



Nota. Tomado de (Asteris *et al.*, 2011).

Para encontrar el ancho del puntal equivalente en paños sin confinar, se puede utilizar la relación que se presenta en la Ecuación 7. Por otro lado, cuando se trata de paños confinados, se puede recurrir a expresiones obtenidas a partir de métodos experimentales donde se relacionó el ancho del puntal equivalente con las longitudes de contacto entre el panel de mampostería y el marco, mediante una expresión que fue adaptada a partir de la ecuación utilizada para determinar la longitud de contacto de una viga libre apoyada sobre una base elástica sometida a una carga concentrada. Por lo tanto, se propuso la evaluación de un ancho equivalente h/λ como una función del parámetro de rigidez relativa entre el panel de mampostería y el marco estructural, el cual se expresa en la Ecuación 8 y está en función de un ángulo cuya tangente corresponde a la relación altura-longitud del panel de relleno como se muestra en la Ecuación 9. En base a los datos experimentales y analíticos, se propuso la Ecuación 10 que es una ecuación empírica para el cálculo del ancho del puntal equivalente “w” (Asteris *et al.*, 2011).

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad \text{Ecuación 7}$$

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad \text{Ecuación 8}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{L_w}\right) \quad \text{Ecuación 9}$$

$$\frac{w}{d} = 0.175 \lambda_h^{-0.4} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

E_w : Módulo de elasticidad del panel de mampostería

EI : Rigidez a flexión de las columnas

t_w : Espesor del panel de relleno y del puntal equivalente

h : Altura de la columna medida entre los ejes de las vigas

h_w : Altura del panel de relleno

θ : Ángulo

L_w : Longitud del panel de relleno

d : Longitud del puntal diagonal

w : Ancho del puntal equivalente

Cuando existe una abertura en una pared ya sea por la presencia de una ventana o una puerta, Capa & Guallpa (2021) presentan la Ecuación 11 que incluye un factor “ k ” que reduce la rigidez. Este factor se determinó a partir de la aplicación de elementos finitos hasta conseguir la expresión de la Ecuación 12 que permite reducir la rigidez del relleno en función del porcentaje de abertura.

$$w = k * 0.175 * (\lambda_1 * h_{col})^{-0.4} * r_{inf} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$k = 1 - 2aw^{0.54} + aw^{1.14} \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

w : Ancho de la diagonal equivalente

k : Factor de reducción de rigidez

h_{col} : Altura de la columna, medido entre los ejes centroidales de la losa superior e inferior (m)

r_{inf} : Longitud de la diagonal equivalente (m)

λ_1 : Coeficiente que toma en cuenta las propiedades entre el relleno y el pórtico

aw : Porcentaje de abertura del panel de relleno en análisis, expresado en decimal. (0 indica una pared sin aberturas y 1 una pared completamente vacía)

Respecto al eje X, el vector desplazamiento se calcula multiplicando la diagonal del paño de mampostería por el vector de deformación unitaria de la curva constitutiva, el cual se obtiene a partir de la Ecuación 13.

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{d} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

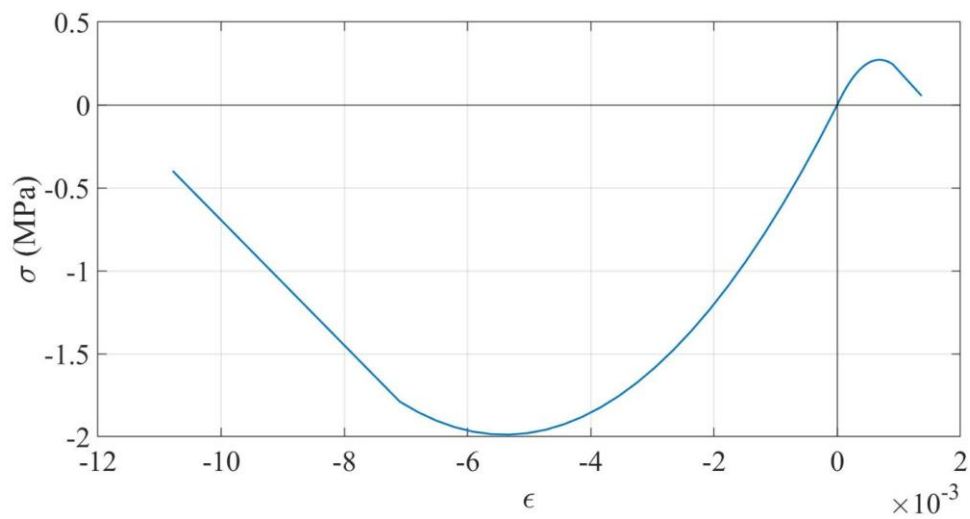
ϵ : Deformación unitaria

Δ : Deformación total

d : Longitud original

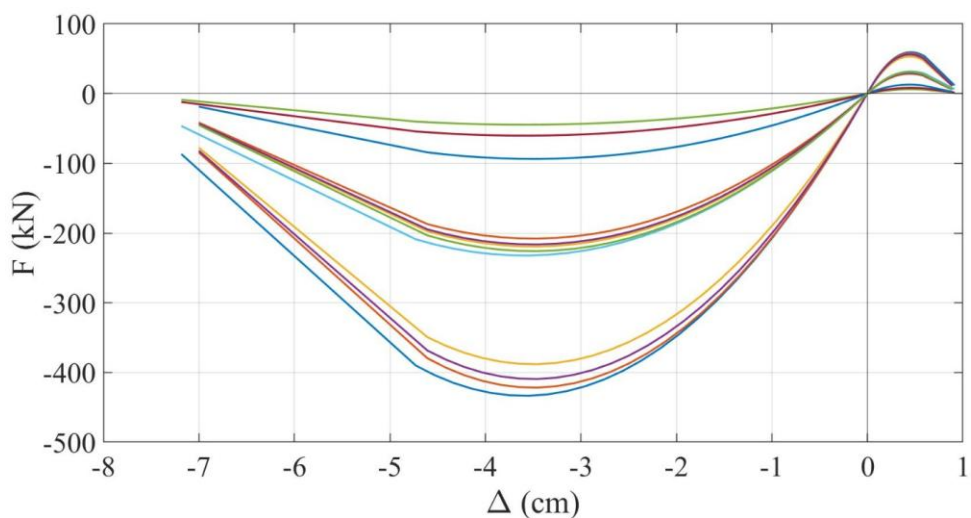
Al realizar los cálculos correspondientes en el software MATLAB, se obtiene la curva constitutiva del material que se muestra en la Figura 2-18. No obstante, se generan varias curvas como se aprecia en la Figura 2-19 debido a que, al incorporar las propiedades geométricas propias de cada paño, se obtienen diferentes curvas fuerza-desplazamiento características de los elementos de la mampostería.

Figura 2-18. Curva constitutiva de la mampostería



Nota. Elaboración de los autores.

Figura 2-19. Curvas fuerza-desplazamiento



Nota. Elaboración de los autores.

La modelación de cada elemento “*link*” se realiza de acuerdo con lo expuesto en la Figura 2-20, donde U1, U2 y U3 representan al eje X, Y y Z respectivamente, por lo tanto, se deben activar las opciones de acuerdo con el plano en el que se pretende dibujar el “*link*”. Si se analiza el eje X se deben activar las opciones X y Z, para analizar el eje Y se necesitan las opciones Y y Z, y para analizar el plano es necesario que se habiliten los 3 ejes. Es importante que el tipo de “*link*” que se seleccione corresponda a “*Multilinear Plastic*”, dado que este permite que se pueda realizar el análisis estático no lineal que se abordará en el siguiente capítulo. Las propiedades del elemento “*link*” corresponden a una serie de puntos obtenidos a partir de la curva esfuerzo-deformación que se presentó anteriormente. La modelación de paredes a partir del elemento “*link*”, será únicamente en la mampostería que se encuentre confinada en marcos. En la Tabla 2-12 se presenta una discretización de las propiedades de la mampostería que se deben tomar en consideración.

Figura 2-20. Diagrama de flujo para la modelación de los elementos tipo link



Nota. Al ingresar a la opción "Add Row" se deben cargar los puntos de la curva esfuerzo-deformación, obtenidos del software MATLAB. Elaboración de los autores.

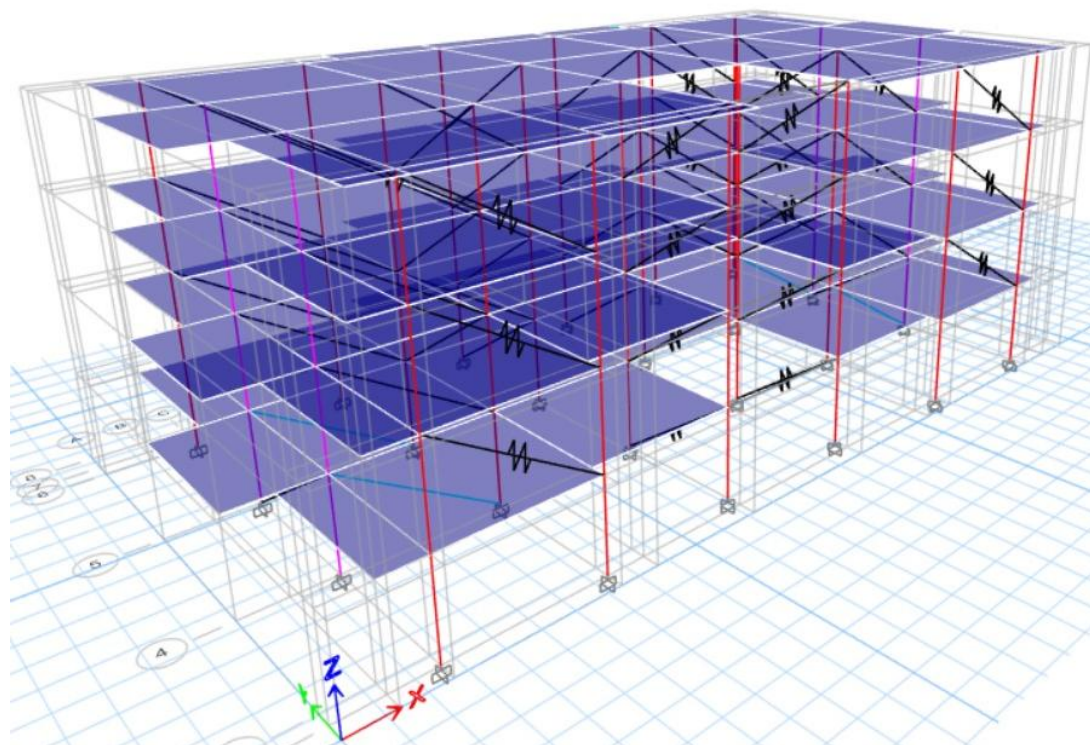
Tabla 2-12. Discretización de propiedades de la mampostería para la modelación del elemento tipo link

Elemento	Tipo	Planta	Secciones similares	Ancho (m)	Alto (m)	Espesor (m)	Diagonal (m)	Peralte viga sup. (m)	Peralte viga inf. (m)	Abertura (%)	W (m)	
1	1	Ventana	1	A1-B1, E1-F1, A5-B5, E5-F5	5.60	3.60	0.13	6.66	0.30	0.30	90.91	2.22
2	2	Pared	1	A3-B3, E3-F3, A4-B4, E4-F4	5.60	3.60	0.26	6.66	0.30	0.30	0.00	2.22
3	3	Pared	1	4A-3A, 4F-3F	5.40	3.60	0.26	6.49	0.30	0.30	0.00	2.16
4	3	Pared	1	5C-4C, 5D-4D	5.40	3.60	0.26	6.49	1.20	1.20	0.00	2.16
5	4	Pared con cambio de espesor	1	3C-2C, 3D-2D	5.40	3.60	0.26	6.49	0.60	0.60	0.00	2.16
6	5	Ventana	2, 3, 4	E1-F1, A1-B1, A5-B5, E5-F5	5.60	3.60	0.26	6.66	0.30	0.30	44.55	2.22
7	6	Pared	2, 3, 4	A3-B3, A4-B4, E3-F3, E4-F4	5.60	3.60	0.13	6.66	0.30	0.30	0.00	2.22
8	7	Puerta simple y puerta doble	2, 3, 4	B4-C4, D4-E4	5.60	3.60	0.13	6.66	0.30	0.30	25.21	2.22
9	8	Puerta doble	2, 3, 4	4E-3E, 4B-3B	5.40	3.60	0.13	6.49	0.30	0.30	14.59	2.16
10	9	Pared	2	5C-4C, 5D-4D	5.40	3.60	0.13	6.49	1.20	1.20	0.00	2.16
11	9	Pared	2, 3, 4	3C-2C, 3D-2D	5.40	3.60	0.13	6.49	0.60	0.60	0.00	2.16
12	9	Pared	3	5C-4C, 5D-4D	5.40	3.60	0.13	6.49	0.30	1.20	0.00	2.16
13	9	Pared	4	5C-4C, 5D-4D	5.40	3.60	0.13	6.49	0.30	0.30	0.00	2.16

Nota. Elaboración propia en base a los planos estructurales.

Los resultados de la calibración del modelo numérico, servirán como punto de partida para el análisis que se realizará en el siguiente capítulo de este documento, en el cual se dará uso de los elementos tipo “link” que fueron incorporados en el modelo como se visualiza en la Figura 2-21 con las propiedades del ladrillo que se van a definir más adelante.

Figura 2-21. Representación de mampostería mediante elementos tipo link



Nota. Elaboración de los autores.

2.2.3. Modelado de mampostería con elementos tipo “Membrane”

En la evaluación estructural de edificaciones, el elemento tipo “*membrane*” es una forma de modelar paredes considerando únicamente el comportamiento en su plano. Este elemento solo resiste fuerzas en el plano y el momento normal asociado a la rotación alrededor del eje perpendicular al plano del mismo. Además, se asume un material lineal y homogéneo (Computers & Structures, INC., 2025).

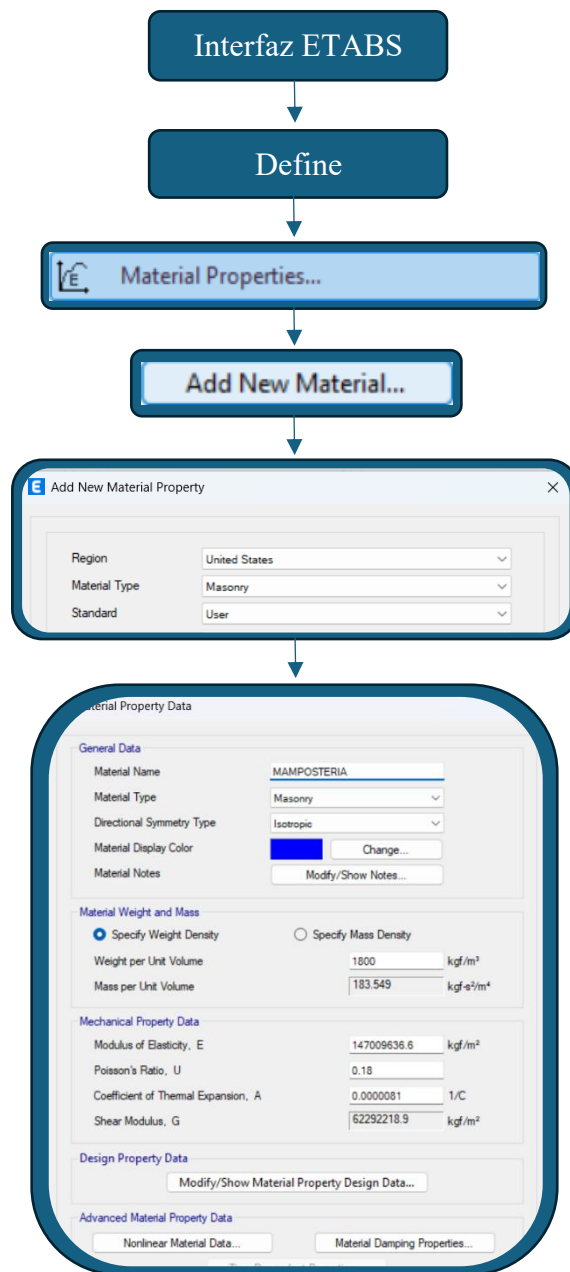
La modelación de la mampostería en el software ETABS mediante elementos tipo “*membrane*” requiere del módulo de elasticidad obtenido del ladrillo a partir de la compresión máxima “ $f'm$ ” que puede resistir un panel, obtenido de la metodología de Kaushik, este valor se obtuvo a partir de la resistencia a compresión del ladrillo hueco, característico del edificio de CCAA, cuyo valor es de 2.80 MPa, de acuerdo con un estudio realizado por García *et al.*, (2024). El módulo de elasticidad se obtuvo a partir de la relación que se muestra en la Ecuación 14, donde se fueron variando los valores de f_b (Cabrera, 2023).

$$E = 550 * f'm$$

Ecuación 14

Previamente a la incorporación de los elementos definidos para representar la mampostería dentro del modelo numérico del edificio, es necesario definir las propiedades del material, tal como se detalla en la Figura 2-22, así como la sección correspondiente del elemento como se explica en la Figura 2-23. A parte de la discretización de las paredes confinadas que se realizó anteriormente, se hizo una clasificación de las paredes perimetrales como se observa en la Tabla 2-13, la Figura 2-24, Figura 2-25 y Figura 2-26, debido a que también afectan al comportamiento estructural.

Figura 2-22. Diagrama de flujo para la definición del tipo de material



Nota. Elaboración de los autores.

Figura 2-23. Diagrama de flujo para definir la sección del elemento



Nota. Elaboración de los autores.

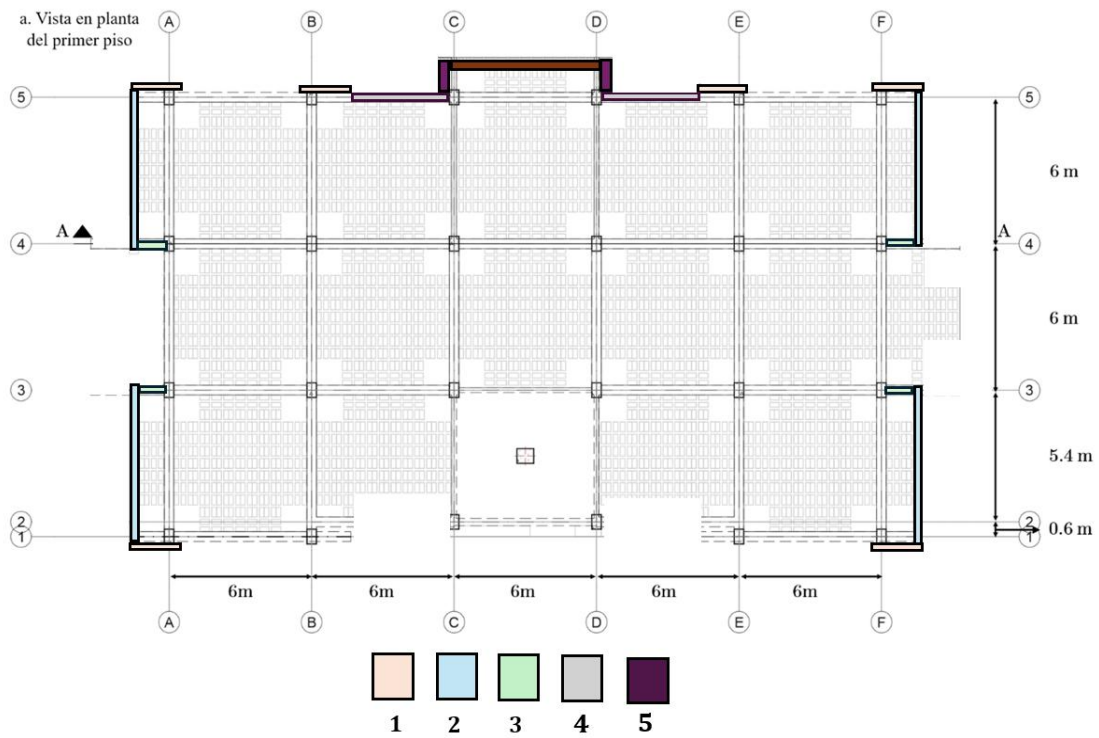
Tabla 2-13. Discretización de propiedades de la mampostería para la modelación del elemento tipo membrane

Elemento	Planta	Ancho (m)	Alto (m)	Espesor (m)	Diagonal (m)
1	1	2.15	3.60	0.26	4,19
2	1	6.90	3.60	0.26	7.78
3	1	1.60	3.60	0.26	3.94
4	1	3.85	3.60	0.26	5,27
5	1	1.50	3.60	0.26	3.90
6	2, 3, 4	6.60	3.60	0.15	7.52
7	2, 3, 4	1.50	3.60	0.26	3.90
8	2, 3, 4	15.00	3.60	0.26	15.43

Nota. Elaboración de los autores.

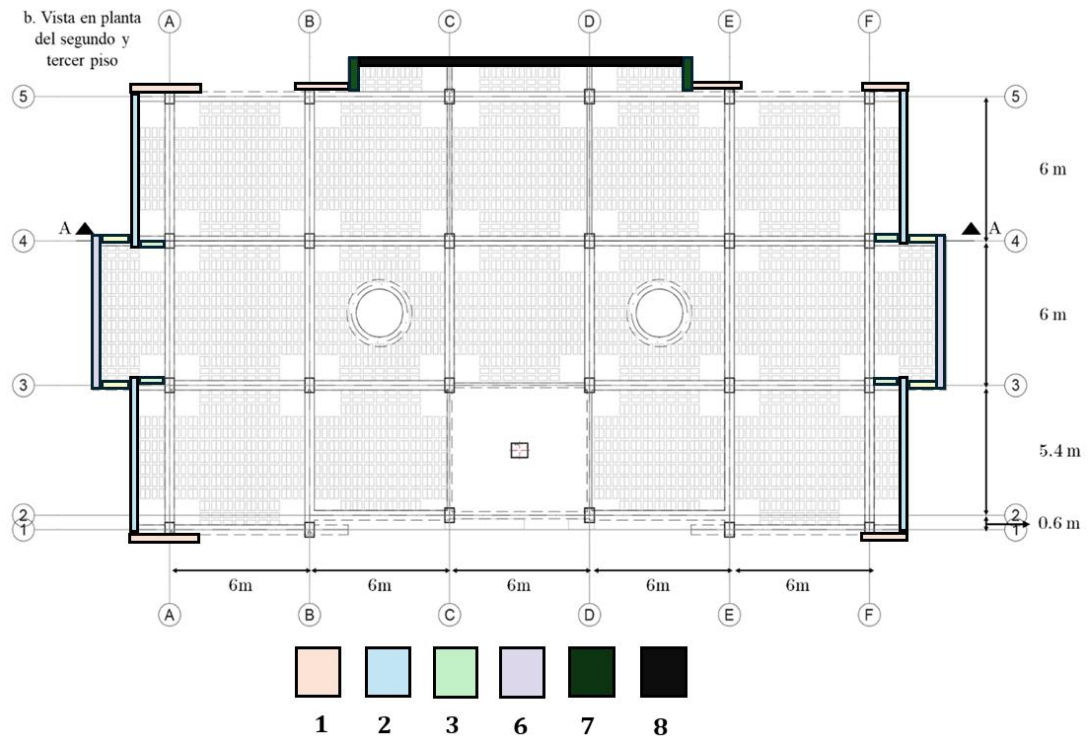
Figura 2-24. Clasificación de paredes perimetrales del primer piso

Configuración en planta



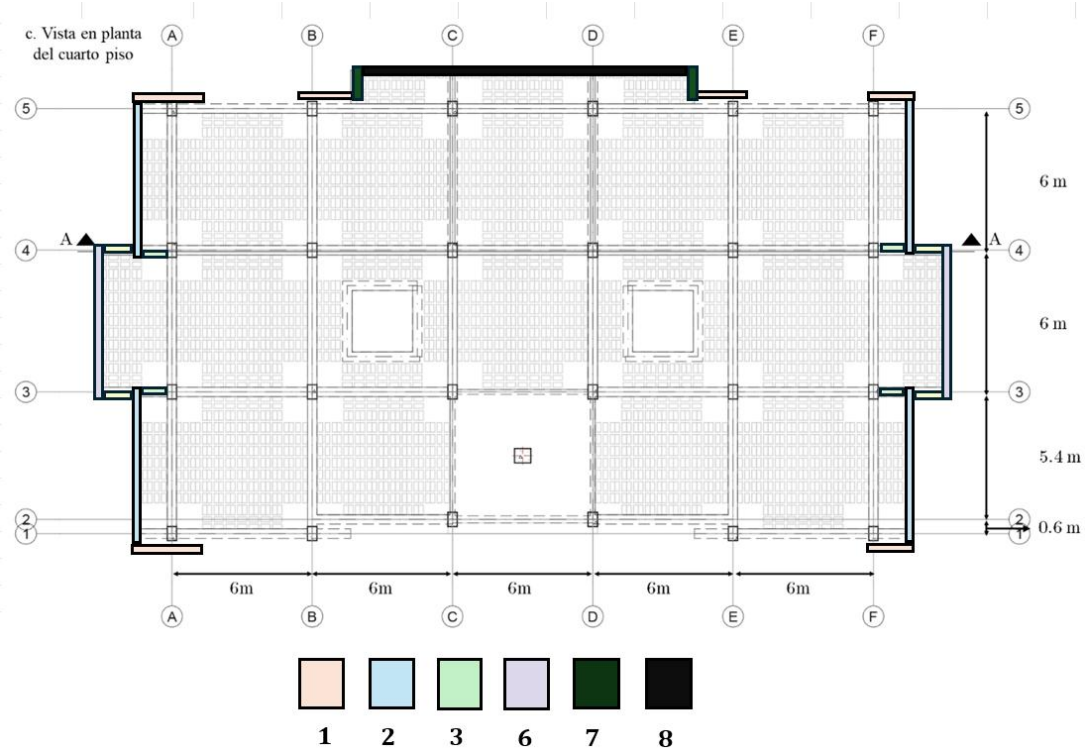
Nota. Elaboración de los autores.

Figura 2-25. Clasificación de las paredes perimetrales del segundo y tercer piso



Nota. Elaboración de los autores.

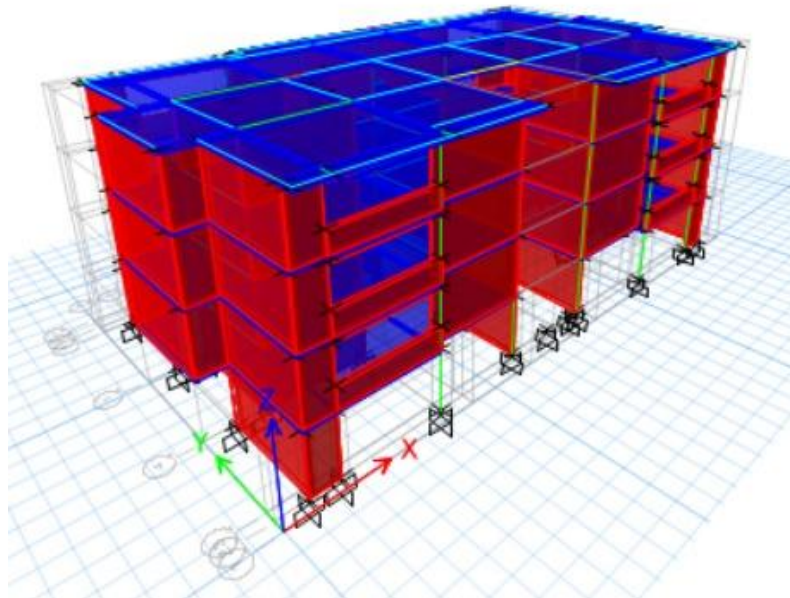
Figura 2-26. Clasificación de las paredes perimetrales del cuarto piso



Nota. Elaboración de los autores.

Una vez modelados los muros como se observa en la Figura 2-27, se ejecuta el análisis del modelo con el fin de determinar las frecuencias correspondientes a los tres primeros modos de vibración, los cuales deben ser iguales a los medidos en campo por el IERSE con un porcentaje de error alrededor del 5%. En este punto se realizó un proceso iterativo en el que se aumentaba la resistencia del ladrillo con el objetivo de obtener un módulo de elasticidad más alto para rigidizar la estructura, de esta manera fue posible disminuir las frecuencias del modelo hasta que sean similares a las frecuencias medidas en el edificio como se muestra en la Tabla 2-14. Este proceso iterativo fue posible gracias a la modificación del parámetro “*Membrane f12 Direction*” que se visualiza en la Figura 2-28, donde se lo penalizó entre un 20 a un 40% hasta llegar a los resultados que se detallan en la Tabla 2-15.

Figura 2-27. Representación de mampostería mediante elementos tipo *membrane*



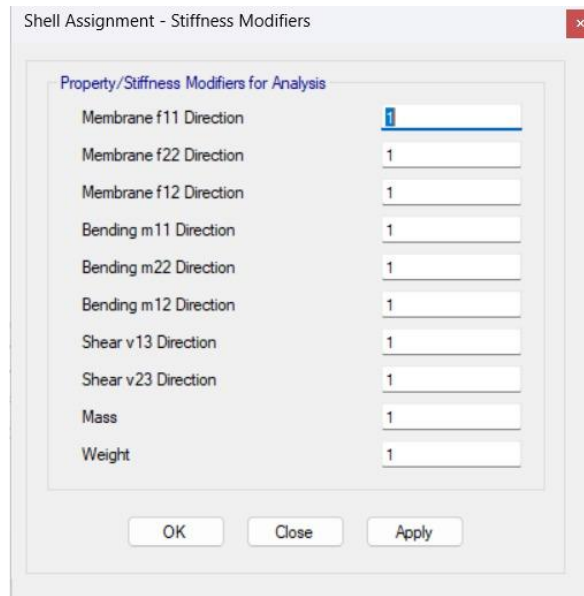
Nota. Elaboración de los autores.

Tabla 2-14. Frecuencias obtenidas de la calibración del modelo

<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period sec</i>	<i>Frequency</i>	<i>CircFrew rad/sec</i>	<i>Eigenvalue red²/sec²</i>
Modal	1	0.38	2.633	16.540	273.597
Modal	2	0.352	2.843	17.863	319.113
Modal	3	0.292	3.42	21.487	461.721

Nota. Tomado de ETABS

Figura 2-28. Parámetro de modificación de la rigidez cortante



Nota. Tomado de ETABS

Tabla 2-15. Comparación y porcentaje de error entre las frecuencias reales y las del modelo

Real (Hz)	Modelo (Hz)	Error (%)
2.71	2.633	2.84
2.96	2.843	3.95
3.26	3.42	4.91

Nota. Elaboración de los autores.

3. Capítulo 3: Análisis Estático no Lineal

3.1. Tipo de suelo

Un parámetro clave que influye en el desempeño de la estructura es el tipo de suelo, el cual puede clasificarse en función a los seis perfiles de suelos definidos por la NEC-SE-DS como se observa en la Tabla 3-1. Molina Cabrera & Rubio Vintimilla (2023), mencionan que cuando el perfil del suelo pasa de condiciones rígidas a más blandas, el desplazamiento espectral es mayor y, por ende, existe un incremento en el nivel de daño estructural esperado. Esto se debe a que los suelos que poseen una menor calidad, tienden a generar respuestas estructurales más desfavorables en comparación con suelos más estables, provocando que el punto de desempeño se desplace hacia valores más altos.

De acuerdo con el trabajo de titulación realizado por Torres & Vásquez (2021), la estructura se encuentra cimentada sobre un suelo cuya clasificación corresponde a un perfil tipo D, el cual fue determinado al relacionar el sistema de clasificación establecido por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador (MIDUVI), y los estudios geotécnicos de la zona. Además, la NEC-SE-DS proporciona una división del Ecuador en seis zonas sísmicas, que permite conocer el factor de zona Z para la ubicación geográfica de la estructura de análisis, el cual es de 0.25 (Capa & Gualpa, 2021) y corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 3-1. Clasificación de los perfiles de suelo

<i>Tipo de perfil</i>	<i>Descripción</i>	<i>Definición</i>
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: F1 – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados, etc. F2 – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3 – Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de Plasticidad IP > 75) F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m) F5 – Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6 – Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015).

Donde:

V_s : Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio

S_u : Resistencia al corte no drenado

N : Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

IP : Índice de plasticidad

w : Contenido de agua en porcentaje

3.2. Espectros de demanda

Según la NEC-SE-DS (2015), para conocer el desempeño estructural es necesario obtener el espectro de demanda a partir de las fórmulas que se presentan en la Ecuación 15.

$$S_a(T) = \begin{cases} z * F_a * \left(\frac{1+(\eta-1)*T}{T_0}\right) & 0 < T \leq T_0 \\ \eta * z * F_a & T_0 < T \leq T_c \\ \eta * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r & T > T_c \end{cases} \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral $S_a(T=1s)$ y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. Para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas) $\eta = 1.8$, provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos $\eta = 2.48$ y para provincias del Oriente $\eta = 2.60$

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T : Período fundamental de vibración de la estructura

T_0 : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E, $r = 1.5$ para tipo de suelo E

Los valores para T_0 y T_c se pueden determinar a partir de la Ecuación 16 y Ecuación 17, los cuales se presentan a continuación.

$$T_0 = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 17}$$

Para la obtención de estos parámetros, la Norma Ecuatoriana de Construcción proporciona la Tabla 3-2, Tabla 3-3 y la Tabla 3-4 que permiten determinar los coeficientes F_a , F_d y F_s , los cuales dependen del tipo de suelo y el factor de zona sísmica. Cabe recalcar que los valores que se encuentran en negrita corresponden únicamente para un escenario sísmico cuyo periodo de retorno es de 475 años, de tal manera que, para los periodos de retorno de 72, 225 y 2500 años, se debe realizar una interpolación lineal para obtener los coeficientes de amplificación, partiendo de los datos que se conocen para el caso de 475 años, siempre y cuando z se encuentre entre un rango de 0.15 a 0.5, estos valores se obtuvieron en la investigación realizada por Cabrera & Andrade (2021), los cuales se muestran en la Tabla 3-5.

Tabla 3-2. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	"Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo" (NEC-SE-DS, 2015, p. 31).					

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3-3. Coeficiente de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	“Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo” (NEC-SE-DS, 2015, p. 31).					

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3-4. Coeficiente de comportamiento no lineal de suelos (F_s)

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	“Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo” (NEC-SE-DS, 2015, p. 31).					

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015).

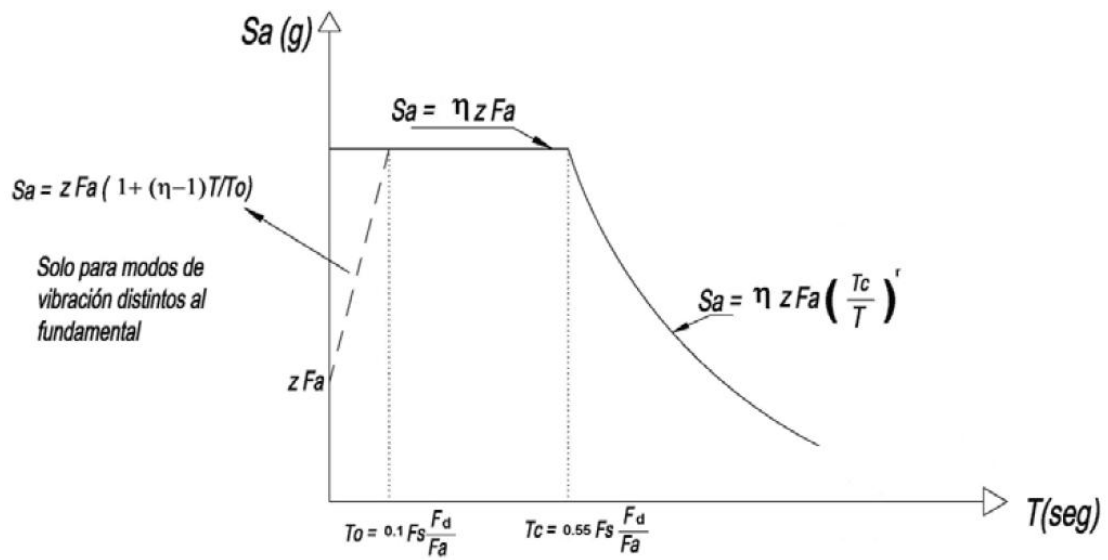
Tabla 3-5. Escenarios sísmicos definidos para el análisis

	$T = 72$ años	$T = 225$ años	$T = 475$ años	$T = 2500$ años
z	0.11	0.16	0.25	0.34
F_a	1.6	1.58	1.4	1.26
F_d	1.62	1.603	1.45	1.296
F_s	1.02	1.024	1.06	1.174
T_o (s)	0.103	0.104	0.101	0.121
T_c (s)	0.568	0.571	0.604	0.664

Nota. Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

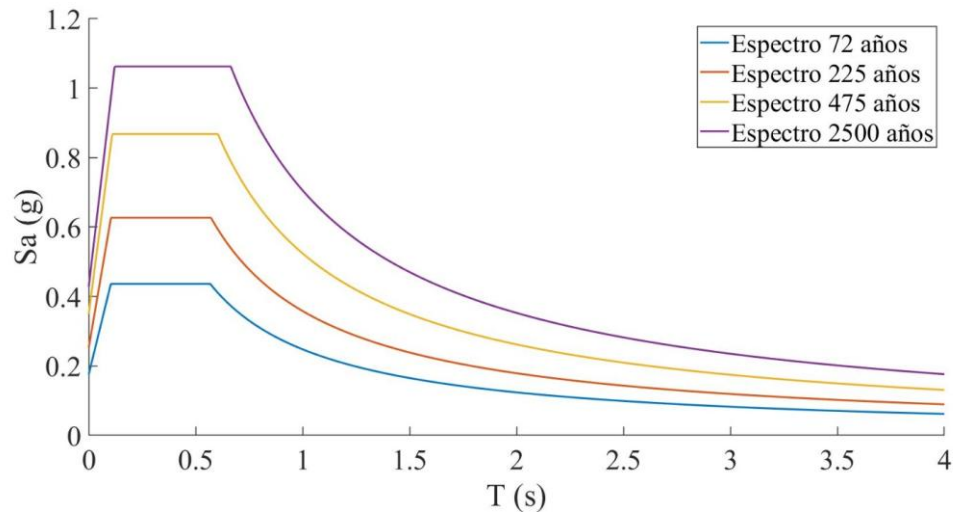
Una vez definidas las propiedades del suelo en donde está implantada la estructura, se obtiene un espectro de demanda como se ilustra en la Figura 3-1. Mediante el software de programación Matlab, se desarrolló un código que realiza cada cálculo con su respectiva gráfica de los espectros de demanda como se visualiza en la Figura 3-2, a partir de las propiedades correspondientes para cada periodo de retorno. Los periodos límite de vibración T_c y T_o obtenidos para definir los límites de cada espectro son los presentados en la Tabla 3-6.

Figura 3-1. Espectro de demanda



Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 3-2. Espectros de demanda para periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años



Nota. Elaboración de los autores.

Tabla 3-6. Valor para los periodos límites de vibración T_c y T_0

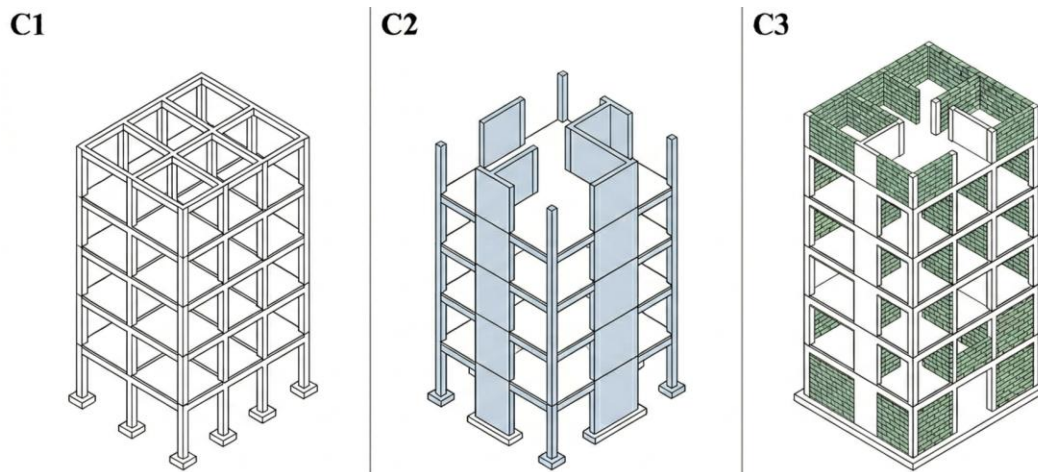
Periodos	$T = 72$ años	$T = 225$ años	$T = 475$ años	$T = 2500$ años
T_0 (s)	0.103	0.104	0.109	0.121
T_c (s)	0.568	0.571	0.604	0.664

Nota. Elaboración de los autores.

3.3. Clasificación del edificio según Hazus

Hazus (2020) en la Tabla 3-7 enumera 36 tipos de edificios que se basan en el sistema de clasificación FEMA 178 para realizar una evaluación sísmica de los edificios existentes. Para este análisis de los 16 tipos de sistemas estructurales, se hará énfasis en los que corresponden a concreto y se visualizan en la Figura 3-3. Entre ellos podemos visualizar a los marcos de concreto reforzado con resistencia a momentos C1, los cuales son edificios con armazones de hormigón armado que no consideran la mampostería estructural, son únicamente el esqueleto de la estructura; los muros de corte de hormigón C2, que normalmente son muros de carga; y los edificios de estructura de hormigón con muros de relleno de albañilería no reforzada C3, que corresponde a sistemas que incluyen además del pórtico de hormigón armado, a la mampostería no estructural. Para el presente análisis se utilizará el caso C3 donde la resistencia lateral inicial recae en las paredes, las cuales después de colapsar, entra en juego la estructura de hormigón para resistir las cargas. En función a los valores de la deriva entre pisos en el umbral del estado de daño que se visualizan en la Tabla 3-8 para el caso C3M, se puedan trazar los límites de daño que se describen en Tabla 3-9.

Figura 3-3. Sistemas estructurales de concreto



Nota. Elaboración de los autores.

Tabla 3-7. Tipos específicos de edificaciones

#	Etiqueta	Descripción	Altura			
			Rango		Típico	
			Nombre	Pisos	Pisos	Pies
1	W1	Madera, entramado liviano (≤ 5.000 ft ² .)		1-2	1	14
2	W2	Madera, comercial e industrial (> 5.000 ft ² .)		Todos	2	24
3	S1L	Pórtico de acero a momento	Baja altura	1-3	2	24
4	S1M		Mediana altura	4-7	5	60
5	S1H		Gran altura	8+	13	156
6	S2L	Pórtico de acero arriostrado	Baja altura	1-3	2	24
7	S2M		Mediana altura	4-7	5	60
8	S2H		Gran altura	8+	13	156
9	S3	Estructura liviana de acero		Todos	1	15
10	S4L	Pórtico de acero con muros de corte de hormigón colocado en sitio	Baja altura		2	24
11	S4M		Mediana altura	1-3	5	60
12	S4H		Gran altura	4-7	13	156
13	S5L	Pórtico de acero con muros de mampostería no reforzada	Baja altura		2	24
14	S5M		Mediana altura	1-3	5	60
15	S5H		Gran altura	4-7	13	156
16	C1L	Pórtico de concreto (a momento)	Baja altura		2	20
17	C1M		Mediana altura	1-3	5	50
18	C1H		Gran altura	4-7	12	120
19	C2L	Muros de corte de concreto	Baja altura		2	20
20	C2M		Mediana altura	1-3	5	50
21	C2H		Gran altura	4-7	12	120
22	C3L	Pórtico de concreto con muros de mampostería no reforzada	Baja altura		2	20
23	C3M		Mediana altura	1-3	5	50
24	C3H		Gran altura	4-7	12	120
25	PC1	Muros prefabricados de concreto tipo Tilt-Up		Todos	1	15
26	PC2L	Pórticos prefabricados de concreto con muros de corte de concreto	Baja altura		2	20
27	PC2M		Mediana altura	1-3	5	50
28	PC2H		Gran altura	4-7	12	120

29	RM1L	Muros portantes de mampostería reforzada con diafragmas de madera o metal	Baja altura	1-3	2	20
30	RM1M	Muros portantes de mampostería reforzada con diafragmas prefabricados de concreto	Mediana altura	4+	5	50
31	RM2L	Muros portantes de mampostería reforzada con diafragmas prefabricados de concreto	Baja altura	1-3	2	20
32	RM2M	Muros portantes de mampostería no reforzada	Mediana altura	4-7	5	50
33	RM2H	Muros portantes de mampostería no reforzada	Gran altura	8+	12	120
34	URML	Casas móviles	Baja altura	1-2	1	15
35	URMM	Casas móviles	Mediana altura	3+	3	35
36	MH	Casas móviles		Todos	1	10

Nota. Adaptado de (FEMA, 2020).

Tabla 3-8. Parámetros de curvas de fragilidad estructural – nivel de diseño sísmico pre-norma

Tipo	Propiedades del Edificio		Deriva entre pisos en el umbral del estado de daño			
	Altura (pulgadas)		Leve	Moderado	Extenso	Completo
	Techo	Modal				
C3L	240	180	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280
C3M	600	450	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187
C3H	1440	864	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140

Nota. Adaptado de (FEMA, 2020).

Tabla 3-9. Límites de daño según Hazus

Estado de daño	Descripción
Leve	Fisuras diagonales en las paredes de mampostería, puede existir fisuras en las interfaces entre los pórticos y la mampostería.
Moderado	La mayoría de las superficies de las paredes pueden mostrar fisuras horizontales y/o diagonales, algunas paredes pueden mostrar aplastamiento en las esquinas. Pueden aparecer fisuras diagonales en las vigas o columnas.
Extenso	La mayoría de las superficies de las paredes muestran fisuras grandes, algunos ladrillos podrían salir de su lugar y caer, o bien el panel de pared podría caer fuera de su plano. Algunas paredes pueden caer parcial o completamente, algunas vigas y columnas podrían fallar por cortante dando lugar a un estado de colapso parcial. La estructura podría presentar deformación permanente.
Completo	La estructura ha colapsado o está en estado de inminente colapso debido a una combinación de fallo en las paredes y un fallo no dúctil en las vigas y columnas. Aproximadamente el 13 % del área de este tipo de edificios podría colapsar

Tomado de (Cabrera & Andrade, 2021).

3.4. Rigidez efectiva

Para el modelado de estructuras la rigidez efectiva es un parámetro importante que influye en las respuestas del mismo, tales como los modos de vibración y el periodo fundamental, Sánchez y Vargas (2018) mencionan que se debe tomar en cuenta la influencia del agrietamiento que se produce en las secciones debido al efecto de tensión, en caso de no considerarse este fenómeno, la precisión en un análisis no lineal se reduce considerablemente. Bajo esta premisa, se debe considerar la reducción de rigidez a la flexión, axial y a cortante de vigas y columnas para el modelo del edificio, por tal motivo se utilizaron los valores resaltados de la Tabla 3-10 para vigas no pretensadas y columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño.

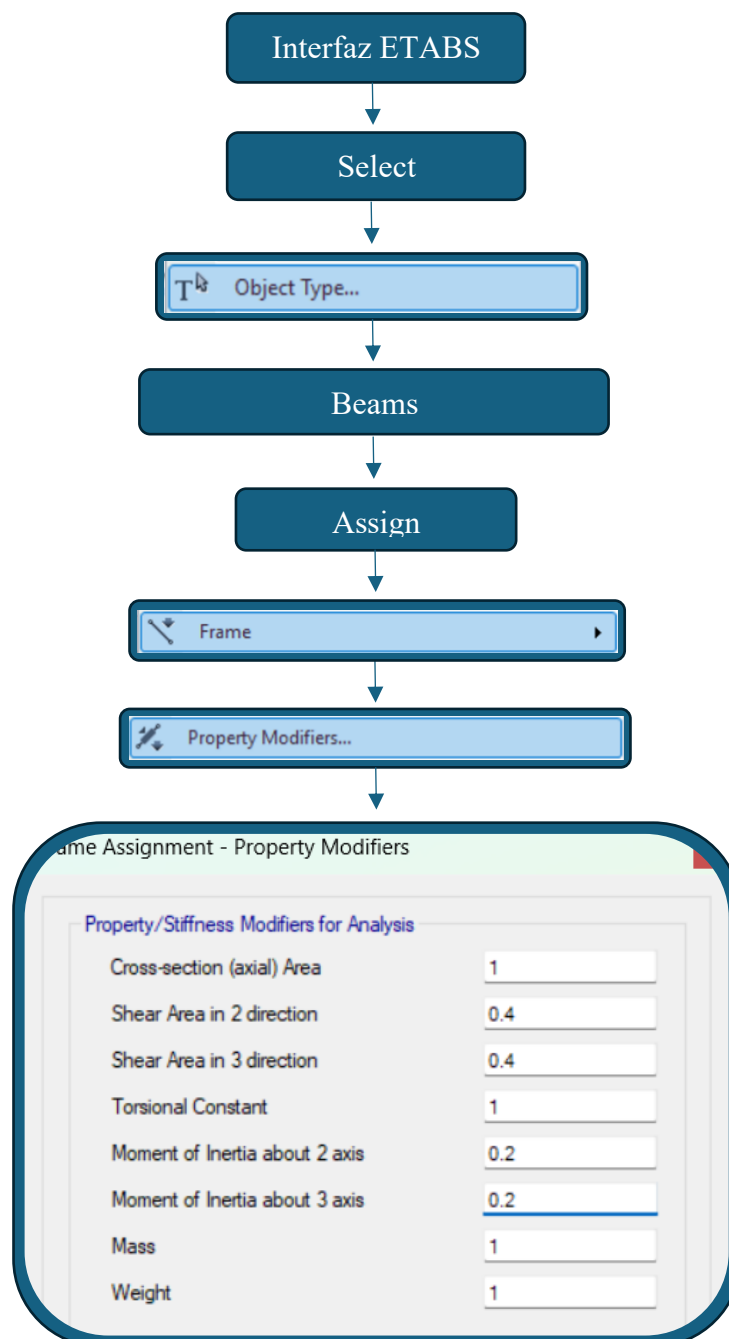
Tabla 3-10. Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal

Componente	Rigidez axial	Rigidez a la flexión	Rigidez al corte
Vigas no pretensadas	$1.0E_cEA_g$	$0.2E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$
Vigas pretensadas	$1.0E_cEA_g$	$1.0E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$
Columnas con compresión causada por cargas gravitatorias de diseño $\geq 0.5A_gf'_c$	$1.0E_cEA_g$	$0.7E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$
Columnas con compresión causada por cargas gravitatorias de diseño $\leq 0.1A_gf'_c$ o con tensión	$1.0E_cEA_g$ (Compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.2E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$
Diafragmas (en el plano) – no pretensados	$0.25E_cEA_g$	$0.25E_cEI_g$	$0.25E_cEA_g$
Diafragmas (en el plano) – pretensados	$0.5E_cEA_g$	$0.5E_cEI_g$	$0.4E_cEA_g$
Paredes sin fisuras por compresión causada por las cargas gravitatorias de diseño $\geq 0.3A_gf'_c$	$1.0E_cEA_g$	$1.0E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$
Paredes sin fisuras por compresión causada por las cargas gravitatorias de diseño $\leq 0.05A_gf'_c$ o con tensión	$1.0E_cEA_g$	$0.5E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$
Paredes agrietadas	$1.0E_cEA_g$ (Compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.25E_cEI_g$	$0.15E_cEA_w$
Vigas de acoplamiento con refuerzo longitudinal o diagonal	$1.0E_cEA_g$	$0.05(In/h)E_cEI_g \leq 0.20E_cEI_g$	$0.2E_cEA_w$

Nota. Adaptado de (ACI CODE-369.1-22, 2023)

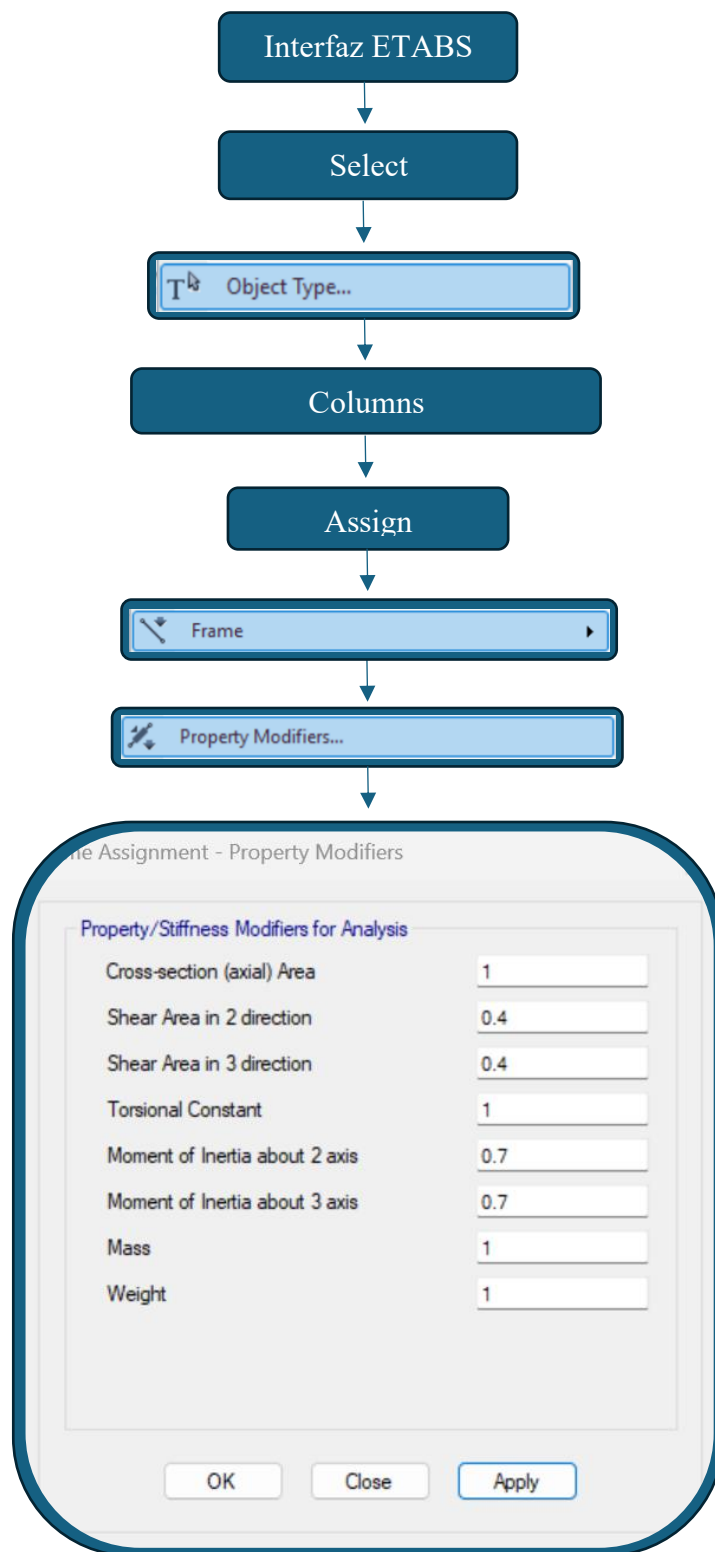
Para que el software ETABS considere la rigidez efectiva, se debe realizar el proceso que se detalla en la Figura 3-4 para el caso de vigas y el proceso que se visualiza en la Figura 3-5 para el caso de columnas.

Figura 3-4. Diagrama de flujo para considerar la rigidez efectiva en vigas



Nota. Elaboración de los autores.

Figura 3-5. Diagrama de flujo para considerar la rigidez efectiva en columnas

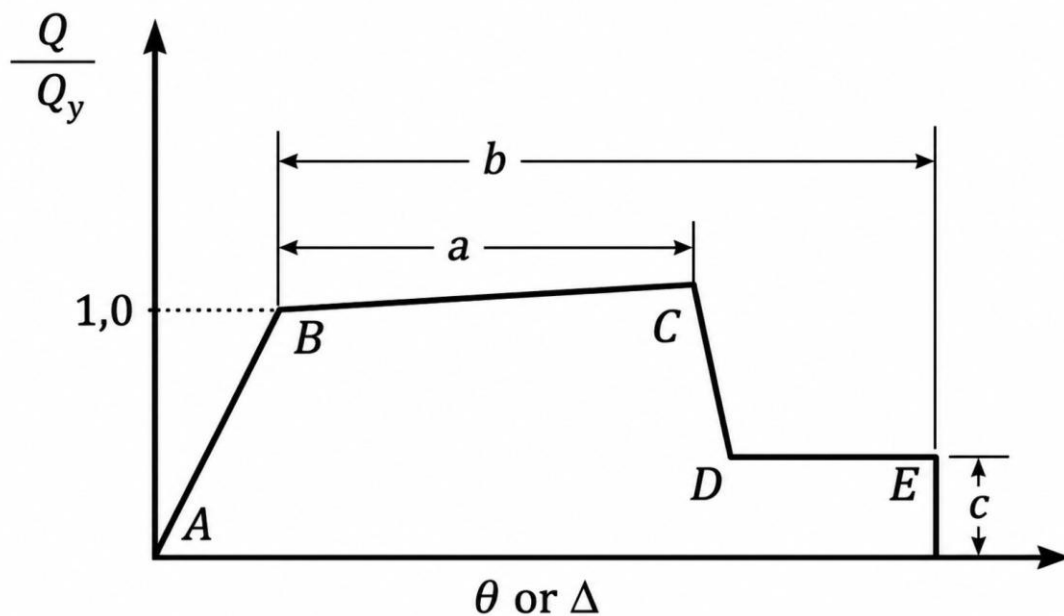


Nota. Elaboración de los autores.

3.5. Rótulas plásticas

En la normativa ASCE 41-23, se definen los criterios técnicos necesarios para realizar el modelado, evaluación e interpretación del comportamiento inelástico de las estructuras, permitiendo determinar el daño y la aparición de mecanismos plásticos conforme se incrementa gradualmente la carga sísmica. Las rótulas plásticas describen el comportamiento de la estructura desde el rango elástico hasta la degradación y posible falla del elemento. El documento proporciona parámetros esenciales como la deformación última, la resistencia nominal, la rigidez inicial, la degradación de resistencia y la pérdida final de capacidad (ASCE, 2023). Para incrementos de carga-deformación monótonas, las rótulas plásticas siguen el efecto de la Figura 3-6 donde bajo la acción de una carga incremental Q aplicada al elemento, se genera una curva que varía conforme aumenta dicha carga. Este efecto de carga se presenta de forma normalizada, es decir, expresado como la relación entre la carga aplicada y aquella que induce la fluencia en el elemento (Q_y) (Torres Solis & Vásquez Atiencia, 2021).

Figura 3-6. Esquema general de rótulas plásticas



Nota. Tomado de (ASCE 41-23, 2023).

Donde:

A: Punto de partida de la curva

B: Punto de fluencia

C: Punto de capacidad última

D: Punto de fuerza residual

E: Punto de falla completa

a_{nl}*, *b_{nl}: Parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación del elemento.

c_{nl}: Parámetro utilizado para medir la resistencia residual del elemento en las curvas carga-deformación.

3.5.1. Rótulas plásticas en vigas

Los parámetros de modelación no lineal de vigas de hormigón armado, según los lineamientos de ASCE 41 y ACI 369.1-22, se fundamentan en la representación explícita del comportamiento inelástico mediante relaciones fuerza-deformación que capturan tanto la rigidez inicial como la degradación de resistencia y capacidad. Las vigas se modelan mediante elementos con rótulas plásticas concentradas que son capaces de simular la formación de zonas inelásticas para disipar energía ante cargas sísmicas. En la Tabla 3-12 se muestran los parámetros utilizados en procedimientos de análisis no lineal para definir las rótulas plásticas en vigas. En ella se establecen valores de rotación plástica, resistencia residual y criterios de aceptación en función del modo de falla que controla el comportamiento del elemento. La normativa distingue tres casos de análisis que son fundamentales para determinar la capacidad de deformación y disipación de energía de la rótula plástica, permitiendo representar de manera más realista el comportamiento sísmico de la estructura conforme a lo establecido en el ACI 369.1-22.

Tabla 3-11. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado

Parámetros de modelado		Criterios de aceptación		
<i>Ángulos de rotación plástica a_{nl} and b_{nl}, rad</i>		<i>Ángulo de rotación plástica, rad</i>		
<i>Relación de resistencia residual c_{nl}</i>		<i>Nivel de rendimiento</i>		
		IO	LS	CP
Vigas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuado del refuerzo longitudinal a lo largo del tramo, o por un empotramiento inadecuado en la unión viga-columna				
$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.40 \rho_t \frac{f_{ytE}}{f'_{cE}} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$				
$k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$				
<i>For</i>	$\frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1$	$b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8\rho_t f_{ytE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl}$		
	$\frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1$	$b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE} * k_{sp} \geq b_{nl1}$	$0.15a_{nl} \leq 0.005$	$0.5b_{nl}$ $0.7b_{nl}$
<i>For</i>	$s \leq \frac{d}{2}$	$k_{sp} = 1$		
	$s > \frac{d}{2}$	$k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0$		
<i>For</i>	$\frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1$	$c_{nl} = 0.0$		
	$\frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1$	$c_{nl} = 0.2$		
Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del tramo				
$a_{nl} = \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_t f_{yLE}} \leq 0.025$				
$b_{nl} = 0.06$		0.0	$0.5b_{nl}$	$0.7b_{nl}$
$c_{nl} = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.2$				
Vigas controladas por un empotramiento inadecuado del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna				
$a_{nl} = 0.015$		0.005	0.02	0.03
$b_{nl} = 0.03$				
$c_{nl} = 0.2$				

Nota. Adaptado de (ACI CODE-369.1-22, 2023).

Donde:

k_{sc} : Coeficiente que incorpora el efecto del esfuerzo cortante

M_{yE} : Resistencia a momento en la sección, evaluada conforme al ACI 318, sin aplicar factores de reducción de resistencia y utilizando propiedades esperadas de los materiales

V_{MCyDE} : Demanda de cortante resultante en la fluencia por flexión de las rótulas plásticas, correspondiente a un momento M_{CyDE}

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción

f_{ytE} : Resistencia de fluencia esperada del refuerzo transversal

f'_{cE} : Resistencia a compresión esperada del concreto

θ_{yE} : Rotación en fluencia para vigas

V_{BeamOE} : Resistencia a cortante de vigas de hormigón armado, evaluada de acuerdo con el ACI 318, modificada por las disposiciones de la sección 3.4.2 del código ASCE 41-23, utilizando un factor de reducción de resistencia $\phi = 1$ y propiedades esperadas de los materiales

ρ_t : Relación entre el área del refuerzo transversal distribuido y el área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo

k_{sp} : Factor que está en función de la relación entre el espaciamiento del refuerzo transversal y la distancia medida desde la fibra extrema de compresión

s : Espaciamiento entre estribos

En el primer caso correspondiente a vigas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuado del refuerzo longitudinal a lo largo del tramo, o por un empotramiento inadecuado en la unión viga-columna; implica que las barras de acero cuentan con una adecuada longitud de desarrollo tanto a lo largo del vano como en el nudo viga-columna. En estas condiciones, el comportamiento del elemento se encuentra controlado por la flexión, lo que permite que se formen rótulas plásticas con una capacidad adecuada de disipación de energía. Este tipo de elementos tiene un desempeño dúctil que no se ve limitado por fallas asociadas a la adherencia del refuerzo. Por esta razón, los parámetros a , b y c , tienen una mayor capacidad de rotación plástica y un comportamiento más estable frente a cargas sísmicas (ACI CODE-369.1-22, 2023).

El segundo caso correspondiente a vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del tramo, implica que la adherencia entre

el acero y el concreto no es suficiente para garantizar la transmisión completa de esfuerzos. Debido a esto el comportamiento del elemento se ve limitado por posibles fallas tempranas asociadas al desplazamiento del esfuerzo antes de alcanzar su máxima capacidad a flexión. Por este motivo, las rótulas plásticas presentan una menor capacidad de rotación y disipación de energía, reflejando un comportamiento menos dúctil. Los parámetros de modelación establecidos para este caso reducen la capacidad de deformación de la viga, considerando el efecto desfavorable de las deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal. Las vigas se consideran controladas por desarrollo o empalmes inadecuados cuando el esfuerzo del acero que se calculó en la zona del empalme excede el esfuerzo del acero que se especifica en la Ecuación 18 o la Ecuación 19, donde los parámetros de modelación no deberán exceder en ningún caso a los de vigas que no están controladas por desarrollo o empalmes inadecuados (ACI CODE-369.1-22, 2023).

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} \quad f_{yLL} \leq f_{yLL/E} \quad \text{Ecuación 18}$$

$$f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{l_{b-deg}}{l_d} \right)^{2/3} \quad f_{yLL} \leq f_{yLL/E} \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

f_s : Anclaje y resistencia de adherencia de barras deformadas con longitud de desarrollo o empalme insuficiente

f_{s-deg} : Resistencia de anclaje y adherencia de barras deformadas en regiones de rótula plástica

l_b : Longitud disponible de desarrollo recto, empalme por traslape o gancho estándar

l_d : Longitud requerida de desarrollo para una barra recta, empalme o gancho, evaluada de acuerdo con ACI 318

f_{yLL} : Límite inferior de la resistencia de fluencia del refuerzo longitudinal de acero

$f_{yLL/E}$: Resistencia de fluencia inferior o esperada del refuerzo longitudinal, según corresponda a acciones controladas por fuerza o controladas por deformación, respectivamente

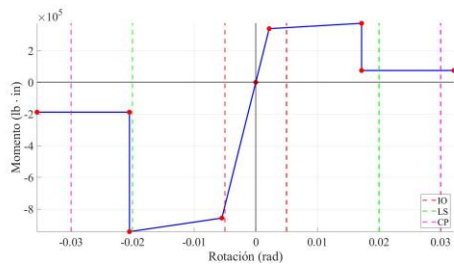
l_{b-deg} : Longitud disponible ajustada de desarrollo recto o de empalme por traslape para barras de columnas que atraviesan regiones donde se esperan deformaciones inelásticas

y daño; l_{b-deg} deberá evaluarse restando de l_b una distancia de $2/3d$ medida desde el punto de máximo demanda flexional en cualquier dirección donde se prevea daño dentro de la columna; considerando d calculado en la dirección de la mayor dimensión de la sección transversal

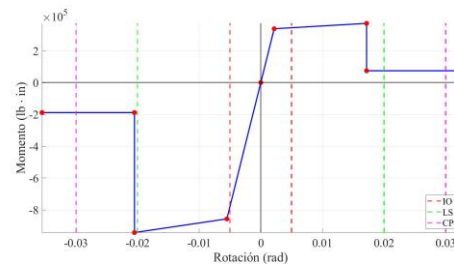
El tercer caso correspondiente a vigas controladas por un empotramiento inadecuado del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna, genera una transferencia inadecuada de esfuerzos entre los elementos estructurales. Aquí el comportamiento de la viga se encuentra dominado por las posibles fallas que pueden presentarse en la zona del nudo, donde no se desarrolla completamente la capacidad resistente del refuerzo. Debido a esto, se genera una respuesta frágil con una limitada formación de rótulas plásticas y una reducida capacidad de rotación y disipación de energía. Este caso es crítico en el desempeño sísmico, porque compromete la continuidad estructural y puede inducir mecanismos de falla prematuros. Por esto los parámetros asignados para la modelación consideran una disminución significativa en la capacidad de deformación del elemento, reflejando un comportamiento más vulnerable a sollicitaciones sísmicas (ACI CODE-369.1-22, 2023).

En base a la información disponible del edificio, se determinó que las vigas corresponden al caso 3, debido a deficiencias en la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal en el nudo viga-columna. En la Figura 3-7 se visualizan las rótulas plásticas calculadas para las vigas.

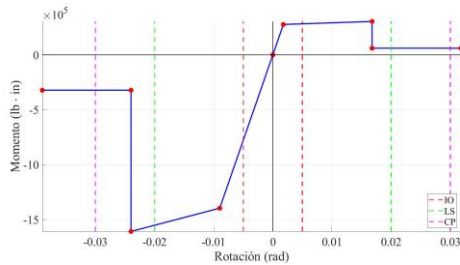
Figura 3-7. Rótulas plásticas para las vigas



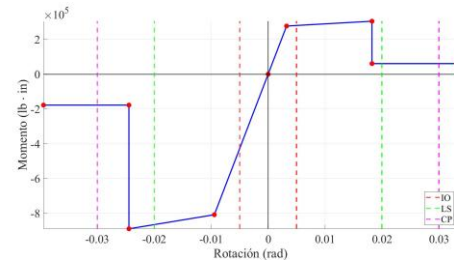
Tipo 1



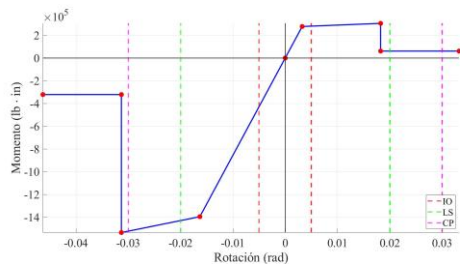
Tipo 2



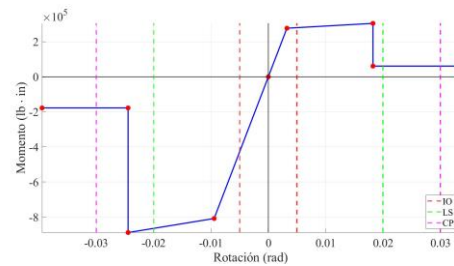
Tipo 3



Tipo 4a



Tipo 4b



Tipo 5

Nota. Elaboración de los autores.

3.5.2. Rótulas plásticas en columnas

En el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado, las rótulas plásticas en columnas constituyen un elemento fundamental para representar el comportamiento inelástico frente a acciones sísmicas. Estas permiten determinar la formación de zonas críticas donde se concentran las deformaciones, así como la resistencia del elemento y la degradación progresiva de la rigidez. Para determinar los parámetros en columnas como la influencia de la carga axial, la rotación plástica y la resistencia residual, se pueden usar dos procesos de modelación. El primero para columnas que no están controladas por deficiencias de desarrollo o traslape del refuerzo, donde la respuesta depende de la

capacidad a flexo compresión y al nivel de confinamiento. El segundo caso es para columnas que, si están controladas por un desarrollo inadecuado o traslape del refuerzo dentro de la altura libre, su comportamiento puede darse por posibles fallas en el anclaje del acero, lo que reduce su capacidad de deformarse. A continuación, en la Tabla 3-11 se detallan los parámetros para la obtención de las rótulas plásticas en columnas no circulares (ACI CODE-369.1-22, 2023).

Tabla 3-12. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintas de las circulares con refuerzo en espiral o estribos sísmicos según se definen en ACI 318

Parámetros de modelado		Criterios de aceptación		
<i>Ángulos de rotación plástica a_{nl} and b_{nl}, rad</i>		<i>Ángulo de rotación plástico, rad</i>		
<i>Relación de resistencia residual c_{nl}</i>		<i>Nivel de rendimiento</i>		
		<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
Columnas no controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo de la altura libre				
$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 p_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{CoLE}} \right)$ ≥ 0.0				
$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ \begin{array}{l} b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE} p_t} \frac{1}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \\ c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0 \end{array} \right.$		$0.15 a_{nl}$ ≤ 0.005	$0.5 b_{nl}$	$0.7 b_{nl}$
Columnas controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo de la altura libre				
$a_{nl} = \left(\frac{1 p_t f_{ytE}}{8 p_l f_{ytE}} \right) \geq 0.0 \leq 0.025$				
$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 p_t \right) \geq 0.0 \geq a_{nl} \leq 0.06$ $c_{nl} = 0.15 + 36 p_t \leq 0.4$		0.0	$0.5 b_{nl}$	$0.7 b_{nl}$

Nota. Adaptado de (ACI CODE-369.1-22, 2023).

Donde:

N_{UD} : Fuerza axial de diseño del elemento, evaluada en base a la ecuación (7-34) del ASCE 41 para procedimientos lineales, o según la sección 7.5.3.1 para procedimientos de análisis no lineal.

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento.

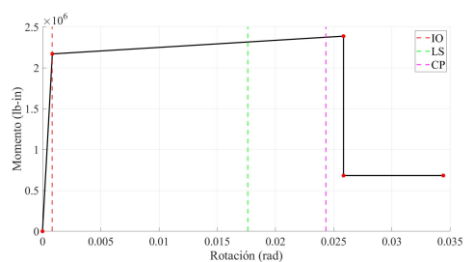
V_{colE} : Resistencia al corte de columnas de hormigón, evaluada utilizando propiedades esperadas de los materiales según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación.

Además, el ACI 369.1-22 presenta condiciones que deben cumplir las columnas, las cuales se describen a continuación:

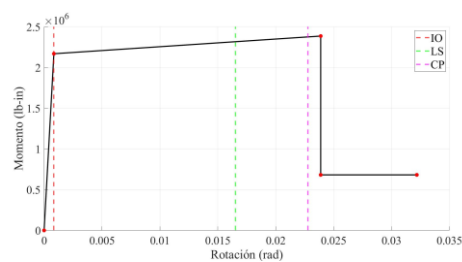
- ρ_t : No debe tomarse mayor que 0.0175 en ningún caso, ni mayor que 0.0075 cuando los estribos no se encuentran adecuadamente anclados al núcleo. Las ecuaciones de la Tabla 3-11 no son válidas para columnas con ρ_t menor que 0.0005. La relación V_{MCyDE}/V_{ColOE} no deberá tomarse menor a 0.2. N_{UD} será la carga axial máxima a compresión considerando los efectos de las fuerzas laterales. Alternativamente, se permite evaluar N_{UD} mediante un análisis por estados límite.
- b_{nl} : Deberá reducirse linealmente cuando $N_{UD}/(A_g f_c' E) > 0.5$ desde su valor en $N_{UD}/(A_g f_c' E) = 0.5$ hasta cero en $N_{UD}/(A_g f_c' E) = 0.7$ pero no deberá ser menor que a_{nl} .
- $N_{UD}/(A_g f_c' E)$: No deberá tomarse menor que 0.1.
- Las columnas se consideran controladas por desarrollo inadecuado o traslapes cuando el esfuerzo calculado en el acero en la zona de empalme excede el esfuerzo especificado en las Ecuación 18 y Ecuación 19. Los parámetros de modelación para las columnas nunca deberán exceder a los de columnas no controladas por desarrollo inadecuado o traslapes.
- ρ_t : No deberá ser mayor que 0.0075.
- a_{nl} : Para columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalmes deberá tomarse como cero si la zona de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de estribos a lo largo de su longitud.

En base a la información disponible del refuerzo de las columnas y considerando que el edificio corresponde a una construcción antigua, se determinó que el comportamiento se ajusta al segundo caso, que consiste en columnas controladas por un inadecuado desarrollo o traslapes. Esto se debe a que, en este tipo de edificaciones, es común encontrar defectos en el anclaje y disposición del acero longitudinal (ACI CODE-369.1-22, 2023). En la Figura 3-8 se visualizan las rótulas plásticas calculadas para las columnas.

Figura 3-8. Rótulas plásticas para las columnas



ColT1



ColT2

Nota. Elaboración de los autores.

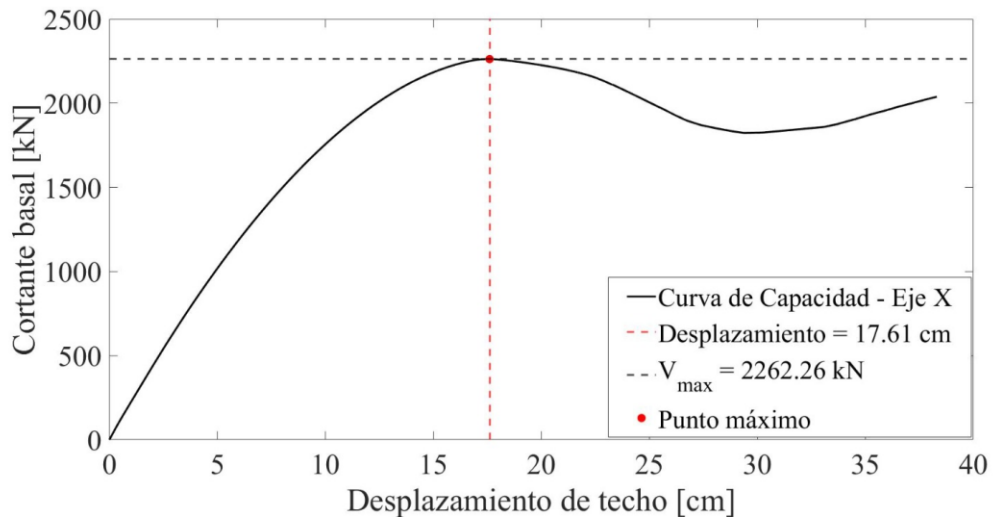
3.6. Nodo de control

Dentro de un análisis “pushover” no es adecuado controlar el proceso mediante incrementos de carga, ya que se desconoce la magnitud que será necesaria a medida que la estructura entra en un rango no lineal, pierde rigidez y resistencia, forma rótulas e incluso puede volverse inestable. Por esta razón, el control del análisis se realiza a partir del desplazamiento medido en un punto del modelo, denominado nodo de control, el cual gobierna el avance del “pushover”. Este nodo se ubica usualmente en el centro de rigidez de la parte superior de la estructura y su desplazamiento sirve como referencia para construir la curva de empuje. Para aplicar el control por desplazamiento, se debe seleccionar el grado de libertad que se desea monitorear y definir la magnitud objetivo de dicho desplazamiento; el programa, entonces, ajusta automáticamente la carga lateral en cada paso, aumentándola o disminuyéndola según sea necesario, hasta alcanzar el valor deseado. En este procedimiento, la carga se adapta al desplazamiento del nodo, y no al contrario. Cuando el análisis presenta dificultades para alcanzar el desplazamiento deseado y el desplazamiento del nodo monitoreado deja de crecer de forma monótona, incluso pudiendo retroceder, el manual recomienda incorporar desplazamientos controlados adicionales. Esta alternativa resulta especialmente útil en edificios con pisos débiles, pérdidas súbitas de resistencia o comportamientos asimétricos. Todos los desplazamientos controlados adicionales deben ser del mismo tipo que el desplazamiento monitoreado inicial, ya sea traslacional o rotacional (Computers & Structures, INC., 2025).

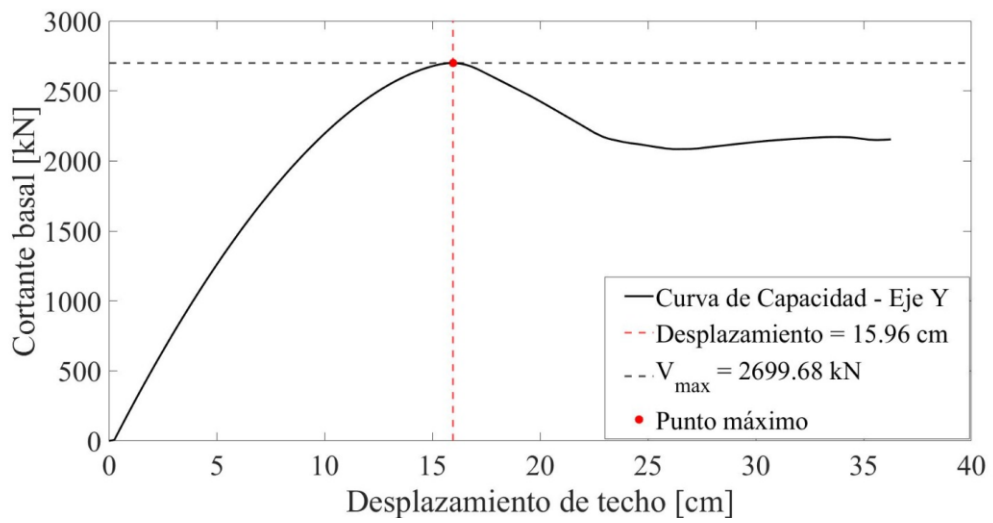
3.7. Curva de capacidad

Las curvas de capacidad poseen una parte lineal y una no lineal que expone la respuesta no lineal del edificio (Pujades *et al.*, 2014), en un modelo estructural, es una descripción gráfica de la respuesta de un edificio cuando se le somete a una carga lateral que depende de la capacidad de deformación y resistencia de cada uno de los componentes que conforman el sistema estructural. Para cada incremento diferencial de carga lateral, el modelo matemático que representa la estructura se modifica de modo que el conjunto de elementos transita por sucesivos estados de carga equilibrados (Cabrera, 2023, p. 54). Para obtener las curvas de capacidad del edificio de Ciencias de la Administración se utilizó el software ETABS, en donde los parámetros que el usuario puede modificar es la tolerancia de cada interacción, el número mínimo y máximo de iteraciones a realizar, el límite de desplazamiento de la estructura, el eje al analizar, entre otros. El proceso realizado para obtener las curvas de capacidad que se visualizan en la Figura 3-9 donde [a] corresponde al eje X y [b] al eje Y, se detalla en la Figura 3-10.

Figura 3-9. Curvas de capacidad



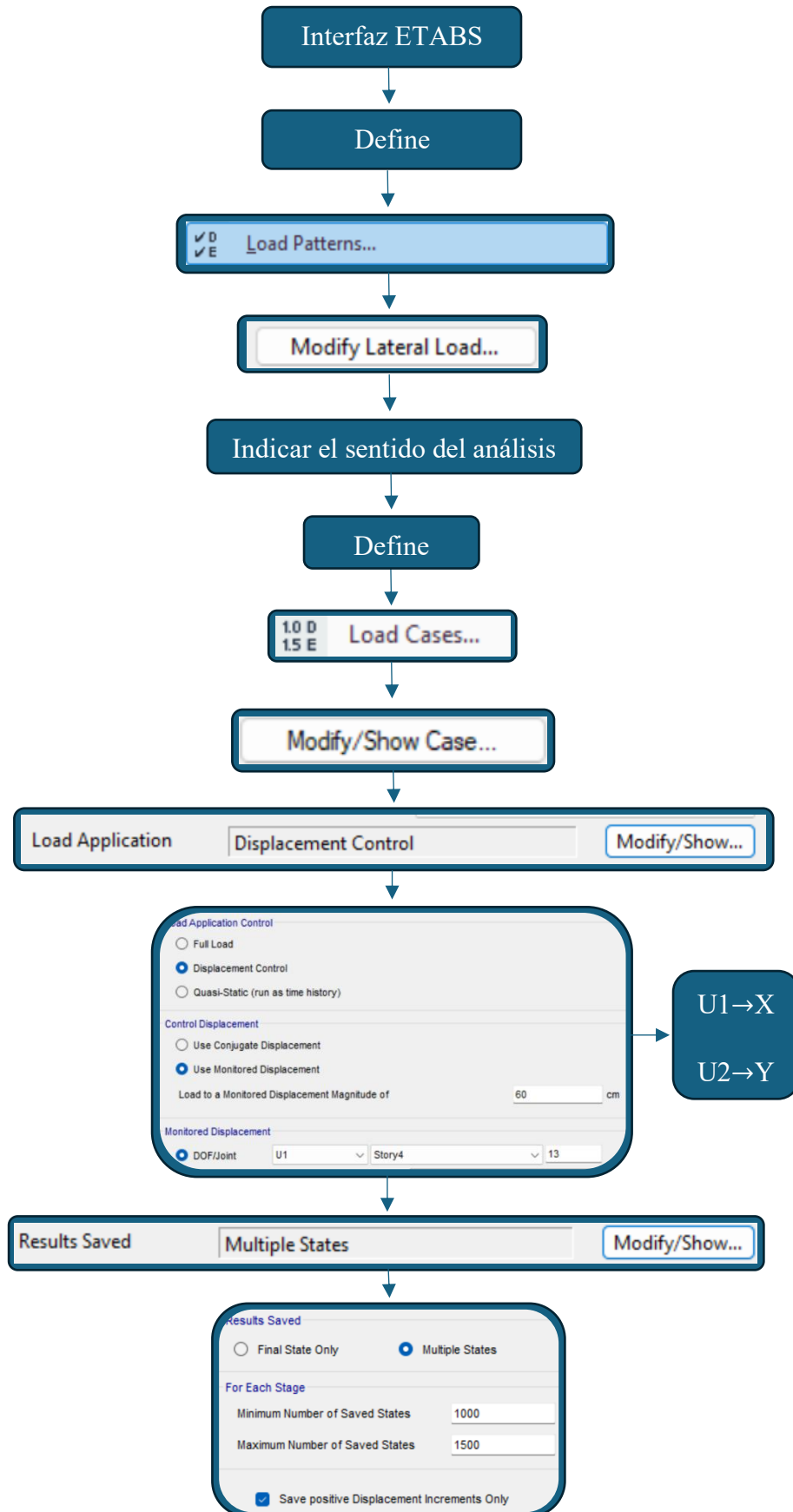
[a]



[b]

Nota. Elaboración de los autores.

Figura 3-10. Diagrama de flujo para obtener las curvas de capacidad en ETABS



Nonlinear Parameters User Defined - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

Solution Control

Solution Scheme	Iterative Event-to-Event
Maximum Total Steps (Static Only)	1500
Maximum Null Steps (Static Only)	1500
Maximum Constant-Stiffness Iterations	10
Maximum Newton-Raphson Iterations	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	0,0001
Event Lumping Tolerance (Relative)	0,01
Maximum Events per Step	24

Similar Stories
One Story
All Stories
Similar Stories

Seleccionar los elementos a los que se va a asignar rótulas

Assign

Frame

Hinges...

Hinge Definition Type

- Nonlinear Beam/Column
- Distributed Plasticity
- Equal Spacing
- Continuous Spring Support (Piles or Grade Beams)
- User Defined

Convert to User Defined

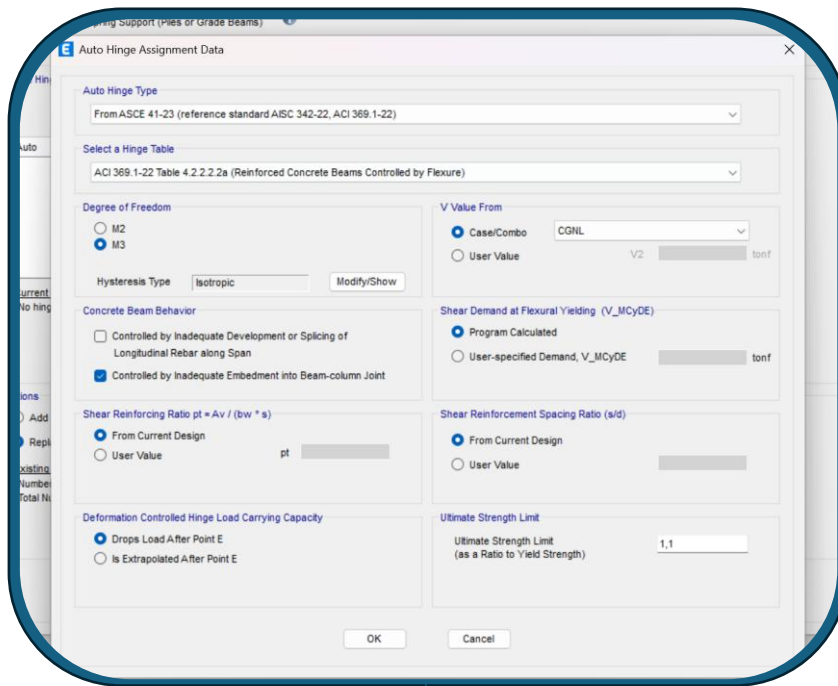
Frame Hinge Assignment Data - User Defined

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance cm
Auto	Relative to clear length	0,95	0
Auto M3	Relative to clear length	0,05	
Auto M3	Relative to clear length	0,05	

Add Hinge
Modify Hinge
Delete Hinge

Current Hinge Information
Type: From ASCE 41-23 (reference standard AISI 342-22, ACI 309 1-22)
Table: ACI 309 1-22 Table 4.2.2.2.2a (Reinforced Concrete Beams Controlled by Flexure)
Auto M3, Isotropic hysteresis

Show Advanced Parameters



Run Analysis

Tomar fotos de las rótulas que se activaron en todos los pisos

Romper el candado

Seleccionar los elementos donde las rótulas no sean verdes en ambos extremos

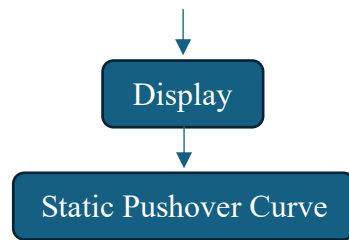
Assign

Frame

Hinges overwrites

Do not allow hinges to drop load

Run Analysis



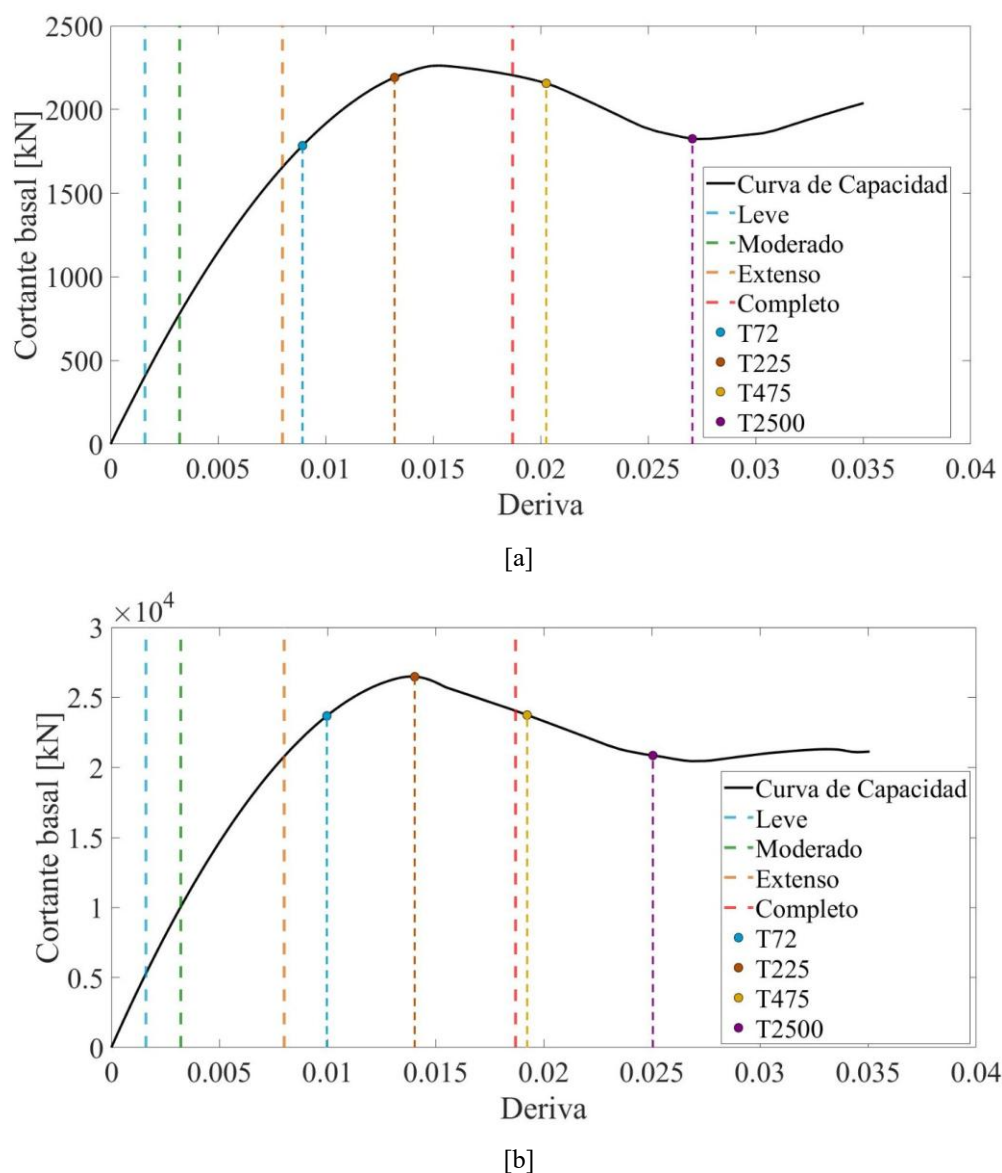
Nota. Elaboración de los autores.

3.8. Punto de desempeño

El punto de desempeño se define como la condición en la que la capacidad sísmica de la estructura coincide con la demanda sísmica generada por el movimiento del suelo. Este punto representa el desplazamiento máximo que alcanza la estructura ante la demanda que corresponde al sismo del suelo, representado por el espectro de demanda (Cabrera Jara, 2021). El desplazamiento y la fuerza cortante correspondiente a cada punto de desempeño fueron obtenidos mediante el software ETABS, en donde se usa el método gráfico de lineación equivalente propuesto por el FEMA que compara la capacidad que tiene la estructura para soportar las fuerzas laterales con la demanda sísmica (Lopez *et al*, 2024).

Los resultados gráficos obtenidos del análisis por desempeño para periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años del edificio de Ciencias de la Administración se muestran en la Figura 3-11 donde [a] corresponde al eje X+ y [b] al eje Y+. Además, los valores numéricos se detallan en la Tabla 3-13.

Figura 3-11. Puntos de desempeño para periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años



Nota. Elaboración de los autores.

Tabla 3-13. Valores numéricos del punto de desempeño para el eje X+ y el eje Y+

Eje		S_d (cm)	S_a (g)	D_{techo} (cm)	V (kN)	μ
X+	T ₇₂	8.025	0.075	10.240	1697.789	1.312
	T ₂₂₅	11.882	0.095	15.154	2131.564	1.836
	T ₄₇₅	17.568	0.101	22.387	2201.652	2.121
	T ₂₅₀₀	22.677	0.089	29.192	1858.967	2.396
Y+	T ₇₂	8.889	0.110	11.457	2330.156	2.887
	T ₂₂₅	11.850	0.127	15.308	2659.236	2.820
	T ₄₇₅	15.292	0.125	19.837	2508.212	2.549
	T ₂₅₀₀	18.560	0.111	24.049	2151.929	2.633

Nota. Elaboración de los autores.

4. Capítulo 4: Discusión y resultados

4.1. Calibración del modelo numérico

Durante el proceso de calibración del modelo, se incorporaron las paredes del edificio, tanto las confinadas en pórticos como las perimetrales, resultando estas últimas determinantes para obtener una adecuada aproximación de las frecuencias naturales del sistema. A partir de los resultados obtenidos por Cabrera & Andrade (2020), donde se modeló el edificio de aula de la Facultad de Ciencias de la Administración, sin considerar la influencia de las paredes, se puede realizar una comparativa para conocer cuanto difieren las frecuencias obtenidas por el EVASS-CCAA, correspondiente al proyecto 2020-0104 y las resultantes del proceso de calibración, con las frecuencias reales tal como se evidencia en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Comparación de frecuencias medidas y modeladas

<i>Modo</i>	<i>Dirección</i>	<i>Frecuencias Medidas (Hz)</i>	<i>Frecuencias EVASS-CCAA (Hz)</i>	<i>Frecuencias Calibrado (Hz)</i>	<i>Error EVASS-CCAA (%)</i>	<i>Error Calibrado (%)</i>
1	X	2.71	0.488	2.633	455.3	2.84
2	Y	2.96	0.590	2.843	401.7	3.95
3	Torsional	3.26	0.761	3.420	328.4	4.91

Nota. Elaboración de los autores.

Como se evidenció, al no considerar la influencia de la mampostería, el modelo del IERSE presenta errores significativos en la estimación de las frecuencias, alcanzando un 455.3% en el primer modo y hasta un 328.4% en el modo torsional. Esto demuestra que la omisión de la mampostería en el modelado estructural puede derivar en resultados alejados del comportamiento real, así como a una subestimación de la rigidez global del edificio. Por otro lado, el modelo calibrado que incorpora las paredes confinadas y perimetrales muestra una reducción significativa en los errores de estimación, con valores de 2.84% en el primer modo y hasta 4.91% en el modo torsional. Los tres modos fundamentales de vibración se mantienen dentro del margen de error permisible del 5%, lo que evidencia que la inclusión de la mampostería permite representar de manera más realista el comportamiento estructural.

Para la obtención de estos resultados, no solo resulta necesario incorporar la mampostería en el modelo, sino también definir de manera adecuada sus propiedades mecánicas. En este caso, el modelo fue calibrado considerando una resistencia a compresión de la mampostería basada en valores de 2.80 MPa para el ladrillo y 7.51 MPa para el mortero. A partir de estos parámetros, se determinó el módulo de elasticidad mediante la relación $E = 550 f'_{cm}$, lo que permitió representar de manera más realista la rigidez aportada por los muros a la rigidez global de la edificación.

La inclusión únicamente de los muros internos confinados en pórticos no resulta suficiente para lograr una adecuada calibración del modelo, dado que los errores obtenidos superan el umbral permisible del 5%. Adicionalmente, este planteamiento conduce a un comportamiento estructural dominado por el modo torsional, lo cual no es representativo del comportamiento real, donde el modo fundamental corresponde a una traslación en la dirección X. Por el contrario, la incorporación de las paredes perimetrales juega un papel fundamental, ya que permite corregir esta distorsión en la respuesta dinámica y mejorar la estimación de las frecuencias y la participación modal. En consecuencia, el modelo que considera la mampostería en su totalidad logra una representación más fiel del comportamiento dinámico registrado mediante acelerómetros.

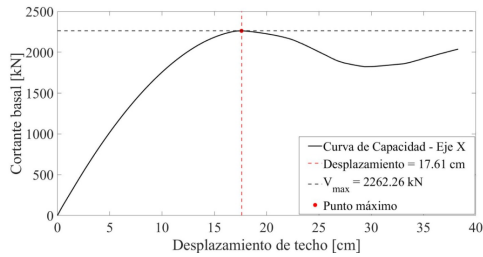
Finalmente, se identificó que el parámetro de mampostería en ETABS denominado “*Membrane fl2 Direction*” ejerce una influencia significativa en el comportamiento global del edificio, ya que controla la rigidez de corte en el plano de los muros; es decir, representa la contribución de estos a la rigidez lateral del sistema. La modelación inicial asume muros continuos y homogéneos, condición que se aleja del comportamiento real, donde la mampostería presenta fisuración y una interacción no completamente monolítica con los pórticos. En este contexto, resulta necesario ajustar dicho parámetro, reduciendo su capacidad de aporte a la rigidez lateral, con el fin de lograr una representación más realista del sistema estructural. La calibración de modelos numéricos a partir de los parámetros propios de una edificación, permite mejorar y entender la resiliencia de las estructuras debido a la acumulación de daño (Cabrera & Andrade).

4.2. Análisis estático no-lineal

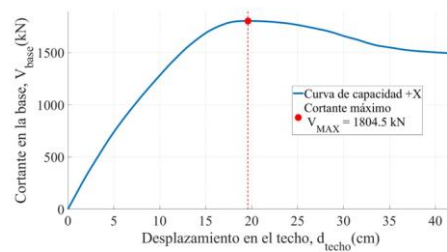
A partir de la representación de la mampostería confinada en pórticos mediante elementos tipo “*link*” en el software ETABS, se realizó un análisis estático no lineal que permitió

obtener las curvas de capacidad que se visualizan en la Figura 4-1 donde [a] corresponde a la dirección X+ y [c] a la dirección Y+, además, se presentan las curvas de capacidad desarrolladas por el IERSE en [b] para el eje X+ y [d] para el eje Y+, permitiendo resaltar la diferencia en el comportamiento de una estructura con y sin paredes.

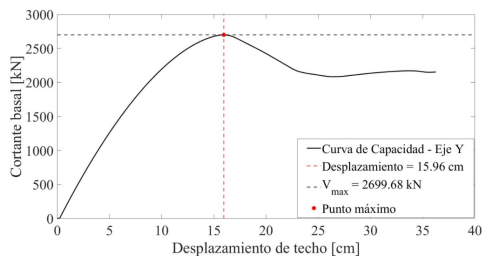
Figura 4-1. Curvas de capacidad con y sin mampostería



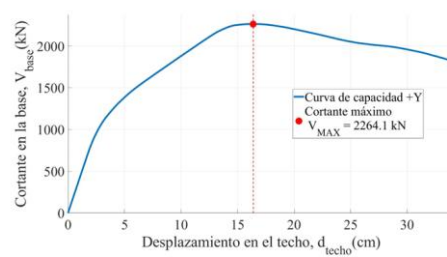
[a]



[b]



[c]



[d]

Nota. Elaboración de los autores.

Como se evidencia, la incorporación de la mampostería influye significativamente en la capacidad resistente del edificio, evidenciándose en mayores valores de cortante basal máximo en comparación con el modelo sin mampostería. En la dirección X+, se obtiene un cortante basal de 2262.26 kN, mientras que en la dirección Y+ se alcanza un valor de 2699.68 kN, lo que representa un incremento aproximado de 25.40% y 19.20%, respectivamente, respecto al modelo sin mampostería.

La forma de la curva correspondiente al modelo con mampostería, refleja el comportamiento característico de este tipo de sistemas. En una primera etapa, los muros aportan rigidez y resistencia al sistema, sin embargo, al alcanzar su límite, experimentan un proceso de degradación que conlleva a una redistribución de esfuerzos, permitiendo que el sistema de pórticos asuma progresivamente la resistencia. En contraste, el modelo que no considera la mampostería presenta un comportamiento más uniforme y con mayor capacidad de deformación. Si bien el modelo con mampostería alcanza mayores niveles de resistencia, exhibe una menor ductilidad debido al carácter frágil de los muros, los

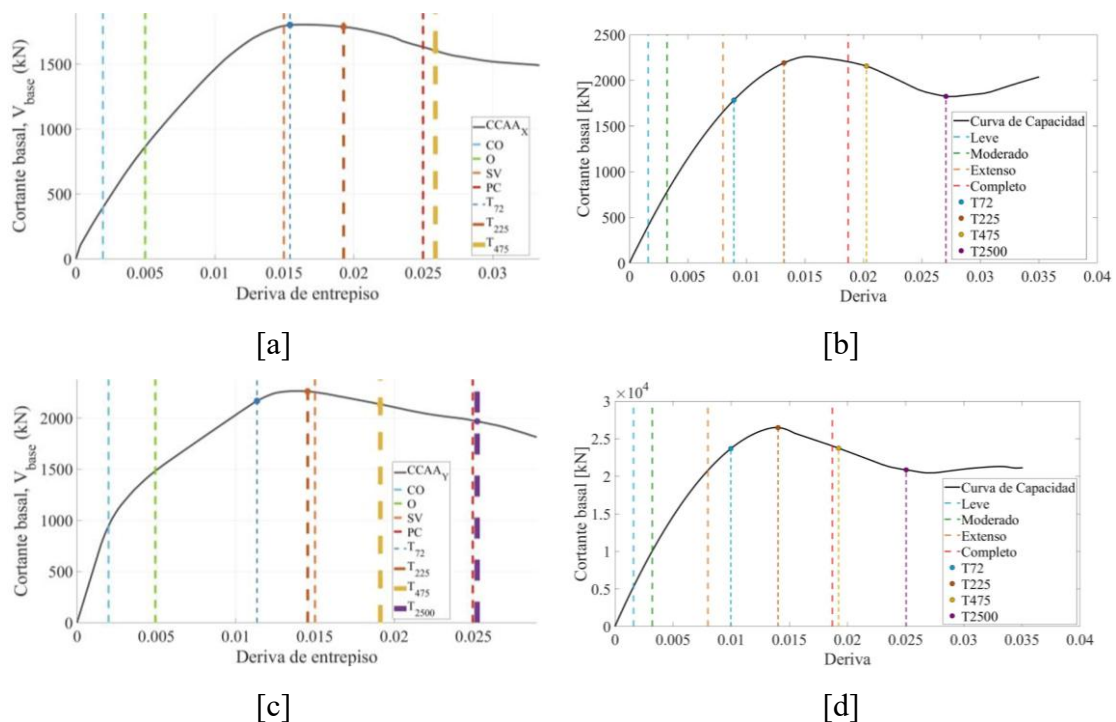
cuales ingresan en estado de daño de manera temprana, limitando así la capacidad global de deformación del sistema estructural.

En conjunto, estos resultados evidencian que la consideración de la mampostería es un aspecto fundamental en la evaluación estructural, ya que incide de manera determinante en el comportamiento global de la edificación. Su omisión no solo conlleva a una subestimación de la resistencia lateral, sino también a una representación alejada del comportamiento real, afectando así la precisión de los resultados en la evaluación del desempeño sísmico.

4.3. Punto de desempeño

Los resultados del punto de desempeño se obtuvieron mediante un análisis estático no lineal realizado en el software ETABS, considerando escenarios sísmicos correspondientes a periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años, en las direcciones X+ y Y+. Para su evaluación, se establece una comparación en la Figura 4-2 donde [a] y [c] corresponden al modelo sin inclusión de mampostería desarrollado por el IERSE y, [b] y [d] pertenecen al modelo realizado en este proyecto.

Figura 4-2. Punto de desempeño con y sin mampostería



Nota. [a] y [d] corresponden al eje X+ y, [c] y [d] al eje Y+. Elaboración de los autores.

Como se observa en las gráficas, se evidencian diferencias tanto en la ubicación del punto de desempeño como en los límites de daño entre ambos modelos, las cuales están directamente relacionadas con la tipología estructural adoptada. El modelo que no considera la mampostería representa un sistema de pórticos de concreto, clasificado como C1M según Hazus. Por su parte, el modelo que incorpora la mampostería corresponde a un sistema de pórticos de concreto armado con muros de mampostería no reforzada, clasificado como C3M. Esta diferencia tipológica implica la utilización de distintos límites de daño definidos por Hazus para cada caso. El caso C3M restringe más los límites en comparación con el caso C1M, esto se debe a que el primero al tener la presencia de mampostería está asociado a una falla frágil debido a que las paredes tienen poca capacidad de disipar energía. Mientras que, en el segundo caso al no poseer mampostería trabaja únicamente el sistema aporticado, presentando una mayor ductilidad y, por ende, menores límites de daño. En los sistemas con muros, la respuesta estructural se encuentra condicionada por el comportamiento frágil de la mampostería, lo cual se refleja en las gráficas, donde el estado de daño completo se extiende hacia la zona asociada a la participación de los muros. Como consecuencia, el sistema presenta una menor capacidad de deformación, evidenciando una reducción en su ductilidad en comparación con el modelo sin mampostería.

En la dirección X+, el modelo que incorpora mampostería presenta que, para periodos de retorno de 72 y 225 años, el punto de desempeño se ubica en el estado de daño extenso, mientras que para 475 y 2500 años supera el estado de daño completo. Por su parte, en el modelo sin mampostería, los periodos de retorno de 72 y 225 años también se sitúan en el estado de daño extenso; el periodo de 475 años supera ligeramente el estado de daño completo, y para 2500 años, la investigación del IERSE no reporta un punto de desempeño definido. En la dirección Y+, el modelo con mampostería muestra un comportamiento similar al de la dirección X+, con los periodos de retorno de 72 y 225 años en el estado de daño extenso, y los de 475 y 2500 años superando el estado de daño completo. En contraste, el modelo sin mampostería presenta, para los periodos de retorno de 72 y 225 años, un estado de daño moderado; para 475 años un estado de daño extenso y para 2500 años una ligera superación del estado de daño completo.

Los resultados gráficos evidencian que la inclusión de la mampostería modifica de manera significativa el desempeño sísmico del sistema, conduciéndolo a alcanzar estados de daño más severos en comparación con el modelo que no la considera. Esto se debe a

que la mampostería incrementa la rigidez global de la estructura, pero también induce un comportamiento más frágil. Adicionalmente, los límites de daño definidos por Hazus son más exigentes para este tipo de sistemas, lo que facilita la superación de dichos estados bajo sollicitaciones sísmicas. En contraste, el modelo sin mampostería presenta una respuesta más flexible, caracterizada por mayores deformaciones, pero asociada a menores niveles de daño. En conjunto, estos resultados demuestran que la mampostería ejerce una influencia determinante en la evaluación del desempeño estructural del edificio. En la Tabla 4-2 se muestran los resultados numéricos para ambos casos.

Tabla 4-2. Comparación de valores del punto de desempeño en las direcciones X+ y Y+ para modelos con y sin mampostería.

Periodo de retorno	Dirección	Modelo	<i>S_d</i> (cm)	<i>S_a</i> (g)	<i>D_{techo}</i> (cm)	<i>V</i> (kN)	<i>m</i>	
72	X+	Sin mampostería	14.04	0.081	18.48	1801.26	2.68	
		Con mampostería	8.025	0.075	10.240	1697.789	1.312	
225		Sin mampostería	17.74	0.079	23.28	1787.18	2.66	
		Con mampostería	11.882	0.095	15.154	2131.564	1.836	
475		Sin mampostería	24.50	0.071	32.24	1603.21	3.14	
		Con mampostería	17.568	0.101	22.387	2201.652	2.121	
2500		Sin mampostería	-	-	-	-	-	
		Con mampostería	22.677	0.089	29.192	1858.967	2.396	
72		Y+	Sin mampostería	10.37	0.102	13.21	2169.13	4.47
			Con mampostería	8.889	0.110	11.457	2330.156	2.887
225	Sin mampostería		13.61	0.106	17.25	2260.88	4.62	
	Con mampostería		11.850	0.127	15.308	2659.236	2.820	
475	Sin mampostería		17.61	0.101	22.33	2133.70	4.84	
	Con mampostería		15.292	0.125	19.837	2508.212	2.549	
2500	Sin mampostería		23.37	0.091	29.82	1964.27	5.67	
	Con mampostería		18.560	0.111	24.049	2151.929	2.633	

Nota. Elaboración de los autores.

A partir de los resultados, se observa que el modelo que incorpora la mampostería presenta menores valores de desplazamiento espectral y desplazamiento de techo, lo cual confirma el incremento de la rigidez global de la estructura. En cuanto al cortante basal, para el periodo de retorno de 72 años en la dirección X+, el modelo con mampostería registra un valor inferior al del modelo sin mampostería. Este comportamiento se explica porque, bajo niveles bajos de demanda sísmica, el sistema se encuentra en un rango cercano al comportamiento elástico; al ser más rígido desarrolla menores desplazamientos y, en consecuencia, menores fuerzas sísmicas. No obstante, para los demás periodos de retorno y en ambas direcciones, el cortante basal del modelo con mampostería resulta superior al del modelo sin considerar paredes,

Por otra parte, este incremento en la rigidez y la resistencia se refleja en una reducción de la ductilidad, evidenciándose valores considerablemente menores en comparación con los obtenidos por el EVASS-CCAA, lo que indica una menor capacidad de deformación del sistema, en concordancia con lo observado en la interpretación de los resultados gráficos. En contraste, el modelo sin mampostería presenta mayores desplazamientos y una mayor ductilidad. Estos resultados, en definitiva, evidencian que al no considerar la mampostería confinada en pórticos puede conducir a interpretaciones alejadas del comportamiento real en la evaluación del desempeño sísmico de una edificación.

5. Conclusiones

- Incluir la mampostería en el modelo estructural, permite aproximar de manera más realista el comportamiento del edificio, como se observó en la comparación de frecuencias de los modelos con las frecuencias medidas con acelerómetros.
- Es importante definir el tipo de ladrillo con el que está construido la mampostería, ya sea tochano o panelón, puesto que a partir de esto se determina la resistencia del material y seguido a eso se puede calcular las propiedades mecánicas para el elemento tipo *membrane* y la curva constitutiva que define el elemento tipo *link*.
- La rigidez inicial que considera paredes continuas, homogéneas y perfectamente adheridas a la estructura tiende a sobreestimar la respuesta real del sistema, ya que en la práctica estos elementos presentan fisuración temprana, degradación de rigidez bajo cargas laterales y una interacción parcial con el marco estructural. Por tal razón, es necesario ajustar sus propiedades para representar de forma más realista su comportamiento global dentro del análisis estructural.
- La rigidez de corte en el plano de las paredes tiene una influencia significativa en el comportamiento global del edificio de Ciencias de la Administración, ya que controla la respuesta lateral del sistema e influye directamente en la calibración del sistema.
- Incluir muros perimetrales es fundamental para mejorar la calibración, ya que permite corregir el comportamiento modal y garantiza un mejor ajuste en las frecuencias.
- Calibrar modelos no se limita únicamente a la inclusión de mampostería, se debe tomar en cuenta más factores que influyen en la respuesta global del sistema, como daños preexistentes o acumulación de éste durante los años de servicio de la estructura, de esta forma se puede obtener resultados más precisos a la realidad.
- En el análisis estático no lineal, incorporar la mampostería provoca un aumento de rigidez significativa en el sistema, en consecuencia, se reduce la ductilidad de la estructura y por lo tanto los desplazamientos desarrollados.
- El modelo con mampostería tiene valores mayores de cortante basal, esto es importante ya que evidencia que la inclusión de paredes confinadas en pórticos, puede incrementar la capacidad resistente del sistema.

- En las curvas de capacidad se observa que la mampostería actúa inicialmente como elemento resistente, debido a que es un elemento frágil y por lo tanto es lo primero en fallar.
- Los estados de daño en modelos que incorporan la mampostería son más severos según la clasificación de Hazus, ya que estos sistemas tienen límites más exigentes por el comportamiento frágil de las paredes, por lo que llegar a estados de daño altos es más fácil bajo demandas sísmicas elevadas.
- Finalmente, omitir la mampostería en la modelación de edificaciones puede llevar a interpretaciones menos realistas del desempeño sísmico, por lo que afecta la evaluación real del comportamiento de una estructura

Referencias Bibliográficas

- ACI 318. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19)*. Farmington Hills: Norma ACI, American Concrete Institute. Obtenido de <https://biblioteca.ucuenca.edu.ec/digital/files/original/a40379d86dbe9ff802b24b6beaa44dd6c186b6e3.pdf>
- ACI CODE-369.1-22. (2023). *Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings-code and commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. Obtenido de https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=3691U22&Language=English&Units=US_Units
- Al-Fakin, A., Mohammed, B., Shahir, M., & Nikbakht, E. (2019). Incorporation of waste materials in the manufacture of masonry bricks: An update review. *Journal of Building Engineering*, 37-54. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.09.023>
- Alva Bañuelos, R. E., Cabrera, E., González Drigo, J. R., Vargas Alzate, Y. F., Pujades Beneit, L., Ávila Haro, J. A., & Luzi, G. (2024). Seismic damage assessment of concrete buildings including the contribution of infill masonry walls. *18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE 2024)*, (pág. 12). Milan. Obtenido de <https://hdl.handle.net/2117/427972>
- Andreas, U. (1996). Failure Criteria for Masonry Panels under In-Plane Loading. *Journal of Structural Engineering*. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:1\(37\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:1(37))
- ASCE. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers. doi:<https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: State of the art. *Structural Engineering*. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000384](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384)
- Asteris, P., Chrysostomou, C., Giannopoulos, I., & Smyrou, E. (2014). Masonry infilled reinforced concrete frames with openings. *ResearchGate*, (págs. 1-16). Obtenido de

https://www.researchgate.net/publication/228459606_Masonry_infilled_reinforced_concrete_frames_with_openings

- Asteris, P., Kakaletsis, D., Smyrou, E., & Chrysostomou, C. (2011). Failure modes of infilled frames. *eJSE International*, 1-10. doi:<https://doi.org/10.56748/ejse.11139>
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: Applied Technology Council. doi:<https://doi.org/10.1193/1.1586093>
- Brandão, L., Eduardo, R., Gihad, M., Ramos, R., & Souza, B. (2012). *STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF CONCRETE BLOCK MASONRY*.
- Cabrera Jara, P. A. (2021). *Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes, mediante SAP2000*. Cuenca, Ecuador: Universidad del Azuay. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10894>
- Cabrera, E. (2023). *Metodología para estimación del daño sísmico en edificios en base a modelos numéricos avanzados y monitorizadores RAR*. Universidad Politécnica de Cataluña, UPC - Barcelonatech, Barcelona. doi:10.5821/dissertation-2117-396558
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2020). *Estudio de vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas del edificio de aulario de la facultad de ciencias de la administración de la Universidad del Azuay (EVASS-CCAA)*. Reporte técnico, Universidad del Azuay, Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE), Cuenca.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2025). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones educacionales pre y post NEC, en la ciudad de Cuenca, Ecuador*. Revista Ingeniería Sísmica. doi:<https://doi.org/10.18867/ris.114.699>
- Cabrera, E., Andrade, I., & Sellers, C. (2024). *Evaluación de la salud estructural en edificaciones aplicando metodologías avanzadas de análisis de vulnerabilidad y tecnología RAR, Fase 2*. Universidad del Azuay, Cuenca.
- Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). *Influencia de la mampostería de relleno en el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de hormigón armado*. Ingeniare. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052022000300513>

- Capa, C., & Gualpa, F. (2021). *Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado, incorporando la influencia de la mampostería mediante el método de las diagonales equivalentes*. Cuenca. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/11561>
- Ceballos, M. A., Stuardi, J. E., & Chiappero, G. D. (2022). Calibración de modelos numéricos de un pórtico mediante técnicas de análisis modal experimental. *Revista De La Facultad De Ciencias Exactas, Físicas Y Naturales*, 9(2), 37-47. Obtenido de <https://revistas.unc.edu.ar/index.php/FCEFYN/article/view/36631>
- Cevallos, O., Hidalgo, D., Solís, W., & Cayambe, H. (2025). Coeficientes de rigidez de membrana para la modelación de mampostería en edificaciones de hormigón armado. *Revista Digital Novasinergia*. doi:<https://doi.org/10.37135/ns.01.15.01>
- Choquemaqui, S., & Valer, M. (2023). *Diagnostico estructural utilizando análisis modal operacional en edificaciones historicas; caso: Templo de San Francisco de Asis de Marcapata provincia de Quispicanchis-Cusco*. Cusco. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12918/7256>
- Computers & Structures, INC. (2025). *CSI Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge & CSiPlant* .
- FEMA. (2020). *Hazus Earthquake Model Technical Manual*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA). Obtenido de https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_hazus_earthquake_technical_manual_4-2.pdf
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C. Obtenido de <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- García, H., Jiménez, J., & Ulloa, J. (2024). Effective properties of masonry structures and macro-model analysis with experimental verification. *Results in Engineering*. doi:<https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.102546>
- García, J., Bonett, R., & Ledezma, C. (2013). Modelo Analítico del Comportamiento a Compresión de Bloques Huecos de Concreto. *SciELO*, 8. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-915X2013000300009>

- González, G., Domizio, M., Martín, P., & Maldonado, N. (2023). Modeling of Structural Masonry. En A. Almusaed, & A. Almssad, *Masonry for Sustainable Construction*. doi:10.5772/intechopen.108155
- Gonzalez, R., Cabrera, E., Luzi, G., Pujades, L., Vargas, Y., & Avila, J. (2019). *Assessment of Post-Earthquake Damaged Building with Interferometric Real Aperture Radar*. Remote Sens. doi:10.3390/rs11232830
- Jiménez Pacheco, J. C., Ortega Guamán, E., Quinde Viñansaca, J. A., Molineros Calle, P., & García Erazo, H. A. (2025). Rediseños normativos de dos viviendas típicas de mampostería confinada en Cuenca-Ecuador: Implicaciones sísmicas. *Revista Politécnica*, 1-16. doi:https://doi.org/10.33333/rp.vol56n1.01
- Jiménez, J., Molineros, P., Rojas, M., Bojorque, J., & Pacheco, A. (2024). *Contribución a la historia sísmica de la sierra sur de Ecuador: estudio macrosísmico de los terremotos del 29 de junio de 1887 y del 5 de septiembre de 1893*. Universidad de Playa Ancha Facultad de Humanidades. *Revista Notas Históricas y Geográficas*. Obtenido de <https://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/45899>
- Kaushik, H., Rai, D., & Jain, S. (2007). *Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression*. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728)
- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, B., & William, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers and Structures*, 1-12. doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.01.006
- Lema Narváez, S., & Méndez Estévez, J. (2019). *Determinación del desempeño de estructuras aporticadas de hormigón armado con y sin mampostería en la ciudad de Quito*. Quito: Universidad Central del Ecuador. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/18079>
- Lima Avila, K. E., & Paredes Tumbaco, J. E. (2017). *Estudio analítico-experimental del desempeño de un pórtico de hormigón armado con panel de relleno de bloque de baja resistencia, a través de un ensayo a carga lateral y modelo computacional*. Quito: EPN. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17630>
- López Rivera, N. F., Maldonado Noboa, J. S., & Almache Sánchez, L. M. (2021). Monitoreo de la salud estructural del edificio "La Estancia" de la Universidad

Católica de Cuenca. *Dominio de las Ciencias*, 7(6), 1446-1463.
doi:<https://doi.org/10.23857/dc.v7i6.2403>

Lopez Sánchez, B. L., Sanchez Ruales, J. A., Frías Córdova, C. F., & Villegas Suarez, E. S. (2024). Análisis estático no lineal (push over) con aisladores sísmicos en los talleres de la Universidad Técnica de Ambato. *Ciencia Digital*, 8(1), 75-98.
doi:<https://doi.org/10.33262/cienciadigital.v8i1.2836>

Molina Cabrera, M. S., & Rubio Vintimilla, N. E. (2023). *Influencia del tipo del suelo en la determinación del punto de desempeño en una estructura*. Cuenca, Ecuador: Universidad del Azuay. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/13390>

NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estructuras de Mampostería Estructural: NEC-SE-MP*. Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Obtenido de <https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/7.-NEC-SE-MP-Mamposteria-Estructural.pdf>

NEC-SE-CG. (2015). *Cargas (no sísmicas)*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>

NEC-SE-DS. (2015). *Cargas sísmicas, diseño sismo resistente*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf

NEC-SE-HM. (2015). *Estructuras de hormigón armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/5.-NEC-SE-HM-Estructuras-de-Hormigon-Armado.pdf>

Ortega Guamán, E., Jiménez Pacheco, J. C., Quinde, J. A., & García, H. A. (2020). Macroelement model for nonlinear static pushover analysis of confined masonry walls with openings. *IBMAC Conference Proceedings*, (págs. 1-9). doi:10.1201/9781003098508-131

Pujades, L., Vargas, Y., Barbat, A., & González, J. (2014). *Parametric model for capacity curves*. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi:10.1007/s10518-014-9670-5

- Salamanca Correa, R. (2001). La tecnología de los morteros. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 41-48. doi:<https://doi.org/10.18359/rcin.1353>
- Salas, M., Cabrera, E., & Gonzalez, R. (2026). Probabilistic Seismic Assessment of a Representative Existing Educational Building in the City of Moquegua (Peru). *Buildings*, 1-23. doi:<https://doi.org/10.3390/buildings16081600>
- Sánchez Escudero, V. E., & Vargas Sánchez, R. M. (2018). *Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales*. Lima, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. doi:<http://doi.org/10.19083/tesis/624981>
- Sánchez, J. (2021). *Estudio de la influencia de la mampostería de relleno en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a carga lateral monotónica*. Ambato: UTA. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/32165>
- Sunley, S. A. (2024). Modelado de paredes de mampostería confinada: Revisión de métodos y aplicación utilizando macroelemento discreto. *Investigaciones Latinoamericanas en Ingeniería y Arquitectura*, 108-114. doi:<https://doi.org/10.51378/ilia.vi1.8508>
- Torres Solis, J., & Vásquez Atiencia, D. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca-ecuador*. Cuenca. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10985>