

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD EN EDIFICACIONES REPRESENTATIVAS DE  
BUCARAMANGA DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL MURO-  
PÓRTICO SOBRE SUELO FLEXIBLE

Autora

María Alejandra Oliveros Caicedo

Ingeniera civil

Trabajo de Grado para Optar al Título de Magister en Ingeniería civil

Director

Luis Eduardo Zapata Orduz

Ph.D. Civil Engineering - Materials and Structures

Codirector

David Sebastián Cotes Prieto

Magíster en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería civil

Maestría en ingeniería civil

Bucaramanga

2024

### **Dedicatoria**

Dedico esta tesis a todas las personas que, a pesar de las emociones vividas a lo largo de este proceso, han sido un faro constante de estabilidad, amor y comprensión en mi vida.

A mi madre, Rosmira Caicedo, por su amor incondicional, que siempre ha sido el pilar de mi fortaleza. A mi padre, Orlando Oliveros, por su apoyo emocional, que me ha inspirado a seguir adelante incluso en los momentos más difíciles. A mi gemela, Angélica Oliveros, por su comprensión y por recordarme constantemente lo valiosa que soy, un regalo que siempre atesoraré. Y, finalmente, a Jaime Andrés Monsalve, quien ha sido mi fiel compañero y mi refugio en cada paso de este hermoso viaje. Su amor y apoyo incondicional han sido la luz que ha guiado mis días más oscuros, y por ello, siempre llevaré en mi corazón su presencia.

### **Agradecimientos**

Le brindo mis agradecimientos a mi codirector, David Sebastián Cotes Prieto, y a mi director, Luis Eduardo Zapata Orduz. Sin su ayuda, esto no hubiera sido posible. Gracias por los conocimientos compartidos, las constantes correcciones y las valiosas asesorías ofrecidas a lo largo del proceso. También expreso mi sincero agradecimiento a la Universidad Industrial de Santander por la formación recibida, así como por la madurez, sabiduría y conocimiento alcanzados durante esta etapa.

## Tabla de Contenido

	<b>Pág.</b>
1. INTRODUCCIÓN .....	13
2. PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN.....	22
3. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN .....	22
4. OBJETIVOS .....	23
4.1. Objetivo general.....	23
4.2. Objetivos específicos .....	23
5. ALCANCES .....	24
5.1. Escenario de Investigación .....	24
5.2. Especificaciones y Consideraciones de Diseño .....	24
5.3. Modelado y Análisis Estructural.....	25
5.4. Herramientas de Software.....	26
5.5. Análisis de Confiabilidad.....	26
6. DESCRIPCIÓN DEL DOCUMENTO .....	28
7. MARCO TEÓRICO.....	29
7.1. Análisis Estático No Lineal de Plastificación Progresiva ( <i>pushover</i> ) .....	31
7.2. Interacción Suelo Estructura (ISE) .....	38
7.3. Análisis de Confiabilidad Estructural (ACE) .....	45
8. METODOLOGÍA .....	49
8.1. Primera fase: Identificación y construcción de escenarios de investigación .....	49

8.2.	Segunda fase: Aplicación de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) .....	63
8.3.	Tercera fase: Análisis Estático No Lineal de Plastificación Progresiva ( <i>pushover</i> ). 67	
8.4.	Cuarta fase: Análisis de Confiabilidad Estructural (ACE) .....	84
9.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	88
10.	CONCLUSIONES .....	115
11.	RECOMENDACIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES.....	118
12.	REFERENCIAS.....	120
13.	APÉNDICES.....	138

## Lista de Tablas

	<b>Pág.</b>
Tabla 1 Promedio de longitudes geométricas de sistemas muro-pórtico del AMB entre 10 y 20 pisos .....	52
Tabla 2 Modelos Generados mediante el Diseño de Experimentos 2 <sup>2</sup> .....	55
Tabla 3 Distribución de probabilidad marginal, media y desviación estándar de los materiales. 58	
Tabla 4 Parámetros determinísticos para el análisis de los elementos.....	59
Tabla 5 Propiedades mecánicas de los perfiles de suelo en análisis.....	64
Tabla 6 Rigideces de traslación y rotación de los resortes representando condiciones de suelo por cada tipología de cimentación del sistema 10 pisos sobre perfil de suelo D .....	65
Tabla 7 Rigideces de traslación y rotación de los resortes representando condiciones de suelo por cada tipología de cimentación del sistema 20 pisos sobre perfil de suelo D .....	66
Tabla 8 Sección de concreto de los elementos estructurales, unidades en metros m. ....	89
Tabla 9 Coeficientes de reducción por irregularidades.....	91
Tabla 10 Refuerzo longitudinal en vigas para el modelo de 10 pisos sobre suelo D .....	92
Tabla 11 Refuerzo longitudinal en vigas para el modelo de 20 pisos sobre suelo D .....	93
Tabla 12 Refuerzo longitudinal en columnas para el modelo de 10 pisos sobre suelo D.....	95
Tabla 13 Refuerzo longitudinal en columnas para el modelo de 20 pisos sobre suelo D.....	96
Tabla 14 Refuerzo longitudinal en muros para el modelo de 10 pisos sobre suelo D.....	98
Tabla 15 Refuerzo longitudinal en muros para el modelo de 20 pisos sobre suelo D.....	100
Tabla 16 Respuesta inelástica de modelos de 10 y 20 pisos.....	102

## Lista de Figuras

	<b>Pág.</b>
Figura 1 Curva de capacidad de empuje y su idealización linealizada. ....	32
Figura 2 Ubicación de rótulas concentradas en los extremos de los miembros.....	33
Figura 3 Diagrama momento-curvatura real e idealizado.....	34
Figura 4 Definición de fuerzas y deformaciones de la sección transversal generalizadas. ....	35
Figura 5 Información momento curvatura, .....	35
Figura 6 Base teórica de la longitud equivalente de la rótula plástica.....	37
Figura 7 El impacto significativo de la flexibilidad del suelo en un sistema de muro de corte de concreto reforzado. ....	39
Figura 8 Descomposición al análisis de interacción. ....	41
Figura 9 Resortes equivalente de suelo.....	43
Figura 10 Esquema del procedimiento general del análisis estocástico de propiedades de los materiales. ....	47
Figura 11 Simulación Hipercubo Latino para dos variables y cinco repeticiones.....	48
Figura 12 Velocidad de onda de corte en m/s de Bucaramanga, Santander, Colombia. ....	50
Figura 13 Alturas y áreas características de edificaciones del Área Metropolitana de Bucaramanga. .....	51
Figura 14 Información general de los sistemas estructurales seleccionados de la ciudad de Bucaramanga.....	53
Figura 15 Diseño de experimentos $2^2$ . ....	54

Figura 16 Planta tipo de los sistemas estructurales del modelado. ....	57
Figura 17 Espectro elástico de pseudoaceleraciones de diseño como fracción de g. ....	62
Figura 18 Configuración de cimentación sistema 10 pisos sobre perfil de suelo D. ....	65
Figura 19 Configuración de cimentación sistema 20 pisos sobre perfil de suelo D. ....	66
Figura 20 Momento curvatura positivo normalizado en secciones de vigas. ....	68
Figura 21 Momento curvatura negativo normalizado en secciones de vigas. ....	69
Figura 22 Momento curvatura positivo y negativo normalizado en secciones de columnas. ....	70
Figura 23 Momento curvatura alrededor del eje 33 normalizado del muro H1 para cada carga..	71
Figura 24 Momento curvatura alrededor del eje 22 normalizado del muro H1 para cada carga..	72
Figura 25 Asignación de rótulas M3 para vigas. ....	73
Figura 26 Asignación de rótulas plásticas PM2M3 para columnas. ....	75
Figura 27 Asignación de rótulas modelo de fibras para muros. ....	76
Figura 28 Costo computacionales del pórtico plano 1. ....	78
Figura 29 Sistema estructural muro-pórtico. ....	79
Figura 30 Resultados de curva de capacidad para modelos barra-enlace y área. ....	82
Figura 31 Comparación de resultados entre el modelo barra-enlace y el modelo área. ....	84
Figura 32 Convergencia entre las técnicas de muestreo SHL y SMC. ....	86
Figura 33 Especificaciones del dispositivo. ....	87
Figura 34 Nomenclatura de muros dispuestos en planta tipo. ....	88
Figura 35 Desplazamiento relativo en modelos de base empotrada. ....	90
Figura 36 Periodo fundamental en los modelos de base empotrada Fuente: Autora. ....	90
Figura 37 Sección transversal tipo de vigas. ....	92

Figura 38 Sección transversal tipo de columnas.....	95
Figura 39 Sección transversal tipo de muros.....	98
Figura 40 Curva de capacidad modelos.....	103
Figura 41 Rotulaciones de los sistemas de 10 pisos en el paso de desempeño en el plano principal. .....	106
Figura 42 Rotulaciones de los sistemas de 20 pisos en el paso de desempeño en el plano principal. .....	108
Figura 43 Muestreo de las variables $f_c'$ , $f_y$ y $f_u$ definidas como aleatorias.....	109
Figura 44 Comparación de distribución acumulada (CDF).....	110
Figura 45 Diagrama de cajas.....	110
Figura 46 Indices de confiabilidad de los sistemas estructurales de análisis.....	111
Figura 47 Comparación de deriva de entrepiso y deriva total en sistemas estructurales con propiedades medias de los materiales.....	114

### Lista de Apéndices

	<b>pág.</b>
Apéndice A Muestras obtenidas de la Simulación de Hipercubo Latino (SHL) .....	138
Apéndice B Tiempos de análisis inelásticos de los sistemas estructurales.....	138
Apéndice C Análisis lineal elástico bajo condiciones de 10 pisos sobre perfil de suelo D	138
Apéndice D Análisis lineal elástico bajo condiciones de 20 pisos sobre perfil de suelo D	
Apéndice E Refuerzo de elementos estructurales en sistemas de 10 pisos.....	138
Apéndice F Refuerzo de elementos estructurales en sistemas de 20 pisos .....	138
Apéndice G Resultados de la respuesta inelástica en el sistema estructural bajo condiciones de 10 pisos sobre perfil de suelo D .....	138
Apéndice H Resultados de la respuesta inelástica en el sistema estructural bajo condiciones de 20 pisos sobre perfil de suelo D .....	138

## Resumen

**Título:** Análisis de confiabilidad en edificaciones representativas de Bucaramanga de mediana altura con sistema estructural muro-pórtico sobre suelo flexible \*

**Autor:** María Alejandra Oliveros Caicedo, David Sebastián Cotes Prieto y Luis Eduardo Zapata Orduz\*\*

**Palabras Clave:** Interacción Suelo-Estructura, Confiabilidad Estructural, Análisis Estático No Lineal, Pushover, Índice de confiabilidad, Estado límite, Variabilidad de los materiales.

**Descripción:** Esta investigación analizó la influencia de la interacción suelo-estructura (ISE) en el índice de confiabilidad de sistemas estructurales muro-pórtico en el rango no lineal, ubicados en zonas de alta sismicidad. Se construyeron modelos no lineales que incorporan la interacción suelo-estructura mediante el método de subestructura en seis escenarios de sistemas estructurales muro-pórtico de uso residencial, localizados en zona de alta amenaza sísmica. Estos escenarios varían en altura y velocidad de onda de corte, definidos a partir del diseño de experimento 2<sup>2</sup>. El índice de confiabilidad se evaluó usando una formulación de estado límite en función de la deriva total, considerando una variabilidad de los esfuerzos del concreto y el acero mediante 10,000 muestras generadas con la técnica de Simulación de Hipercubo Latino. Los resultados muestran que la ISE tiene un impacto significativo en el índice de confiabilidad, aumentando la probabilidad de falla en aproximadamente un 20%, con variaciones notables de hasta el 40% dependiendo de la altura del edificio. Además, se encontró que el uso de diferentes criterios de variabilidad y estado límite puede dar lugar a diversas capacidades de deformación.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería civil. Maestría en ingeniería civil. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz. Ph.D. Civil Engineering - Materials and Structures. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto. Magister en Ingeniería civil.

### Abstract

**Title:** Reliability analysis in representative buildings of Bucaramanga of medium height with a frame-wall structural system on flexible soil\*

**Author(s):** María Alejandra Oliveros Caicedo, David Sebastián Cotes Prieto y Luis Eduardo Zapata Orduz\*\*

**Key Words:** Soil-Structure Interaction, Structural Reliability, Nonlinear Static Analysis, Pushover, Reliability Index, Limit State, Material Variability.

**Description:** This research analyzed the influence of soil-structure interaction (SSI) on the reliability index of wall-porch structural systems in the nonlinear range, located in areas of high seismicity. Nonlinear models incorporating soil-structure interaction were constructed using the substructure method for six scenarios of residential wall-frame structural systems located in a high seismic hazard zone. These scenarios vary in height and shear wave velocity, defined from the design of experiment 2<sup>2</sup>. The reliability index was evaluated using a limit state formulation as a function of total drift, considering a variability of concrete and steel stresses using 10,000 samples generated with the Latin Hypercube Simulation technique. The results show that ISE has a significant impact on the reliability index, increasing the probability of failure by approximately 20%, with notable variations of up to 40% depending on the height of the building. In addition, it was found that the use of different variability and limit state criteria can result in different deformation capacities.

---

\* Degree Work

Facultad de Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería civil. Master's in Civil Engineering  
Director: Luis Eduardo Zapata Orduz, Ph.D. Civil Engineering - Materials and Structures  
Codirector: David Sebastián Cotes Prieto, M.Sc. Civil Engineering.

## 1. INTRODUCCIÓN

Durante un evento sísmico, la respuesta de las edificaciones está rodeada de incertidumbre debido a la interacción entre los tres sistemas interconectados: la superestructura, la cimentación y las características del suelo subyacente, que influyen en su comportamiento sísmico. La Interacción Suelo-Estructura (ISE) es la disciplina que estudia cómo la presencia de una estructura modifica el movimiento del terreno y cómo la respuesta del suelo afecta el comportamiento de la estructura. La influencia de la ISE en la respuesta sísmica de los edificios y en su diseño aumenta a medida que la estructura genera un impacto más significativo en el movimiento de la base sobre la que se apoya (Vicencio et al., 2023; Zhao et al., 2022).

Para modelar la ISE, uno de los enfoques más comunes es el método de subestructura, en el cual el suelo se representa mediante resortes lineales (Asadi-Ghoozhdi & Attarnejad, 2020; Vicencio et al., 2023). Este método ha sido ampliamente adoptado en investigaciones debido a su facilidad de uso y bajos requisitos informáticos (Asadi-Ghoozhdi & Attarnejad, 2020; Cortez et al., 2022; Wani et al., 2022; Zhao et al., 2022). No obstante, aunque existen códigos y documentos que proporcionan disposiciones para considerar los efectos sobre la ISE, como los dispuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA , Federal Emergency Management Agency) y la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE , American Society of Civil Engineers), entre ellos FEMA 356 (FEMA, 2000), FEMA 440 (FEMA, 2005), ASCE 41 (ASCE, 2014) y ASCE 7-16 (ASCE, 2017), su implementación por parte de los ingenieros en ejercicio es relativamente escasa (Abdulaziz et al., 2024; Boushehri et al., 2023; Firoj et al., 2022; Kamal et al., 2022; Peker & Altan, 2024).

En Colombia, los códigos de construcción vigentes, como el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), consideran estos efectos de manera implícita y ambigua en el diseño y la evaluación de los edificios. Según el Artículo A.7.1.2 de la NSR-10, considerar un modelo de base empotrada reduce el período fundamental en comparación con un modelo que incorpora la flexibilidad del suelo. Esto resulta en mayores magnitudes de fuerzas sísmicas dada la ausencia de flexibilidad del suelo y la presencia de la interacción cinemática, lo que lleva a un enfoque más conservador en el análisis de fuerzas sísmicas. Sin embargo, pasar por alto el aumento del periodo fundamental de la estructura implica ignorar el incremento en la demanda de ductilidad en el desempeño de la estructura, lo cual podría resultar en un diseño menos conservador de lo esperado (Ahmadi, 2019; Anand & Satish Kumar, 2018; Boushehri et al., 2023; Samanta & Swain, 2019).

Para abordar adecuadamente estos desafíos y mejorar el diseño estructural, es fundamental emplear procedimientos que permitan estimar de manera más realista cualquier respuesta de la edificación como: los desplazamientos de piso, las derivas y la fuerza cortante (Requena-Garcia-Cruz, Bento, et al., 2022). En Colombia, gran parte de los diseños estructurales de edificaciones en concreto reforzado (CR) se basan en análisis lineales. Sin embargo, dado que el desempeño de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de cada uno de sus componentes, es necesario recurrir a procedimientos de análisis no lineales (inelásticos) para evaluar las capacidades más allá del límite elástico. Aunque el Apéndice A-3 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) no los establece como obligatorios, se ha propuesto su implementación para el diseño de nuevas edificaciones.

La evaluación de los efectos de la ISE en el rango no lineal se ha documentado en estudios realizados desde 1970 (Veletsos & Nair, 1975; Veletsos & Verbič, 1973) hasta la actualidad (Ahmadi, 2019; Bararnia et al., 2018; Kant et al., 2022; Kaplan et al., 2021; Mishra & Samanta, 2023; Scarfone et al., 2020; Vivek & Raychowdhury, 2017). Estos estudios han mostrado que el período fundamental y el amortiguamiento del sistema dependen de la rigidez relativa entre el suelo y la estructura. Esta dependencia influye en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales, los esfuerzos producidos por los movimientos sísmicos y el balanceo de la estructura debido a la traslación y rotación de la cimentación, generando efectos significativos en las demandas inelásticas de las estructuras (Ahmadi, 2019; Asadi-Ghoozhi & Attarnejad, 2020; Bararnia et al., 2018; Fernández Sola et al., 2015; Ge et al., 2021; Ghandil & Behnamfar, 2017). Los autores Al Agha et al., (2020), Bararnia et al., (2018), Fernández Sola et al., (2015), Ge et al., (2021) y Ghandil & Behnamfar, (2017), encontraron variaciones importantes en los desplazamientos máximos desarrollados por modelos de estructuras de CR al considerar la ISE. Estas variaciones incluyen la afectación del nivel de daño esperado y la modificación de las demandas sobre los elementos estructurales, influyendo en la estabilidad de la estructura. Por ejemplo, Hokmabadi et al., (2014) observaron que la ISE incrementa las derivas entre pisos en estructuras cimentadas sobre suelo flexible, comprometiendo el desempeño de la estructura llevándola a niveles cercanos al colapso. Además, Bararnia et al., (2018), realizaron un estudio paramétrico para evaluar y discutir los efectos de la ISE en la respuesta inercial y cinemática. Sus hallazgos revelaron que los sistemas estructurales con periodos fundamentales superiores a 0.5 segundos y cimentación superficial conllevan a desplazamientos inelásticos excesivos.

Fernández Sola et al., (2015), observaron una correlación entre la altura y la rigidez de los modelos estructurales con respecto a la capacidad de deformación inelástica asociada a la ISE. En su estudio, compararon los resultados de edificios con sistemas estructurales tipo pórtico de 8, 12 y 16 pisos en una zona de alta amenaza sísmica, considerando tanto la inclusión como la exclusión de la ISE mediante un conjunto de resortes en la base, y contrastaron el desplazamiento inelástico total de los edificios. Hallaron que un sistema suelo-estructura más flexible reduce la rigidez elástica del sistema aumentando sus derivas y demandas de ductilidad, lo que condiciona su capacidad para resistir deformaciones bajo carga.

Estos hallazgos son particularmente relevantes para Bucaramanga, un municipio del Departamento de Santander ubicado en el nororiente de Colombia en la cordillera Oriental, una de las ramas de la Cordillera de los Andes conocida por su significativo historial sísmico y alto nivel de amenaza sísmica (Lagardère & Vargas, 2021; Ojeda & Havskov, 2001). Según el censo de edificaciones realizado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE, 2018), en Bucaramanga se observa una amplia variedad en la altura de los edificios, que oscila entre 5 y 29 pisos. Con la escasez de suelo no urbanizado, ha aumentado la necesidad de edificios de gran altura (Samanta & Swain, 2019). No obstante, es esencial considerar que la altura de los edificios está relacionada con su período fundamental (Kaplan et al., 2021). Esto implica que, al incrementar el número de pisos, aumenta la deformabilidad lateral de la estructura, presentándose mayores riesgos de daño (Kant et al., 2022).

Una estrategia muy común para reducir las derivas de entrepiso y los desplazamientos laterales en edificios es la implementación de sistemas de resistencia lateral basados en muros de CR (Barzgar Torghabeh et al., 2023; Ozkul et al., 2019). Estos elementos proporcionan a la estructura una mayor

resistencia y rigidez lateral en comparación con los sistemas tipo pórtico (Barzgar Torghabeh et al., 2023; Ozkul et al., 2019; Petridis & Pitilakis, 2020). Sin embargo, su eficiencia para resistir fuerzas sísmicas depende de la ubicación estratégica de los muros de corte (Al Agha et al., 2020; Jayalekshmi & Chinmayi, 2016), lo que contribuye en prevenir daños ocasionados por tales desplazamientos y asegurar la estabilidad estructural frente a cargas laterales (W. Xu et al., 2023). Diversos estudios han corroborado que la inclusión de la flexibilidad de la base presenta una influencia significativa en el balanceo y desplazamiento de la estructura en la respuesta sísmica, en comparación con un modelo de base empotrada (Al Agha et al., 2020; Fernández Sola & Avilés López, 2008; Jayalekshmi & Chinmayi, 2016; Mishra & Samanta, 2023; Ozkul et al., 2019; W. Xu et al., 2023). Este fenómeno se atribuye a un aumento en el período fundamental (Boushehri et al., 2023; Vivek & Raychowdhury, 2017), lo que puede afectar las aceleraciones espectrales empleadas en el diseño, especialmente en edificaciones con un sistema de resistencia lateral de muros estructurales (Al Agha et al., 2020; W. Xu et al., 2023). En los sistemas muro-pórtico (conocidos como combinados y duales en el Artículo A.3.2.1 de la NSR-10), estos efectos generan un movimiento rotacional de cuerpo rígido (o balanceo) en la estructura, limitando el daño en los muros de corte (W. Xu et al., 2023). Sin embargo, los grandes desplazamientos pueden aumentar las demandas en las vigas conectadas a estos muros, causando daños en el pórtico (Bararnia et al., 2018; Nguyen & Shin, 2021). Dado que la ISE agrega flexibilidad y los muros de corte hacen lo contrario, es necesario investigar el efecto de la flexibilidad de la base en los edificios de esta tipología (Al Agha et al., 2020; Mishra & Samanta, 2023; Ozkul et al., 2019).

Por consiguiente, se puede afirmar que la ISE puede tener diferentes impactos en el comportamiento sismorresistente que se espera en el sistema idealizado con base empotrada. Estos

impactos pueden ser atribuidos a diversas características como el peso, la rigidez lateral, la altura y la relación de esbeltez de la superestructura (Firoj et al., 2022; Kamal et al., 2022; Samanta & Swain, 2019; Trombetta et al., 2014), la tipología y geometría de la cimentación (Chiou et al., 2020; Shang et al., 2023; Vivek & Raychowdhury, 2017), las propiedades dinámicas del suelo, incluyendo su profundidad y estratigrafía (Anand & Satish Kumar, 2018; Hokmabadi et al., 2014; Mylonakis & Gazetas, 2000; Zhao et al., 2022), así como las particularidades del movimiento del terreno (Bayraktar & Hökelekli, 2020; Pioldi et al., 2017a; Xie & Sun, 2021). Sin embargo, todos los estudios previamente mencionados sobre el efecto ISE consideran al material estructural, geometría, cargas y rigidez del suelo como parámetros deterministas.

Aunque muchos de estos parámetros se consideran en la etapa de diseño como valores predeterminados, se ha demostrado que existe una diferencia significativa entre estos valores fijos y los valores reales observados durante las operaciones. La razón detrás de esto es que los parámetros de diseño no son deterministas, sino aleatorios (Nguyen & Shin, 2021). Por consiguiente, tener en cuenta la incertidumbre estadística de estos parámetros permitiría realizar análisis bajo condiciones más realistas en la respuesta estructural.

Una disciplina que ofrece una medida cuantificable de la influencia de los efectos de la ISE bajo estas incertidumbres es la evaluación de la confiabilidad sísmica de las estructuras (Jara et al., 2023; TIAN et al., 2023). Esta disciplina permite evaluar el margen de seguridad en un rango de funcionamiento alejado de la falla o la probabilidad de falla ( $P_f$ ) tendiente a cero, considerando las funciones de estado límite correspondientes a un nivel de rendimiento específico. Esta probabilidad de falla se puede expresar a través del índice de confiabilidad ( $\beta$ ), que se define como el negativo del inverso de la función acumulativa de la distribución normal estándar aplicada a  $P_f$ ,

es decir  $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$  (Ditlevsen & Madsen, 1996). Un valor mayor de  $\beta$  indica que el sistema está en un estado más seguro, mientras que un valor más bajo o negativo indica una mayor probabilidad de falla.

Entre los métodos del análisis de confiabilidad para calcular las probabilidades de falla, la técnica estándar de Simulación de Monte Carlo (SMC) es la más simple y ampliamente utilizada. Sin embargo, cuando las probabilidades de falla son pequeñas, como suele ser en el análisis de confiabilidad estructural, se requiere una gran cantidad de muestra, lo que resulta costoso en términos de tiempo y recursos informáticos (Song & Kawai, 2023). Por lo tanto, es necesario considerar métodos alternativos que evalúen directamente la variable de entrada en la función de estado límite. La Simulación de Hipercubo Latino (SHL) puede sustituir al muestreo de importancia de SMC, ahorrando más del 50% del esfuerzo de procesamiento (Dang et al., 2023a). Dado el alto requerimiento de recursos computacionales, la mayoría de los estudios relacionados a la confiabilidad estructural (Bezih et al., 2015; Dang et al., 2023a; Jara et al., 2023) se centran en la variabilidad de materiales en el rango no lineal en sistemas tipo pórtico. Estos estudios prefieren los sistemas pórtico debido al menor esfuerzo computacional necesario en comparación con los sistemas muro-pórtico. El modelado de muros generalmente emplea elementos finitos tipo área que requieren enmallados muy refinados, aumentando significativamente la capacidad informática requerida y limitando el número de variables estocásticas que se puedan considerar (Camata et al., 2022; Ozkul et al., 2019; Tilekar & Joshi, 2023).

Por ejemplo, Nguyen & Shin, (2021) exploraron la incertidumbre en los movimientos del suelo cercanos a la falla en sistemas pórtico de CR de baja altura, utilizando el parámetro de la velocidad de onda de corte  $V_s$  junto con la incertidumbre de los materiales a través de las variables de

esfuerzo a compresión  $f'_c$  y esfuerzo de fluencia  $f_y$ . El parámetro  $V_s$  ha sido comúnmente empleado para evaluar la respuesta sísmica (Ghandil & Behnamfar, 2017; Hokmabadi et al., 2014; Mishra & Samanta, 2023), ya que una baja magnitud de  $V_s$  hace que los cimientos sean más flexibles, aumentando así los desplazamientos y aceleraciones en los pisos. El objetivo de Nguyen & Shin, (2021) fue evaluar la importancia de los efectos de la ISE en la respuesta estructural, utilizando la deriva máxima y totales de entrepiso como indicadores para cada uno de los escenarios de base empotrada y flexible. Sus hallazgos revelaron que estos sistemas son sensibles en la capacidad de ductilidad de la estructura en un rango de  $V_s$  entre valores de 250 hasta 360 m/s.

Por todo lo anterior, se puede identificar una escasez de investigación acerca de la confiabilidad de sistemas estructurales con resistencia lateral basados en muros de CR al considerar los efectos de la ISE fuera del rango elástico. Esto se debe al alto compromiso de recursos computacionales, tiempos de ejecución y las limitaciones en la cantidad de variables que se pueden incorporar de manera estocástica en la confiabilidad estructural sin comprometer el análisis. Como alternativa, la presente investigación implementa el método de barra-enlace, en el que los muros se modelan como columnas anchas para simular su comportamiento equivalente, conectándolos al sistema pórtico mediante elementos de enlace de corte. Este enfoque ha sido implementado con éxito en diferentes estudios (Camata et al., 2022; Ozkul et al., 2019; Tilekar & Joshi, 2023), logrando para la presente investigación simplificar el análisis y reducir el costo computacional asociado a la ISE, los análisis no lineales, la confiabilidad estructural y al modelamiento numérico de sistemas estructurales muro-pórtico anteriormente discutidos.

De esta manera, se permitió identificar cómo influye la ISE en el índice de confiabilidad de los sistemas muro-pórtico ubicados en zona de alta sismicidad en el rango inelástico. Para ello, se

exploraron seis escenarios diferentes, combinados a partir del diseño de experimentos  $2^2$  (dos factores con dos niveles), que representaron las características particulares del suelo y el número de pisos de las edificaciones específicas de Bucaramanga (Santander), Colombia. Se utilizó la técnica de Simulación de Hipercubo Latino (SHL) para generar 10,000 muestras de variabilidad en la resistencia del concreto y el acero de refuerzo. Utilizando códigos de programación y la integración del software SAP 2000® versión 25.0.0 (Computers and Structures Inc., 2023) y Matlab® versión R2023b (Natick, 2023) a través de la Interfaz de Programación de Aplicaciones Abierta (OAPI, por sus siglas en inglés), se determinó el índice de confiabilidad en la función de estado límite de deriva total inelástica como métrica de evaluación. Los resultados permiten comparar el impacto de la ISE en la confiabilidad de los sistemas muro-pórtico en zonas de alta sismicidad con los obtenidos en un análisis de base empotrada para diferentes condiciones de altura y tipo de suelo.

## **2. PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN**

¿Cómo influye la interacción suelo-estructura en el índice de confiabilidad de sistemas estructurales muro-pórtico localizados en alta sismicidad para diferentes escenarios de número de pisos, tipo de suelo y variabilidad en la resistencia del material?

## **3. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN**

La interacción suelo-estructura reduce el índice de confiabilidad e incrementa la probabilidad de falla de los sistemas estructurales muro-pórtico de mediana altura ubicados en zona de alta sismicidad. Este impacto está en función de la altura del edificio, la variabilidad en la resistencia de los materiales empleados en la construcción, el tipo de suelo sobre el que se asienta la estructura y el tipo de cimentación, presentando desplazamientos máximos excesivos en la respuesta elástica no lineal al incluir la flexibilidad de la base.

## 4. OBJETIVOS

### 4.1. Objetivo general

- ✓ Evaluar la variación del índice de confiabilidad de edificaciones de concreto reforzado con sistema estructural muro-pórtico de disipación especial de energía, utilizando modelos analíticos representativos de las estructuras existentes del municipio de Bucaramanga integrando análisis no lineal e interacción suelo-estructura en distintos escenarios de número de pisos y propiedades mecánicas del suelo.

### 4.2. Objetivos específicos

- ✓ Establecer sistemas representativos considerando las combinaciones de número de pisos y propiedades mecánicas del suelo, obtenidas a través de la teoría del diseño estadístico de experimentos.
- ✓ Calcular la respuesta estructural no lineal de los sistemas representativos implementando un modelo simplificado de interacción suelo-estructura.
- ✓ Determinar los índices de confiabilidad con base en un método de la teoría de confiabilidad estructural, implementando los resultados obtenidos en los distintos sistemas muro-pórtico.

## 5. ALCANCES

La presente investigación, evalúa el índice de confiabilidad en la respuesta estructural no lineal de sistemas de muro-pórtico incorporando la interacción suelo-estructura. Las etapas y actividades necesarias para su desarrollo están influenciadas por las limitaciones del presente capítulo.

### 5.1. Escenario de Investigación

Se establecen diferentes escenarios mediante un diseño de experimentos factorial 2<sup>2</sup>. El estudio experimental se limitará a variar dos factores: el número de pisos, que se considerará en el rango de 10 a 20 pisos y la velocidad de onda de corte, en el rango de 249.0 m/s a 324.5 m/s. Estos escenarios exhiben una disposición y distribución de elementos estructurales en una planta típica, que es convencional, artificial y representativa de los sistemas muro-pórtico ubicados en la zona sísmica de Bucaramanga (Santander, Colombia) destinados para uso residencial.

### 5.2. Especificaciones y Consideraciones de Diseño

Los elementos estructurales se diseñarán bajo la condición de apoyo empotrado y en el rango elástico-lineal, conforme a las especificaciones de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). El depósito de suelo del análisis se considerará homogéneo y se evaluará para condiciones de cimentación superficial, que es la tipología más comúnmente utilizada en las oficinas de diseño de la ciudad de Bucaramanga. Se contemplarán como opciones de cimentación: zapata aislada, zapata corrida y/o losa de cimentación. No se tomarán en cuenta los efectos de las presiones pasivas horizontales contra el cimiento ni las presiones originadas por niveles freáticos.

### 5.3. Modelado y Análisis Estructural

La interacción suelo-estructura seguirá el enfoque simplificado conocido como subestructura, donde el suelo se representa con resortes lineales (Asadi-Ghoozhdi & Attarnejad, 2020; Firoj et al., 2022; Zhang et al., 2022). Estos resortes responderán principalmente a las cargas que actúan en paralelo a su eje, sin verse significativamente afectados por las cargas perpendiculares. Esta consideración se basa en las recomendaciones de la guía FEMA P-2091 (Federal Emergency Management Agency, 2020), que indica que la flexibilidad horizontal tiene un impacto menor en el comportamiento estructural comparado con la flexibilidad vertical y rotacional.

Los modelos constitutivos para el tratamiento no lineal de los materiales serán los basados en la elasticidad lineal y no lineal. El análisis no lineal será de tipo estático con plastificación progresiva, comúnmente conocido como *pushover* y se utilizará rotulación de tipo concentrada. El punto de desempeño en el rango no lineal se evaluará mediante el método dispuesto por la ATC-40 (Applied Technology Council - ATC, 1996) y la ASCE/SEI 41-17 (American Society of Civil Engineers - ASCE, 2017). El análisis no lineal del sistema muro-pórtico se realizará en tres dimensiones (3D). Dadas las limitaciones computacionales de esta investigación y las capacidades del software SAP2000® (Computers and Structures Inc., 2023), se empleará un análisis de columna equivalente, conocido como barra-enlace, para simular la respuesta no lineal del muro, como se ha implementado con éxito en otros estudios (Camata et al., 2022; Ozkul et al., 2019; Tilekar & Joshi, 2023). Será crucial comparar estas suposiciones con todos los sistemas abordados en el diseño experimental y calibrarlas para obtener una respuesta representativa, garantizando la fiabilidad y la precisión de los resultados obtenidos.

#### **5.4.Herramientas de Software**

El lenguaje de programación para conectar las diferentes disciplinas, como el análisis no lineal, la interacción suelo-estructura y la confiabilidad estructural, será Matlab® versión R2023b (Natick, 2023). El software de modelado de elementos finitos seleccionado para esta investigación es SAP 2000® (Computers and Structures Inc., 2023), el cual, a través de la OAPI (Open Application Programming Interface), permite la vinculación e integración con Matlab® (Natick, 2023).

#### **5.5.Análisis de Confiabilidad**

Se considerarán dos tipos de incertidumbres: las paramétricas, relacionadas con los parámetros del modelo, como la variabilidad en la resistencia del material, y las estructurales, que pueden ser inducidas por posibles errores de modelado. Estas últimas pueden surgir de simplificaciones, como la representación del muro como columna ancha, el cálculo de momentos-curvatura a partir de formulaciones basadas en la compatibilidad de deformaciones, el equilibrio de fuerzas internas y los modelos constitutivos de los materiales. Dadas las simplificaciones asumidas, estas incertidumbres serán gestionadas y controladas a lo largo de cada fase del proyecto. Se llevará a cabo una evaluación y comparación sistemática de todas las suposiciones o simplificaciones realizadas en el modelado, contrastándolas con los resultados obtenidos mediante un enfoque más robusto en el software SAP2000® (Computers and Structures Inc., 2023).

La variabilidad en la resistencia de los materiales se representará a través de los esfuerzos de compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último del acero. Propiedades como la geometría y diseño de los elementos, cargas gravitacionales (muerta y viva), cargas laterales (sismo) y las deformaciones del concreto y acero de refuerzo, se consideran variables determinísticas.

El modo de falla (estado límite) considerado en el análisis de confiabilidad del sistema estructural será el de estados límites de servicio, a partir del control de la deriva inelástica máxima, siguiendo una relación de Demanda/Capacidad (D/C). La relación de deriva máxima obtenida del punto de desempeño del análisis estático no lineal se considera como parámetro de demanda de ingeniería. La técnica de muestreo a implementar de las variables estocásticas es la Simulación de Hipercubo Latino (SHL) (Ditlevsen & Madsen, 1996), realizándose 10,000 muestras de análisis. Para detectar las respuestas atípicas (outliers) en el conjunto de datos obtenidos del análisis de confiabilidad, se utilizará el método intercuartil (Dang et al., 2023b).

## 6. DESCRIPCIÓN DEL DOCUMENTO

El contenido que se presenta a continuación aborda tres áreas fundamentales de la ingeniería estructural: la Interacción Suelo-Estructura (ISE), el análisis estático no lineal de plastificación progresiva (*pushover*), y el Análisis de Confiabilidad Estructural (ACE). Se proporcionarán definiciones y explicaciones clave para facilitar la comprensión de los términos, la interpretación de los resultados y las discusiones pertinentes.

## 7. MARCO TEÓRICO

Colombia es un país con alta actividad sísmica debido a su ubicación en la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y América del Sur (Caballero-Castro et al., 2024; Lagardère & Vargas, 2021). Esta situación hace que la seguridad estructural sea una prioridad clave en el diseño, construcción y modernización de los sistemas estructurales en zona de alta sismicidad. La NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) reconoce cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica: sistemas de muro de carga, sistema combinado, sistema dual y sistema pórtico. Los tres primeros presentan sistemas con resistencia lateral basados en muros estructurales, mientras que el último es un sistema reticulado resistente a momentos, compuesto por vigas y columnas. Los sistemas combinados y duales se distinguen por emplear conjuntamente los sistemas de pórtico y muros estructurales, diferenciándose en la proporción de resistencia en cortante sísmico en la base para el diseño, la capacidad de disipación de energía y la disposición del muro de corte ante cargas sísmicas y gravitacionales (W. Xu et al., 2023).

Entre 2012 y 2018, Colombia construyó en total 13,191 edificaciones en concreto reforzado (CR) que superan los 5 pisos (Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE, 2018). De acuerdo con este informe, el 15% de estas construcciones corresponden a mampostería estructural, el 48% a pórticos resistentes a momento de CR y el 37% sistemas de resistencia lateral basados en muros de CR. Esto evidencia que los pórticos resistentes a momento de CR son uno de los sistemas de resistencia sísmica más empleados, debido a su facilidad de construcción y buen comportamiento bajo cargas verticales. Sin embargo, a medida que el suelo no urbanizado se ha vuelto escaso, ha aumentado la necesidad de edificios de gran altura (Al Agha et al., 2020). Esto ha hecho que los sistemas de pórtico de CR sean más susceptibles a sufrir daños estructurales al

ser sometidos a sismos de moderada a alta intensidad (Barzgar Torghabeh et al., 2023; Samanta & Swain, 2019). Por lo tanto, el uso de sistemas de resistencia lateral basados en muros de CR se presenta como una alternativa adecuada para prevenir daños durante eventos sísmicos (Ahkam et al., 2022).

La NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) especifica dos pasos básicos para el diseño sísmico de edificios de CR: (i) Dimensionar los elementos estructurales para cumplir con los requisitos de deriva establecidos en el Capítulo A.6, calculados a partir de las fuerzas sísmicas ( $F_s$ ) desarrolladas por la estructura con un comportamiento elástico, y (ii) Verificar que las secciones cumplan con los requisitos de resistencia para combinaciones de carga última, donde las fuerzas sísmicas de diseño ( $E_s$ ) corresponden al estado límite de resistencia. El factor utilizado para reducir las fuerzas  $F_s$  y obtener las fuerzas  $E_s$  se conoce como factor de modificación de la respuesta estructural o coeficiente de disipación de energía ( $R$ ), el cual se define explícitamente en la Tabla A.3-2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) para cada tipo de sistema estructural en particular.

Aunque los procedimientos de análisis elástico son suficientes para predecir la capacidad elástica de las estructuras hasta la primera fluencia, los mecanismos de falla y la redistribución de las fuerzas de inercia debido a la fluencia progresiva no pueden predecirse con fiabilidad *a posteriori*, lo que requiere la implementación de análisis no lineales (Acharjee, 2023; Camata et al., 2022; Fatahi & Tabatabaiefar, 2014). Estos procedimientos ayudan a comprender mejor el comportamiento de las estructuras sometidas a grandes cargas sísmicas que exceden la capacidad elástica de la estructura y presentan la posibilidad de un colapso progresivo (Pokhrel & Bandelt, 2019). Entre estos procedimientos, el análisis no lineal estático de plastificación progresiva,

conocido como "*pushover*", es comúnmente utilizado por su simplicidad y bajo costo computacional en comparación con el análisis no lineal tiempo-historia (Flores Vega, 2021; Peng et al., 2023; Zhou et al., 2023).

### **7.1. Análisis Estático No Lineal de Plastificación Progresiva (*pushover*)**

El análisis estático no lineal de plastificación progresiva, *pushover*, es un procedimiento que permite determinar la capacidad de la estructura y compararla con la demanda probable ante un evento natural. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura (Peng et al., 2023). Por otro lado, la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus componentes (Birzhandi & Halabian, 2020).

En el análisis *pushover*, la edificación es empujada gradualmente hasta que se produce un mecanismo de colapso, utilizando como principal característica de deformación la forma del primer modo de vibración (Bararnia et al., 2018). Con un patrón de carga lateral predefinido a lo largo de la altura de la edificación y aumentando progresivamente la magnitud de esta carga, se registran el desplazamiento de la cubierta y el cortante incremental en la base. Este procedimiento genera y traza la Curva de Capacidad de Empuje (curva cortante – desplazamiento), que se ilustra en la Figura 1. Dicha curva puede ser reemplazada por una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva ( $K_e$ ), la resistencia a la fluencia efectiva ( $V_y$ ), la rigidez efectiva del modelo estructural ( $\alpha_i K_e$ ) y el cortante máximo de la base ( $V_d$ ). Esto permite estimar la carga sísmica lateral última que la estructura puede soportar, así como la máxima deformación inelástica antes de que la estructura falle (Zhou et al., 2023).

Los métodos actuales para efectuar los análisis no lineales, como los dispuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, Federal Emergency Management Agency) y la

Comisión de Seguridad Sísmica de California (CSSC, American Society of Civil Engineers) (FEMA, 2005; NEHRP, 2010), se basan en representar las propiedades no lineales de la estructura mediante la curva de cortante – desplazamiento, teniendo en cuenta la respuesta no lineal de los materiales. Se ha encontrado que, en comparación con los análisis no lineales tiempo-historia, los análisis *pushover* no presentan diferencias significativas en dicha curva (Zhou et al., 2023). Esto sugiere que esta metodología puede proporcionar resultados confiables para evaluar el desempeño sísmico de una estructura, con la ventaja de ser más simple y requerir menos recursos computacionales que los análisis dinámicos detallados.

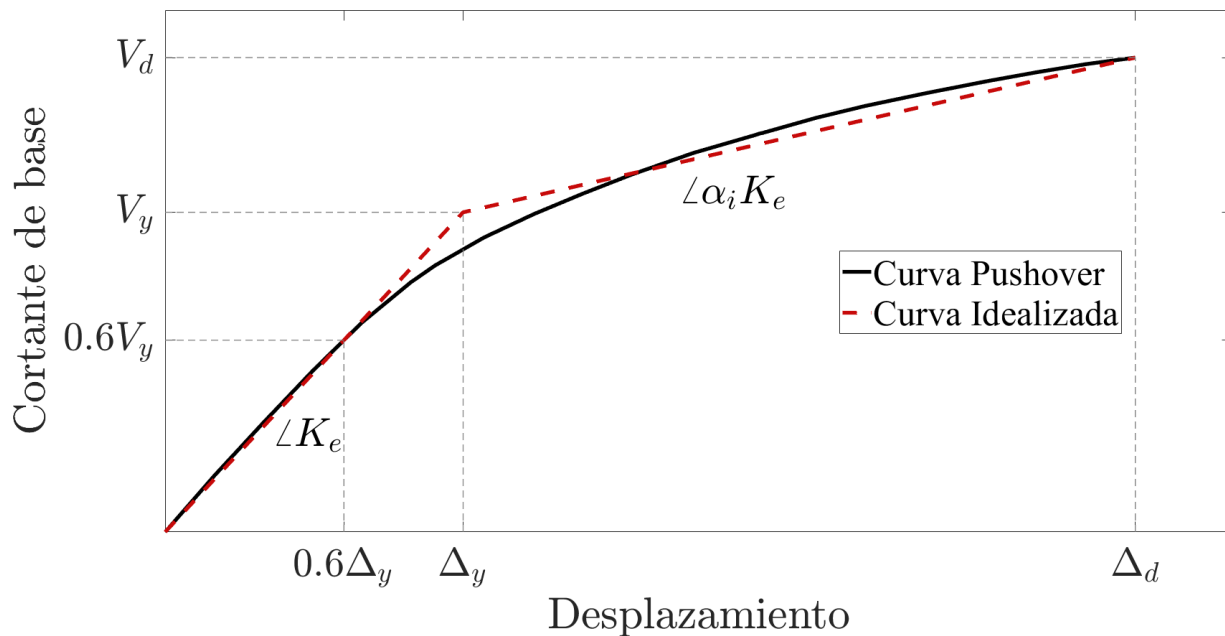


Figura 1 Curva de capacidad de empuje y su idealización linealizada.  
Fuente: Adaptado de (American Society of Civil Engineers - ASCE, 2017)

La no linealidad del material incorpora la deformación plástica de los miembros estructurales en función de las propiedades de los materiales. Para esto, es necesario definir las propiedades no lineales de cada componente de la estructura, basadas en sus capacidades de resistencia y deformación y los supuestos de modelado (Pokhrel & Bandelt, 2019). La inelasticidad se puede

modelar en ubicaciones concentradas en el extremo del miembro o distribuirse a lo largo de la longitud del miembro.

Un enfoque comúnmente utilizado es el de la rótula plástica concentrada, en el cual se agrupa toda la deformación plástica en los extremos del miembro, como se muestra en la Figura 2. Este enfoque trata el comportamiento elástico del material de una manera aproximada pero computacionalmente eficiente. De este modo, permite obtener los valores de rotación máximos del elemento a partir de las curvaturas últimas de la sección (Almeida & Bandelt, 2024; Barbagallo et al., 2023; Dang et al., 2023a; Pokhrel & Bandelt, 2019).

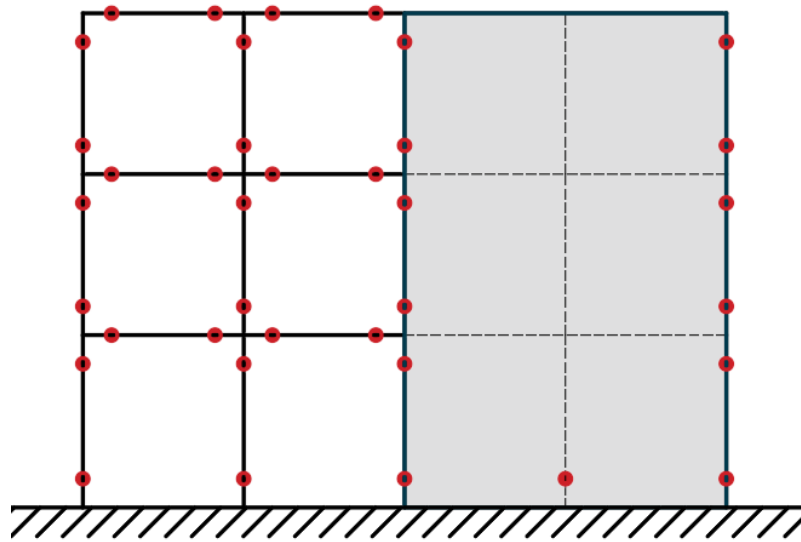


Figura 2 Ubicación de rótulas concentradas en los extremos de los miembros.  
Fuente: Adaptado de (Jiang et al., 2023)

Las propiedades de estas rotulaciones concentradas son definidas por el ingeniero mediante el análisis de momento-curvatura ( $M - \phi$ ) para representar la capacidad de momento plástico de los elementos (ASCE, 2014). Estas curvas  $M - \phi$  representan la inelasticidad del material en la longitud de la rótula plástica a partir de una curva idealizada como una respuesta elástica perfectamente plástica, basada en el equilibrio energético, como se muestra en la Figura 3. En

dicha figura,  $\phi_y$  y  $M_y$  representan la curvatura y momento de fluencia correspondiente a la etapa en la que se alcanza por primera vez el límite elástico en la barra de refuerzo,  $M_{ne}$  es el momento nominal calculado según las propiedades esperadas del material y una deformación del concreto de 0.003, conforme a lo establecido en el Artículo C.10.2.3 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) para el estado de resistencia nominal,  $\phi_u$  representa la curvatura de capacidad última alcanzada,  $\phi_Y$  y  $M_p$  se refieren a la curvatura y momento de capacidad plástica idealizada del miembro sísmico crítico (State of California Department of Transportation, 2019).

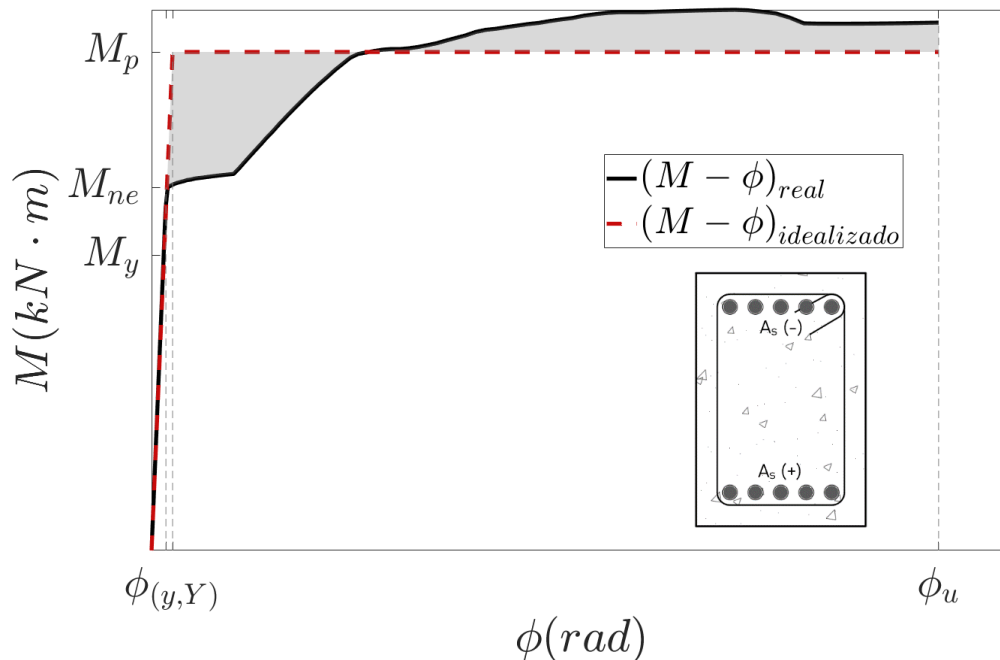


Figura 3 Diagrama momento-curvatura real e idealizado.

Fuente: Adaptado de (State of California Department of Transportation, 2019)

Como se muestra en la Figura 5, los valores obtenidos se representan mediante cinco puntos A, B, C, D y E, que definen el comportamiento de momento-curvatura en las direcciones de momento positivo y negativo de una rótula plástica de la sección. Cada curva  $M - \phi$  puede variar en función del tipo de elemento, las propiedades del material, el nivel de cargas axiales y la relación de acero longitudinal y transversal, de acuerdo con la convención y dirección especificadas en la Figura 4.

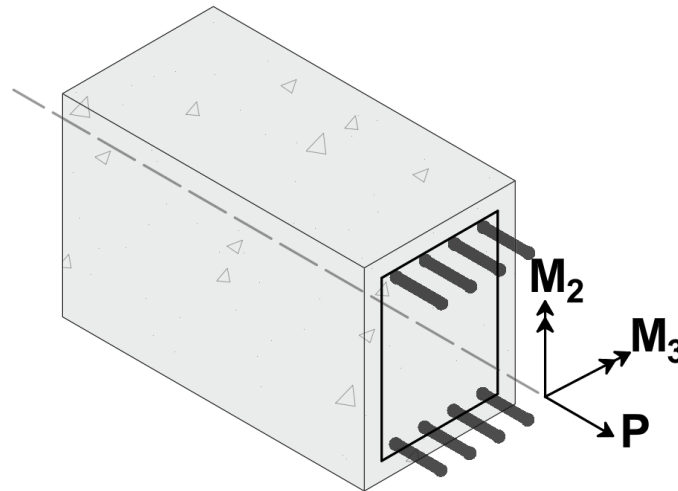


Figura 4 Definición de fuerzas y deformaciones de la sección transversal generalizadas.  
Fuente: Adaptado de (Computers and Structures, 2022; Sherif El-Tawil & Deierlein, 2001)

Las inelasticidades del material, modeladas como plasticidad concentrada en ubicaciones probables de las rótulas plásticas, se simulan en las vigas mediante rótulas de flexión (M3). Esta elección se respalda en investigaciones como las de Almeida & Bandelt, (2024); Pokhrel & Bandelt, (2019), que han identificado que los efectos de la carga axial en las vigas son insensibles a la longitud de rótula plástica.

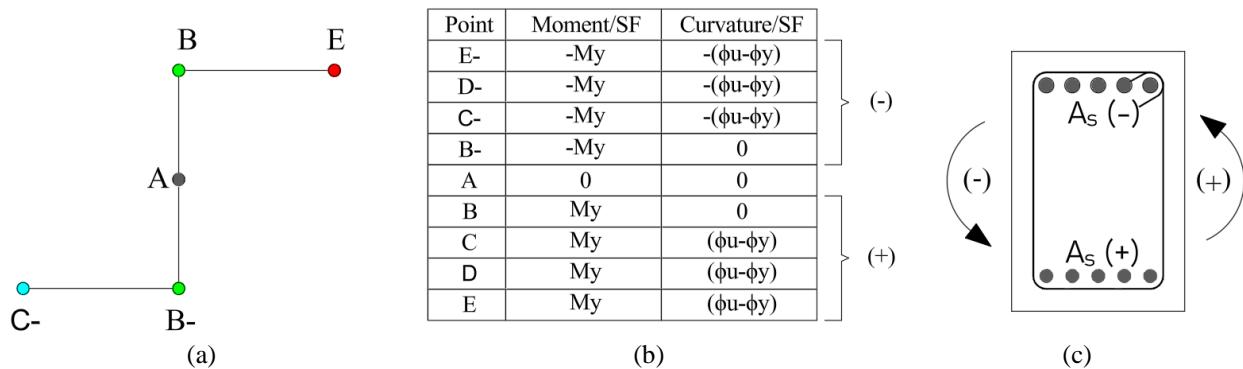


Figura 5 Información momento curvatura,  
(a) representación momento-curvatura idealizado como una respuesta elástica perfectamente plástica de una rótula plástica típica, (b) tabla de variables del momento-curvatura para cada dirección (c) sección de elemento y convención de signos.

En el caso de columnas y muros, en donde la fuerza axial y los momentos flectores interactúan entre sí, el comportamiento se simula utilizando rótulas de condiciones combinadas de flexión

axial y biaxial (P-M2-M3) (Acharjee, 2023), en estas, la sección se somete a una carga axial constante P y momentos M2 y M3 que aumentan de acuerdo con una relación fija obtenidos a través de relaciones geométricas básicas entre componentes proyectados a lo largo de los ejes M2 y M3 (Computers and Structures, 2022).

En los elementos estructurales del pórtico (columnas y vigas), la falla por cortante generalmente no se toma en cuenta, ya que estudios (Inel & Ozmen, 2006) demuestran que una resistencia a la compresión del concreto de al menos 16 MPa resulta ser suficiente para evitar fallas por cortante, incluso con espaciamentos de refuerzo transversal cercanos a los 200 mm. Esto permite que el concreto sea capaz de resistir las fuerzas de corte que se desarrollan, haciendo que el comportamiento esté dominado por la flexión. En el caso de los muros, se aplica la misma consideración, dado que la relación de aspecto entre la altura y la longitud del muro supera el valor de 2.0, lo que los convierte en elementos críticos en flexión tanto en edificios de 10 como de 20 pisos (D. Xu et al., 2023).

Estos mecanismos se concentran en zonas específicas de los elementos estructurales, lo que permite la disipación de energía y facilita la redistribución de acciones, mejorando así el comportamiento global de la estructura (Pokhrel & Bandelt, 2019). En estos puntos de control (ver Figura 6), las rótulas se activan cuando la sección de un miembro estructural alcanza un momento plástico que supera el umbral crítico, lo que permite calcular las rotaciones máximas del elemento a partir de la curvatura última y la longitud de rótula (Barbagallo et al., 2023).

La capacidad de deformación puede variar según los diferentes criterios de curvatura final y las posibles longitudes de rótulas; por ello, la literatura ha propuesto y adoptado diversas formulaciones, como las dispuestas por las ecuaciones (1) a (3) (Buckle et al., 1996; Park & Paulay,

1975; Priestley et al., 1996). A partir de estas formulaciones, los principales resultados obtenidos de un análisis *pushover* son: Curva de capacidad de empuje, rigidez global, ductilidad global, espectro de capacidad, espectro de demanda y punto de desempeño.

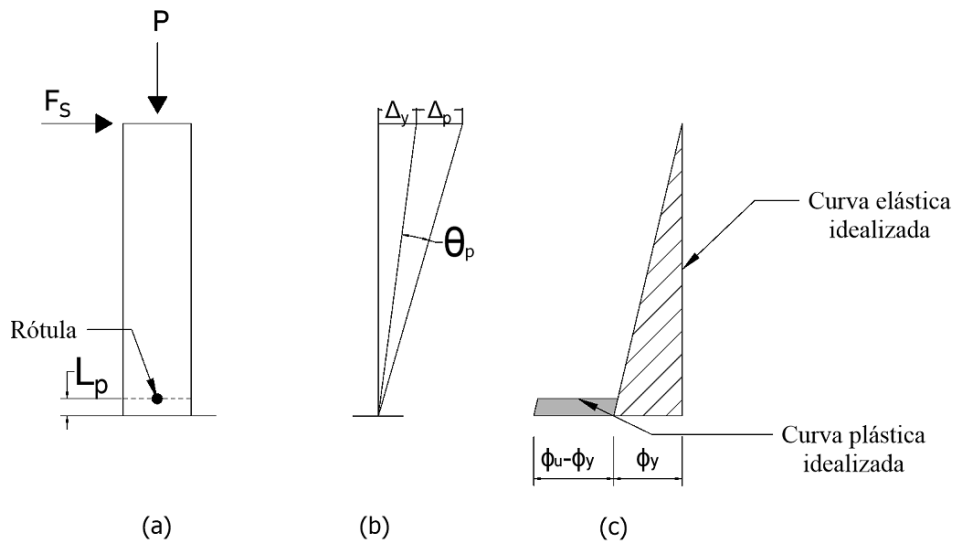


Figura 6 Base teórica de la longitud equivalente de la rótula plástica.

(a) miembro en voladizo con carga lateral  $F_s$  y vertical  $P$  (b) curvatura elástica y plástica idealizada (c) fluencia y rotación o deflexión plástica.

Fuente: Adaptado de (Inel & Ozmen, 2006; Pokhrel & Bandelt, 2019)

$$L_p = 0.5H \quad (1)$$

$$L_p = 0.044f_{ye}d_b \quad (2)$$

$$L_p = (0.08z + 0.022f_{ye}d_b) \quad (3)$$

donde

$L_p$ : Longitud de rótula plástica, (m)

$f_{ye}$ : Límite elástico esperado, (GPa)

$H$ : Altura de la sección, (m)

$d_b$ : Diámetro de la barra longitudinal, (m)

$z$ : Distancia crítica desde la sección crítica de la rótula plástica hasta el punto de inflexión, (m)

## **7.2. Interacción Suelo Estructura (ISE)**

La Interacción Suelo-Estructura (ISE) se define por el contraste en rigidez entre la cimentación y el suelo circundante. Cuando la rigidez de la estructura modifica el comportamiento del suelo subyacente, se producen efectos de interacción, lo que indica que hay un contraste de rigidez entre la estructura y el suelo (Anand & Satish Kumar, 2018). En cambio, si la cimentación es capaz de deformarse de manera similar al suelo, no se observan efectos de interacción (Vicencio et al., 2023). Sin embargo, este último escenario es poco común, dado que es difícil que la rigidez del suelo y la de la cimentación sean equivalentes.

Cuando una estructura se asienta sobre un suelo altamente competente o rocoso, es probable que el contraste de rigidez entre este suelo y la cimentación de concreto sea mínimo, lo que minimiza los efectos de la ISE (Bayraktar & Hökelekli, 2020; Pioldi et al., 2017a; Xie & Sun, 2021). Sin embargo, no es necesario recurrir a depósitos de suelo blando para que se manifiesten los efectos de interacción. Incluso en casos donde el contraste de rigidez entre la cimentación y el suelo es mínimo, la ISE puede estar presente (Anand & Satish Kumar, 2018; Hokmabadi et al., 2014; Trombetta et al., 2014; Vicencio et al., 2023; Zhao et al., 2022). Por ejemplo, si se utiliza una cimentación excesivamente rígida sobre un suelo competente, se generará un contraste de rigidez y la interacción se manifestará (Chiou et al., 2020; Shang et al., 2023; Vivek & Raychowdhury, 2017).

Según el Capítulo A.7 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), la implementación de ISE en el análisis estructural tiende a disminuir las demandas de fuerza debido al alargamiento del periodo (Ahmadi, 2019; Kaplan et al., 2021; Vivek & Raychowdhury, 2017). Sin embargo, las influencias adicionales de traslación y rotación podrían aumentar las demandas

de desplazamiento en el sistema de cimentación-estructura (Boushehri et al., 2023; Mittal et al., 2024; Scarfone et al., 2020). Por ejemplo, añadir flexibilidad a los cimientos puede provocar el balanceo de los muros de corte o de los marcos arriostrados, aumentando así las demandas en los pares de vigas que conectan los elementos de balanceo, tal como lo han señalado estudios recientes y se ilustra en la Figura 7 (Camata et al., 2022; Mishra & Samanta, 2023; W. Xu et al., 2023).

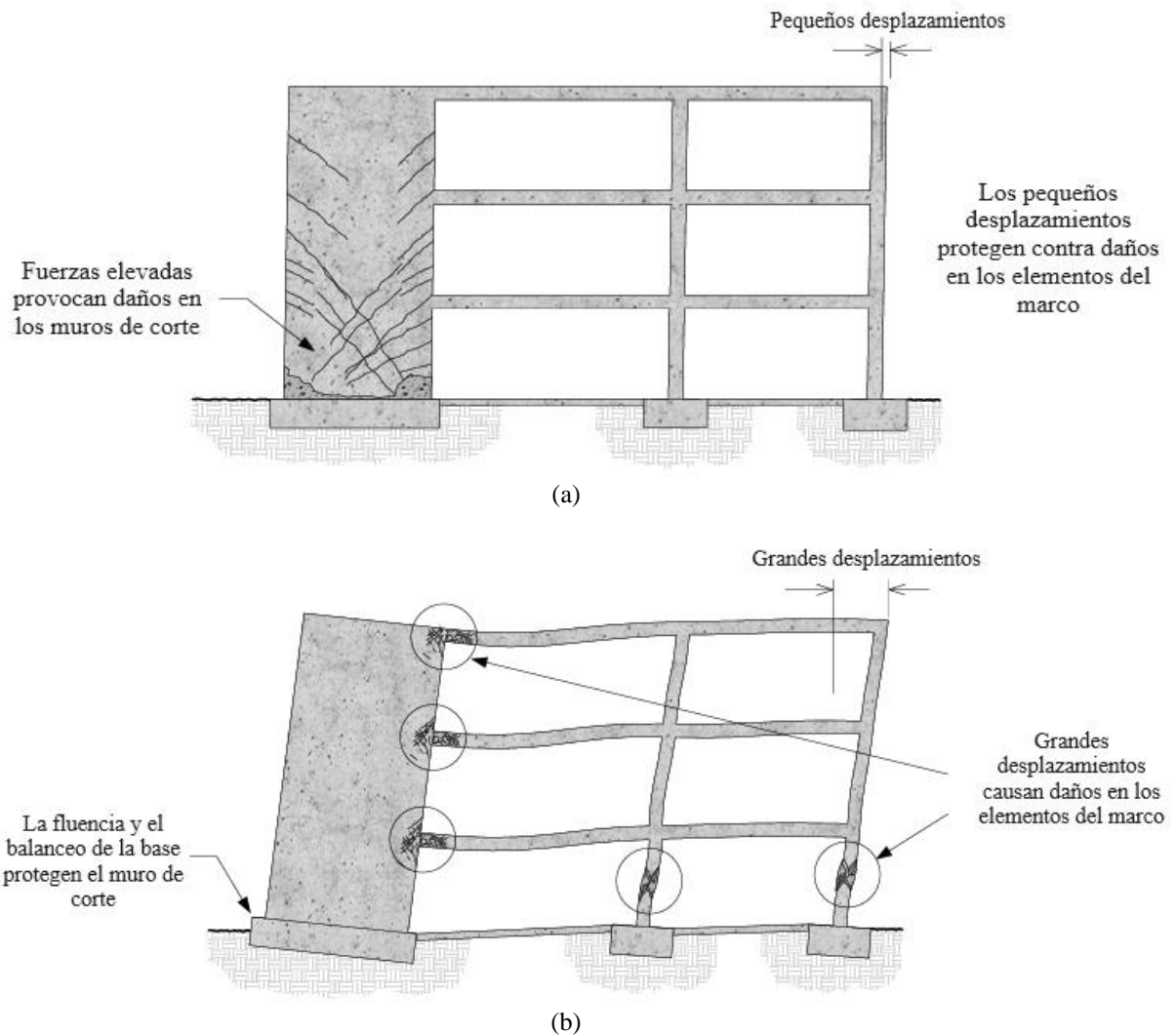


Figura 7 El impacto significativo de la flexibilidad del suelo en un sistema de muro de corte de concreto reforzado. (a) base rígida, (b) base flexible.

Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2020)

Diversos factores influyen en el grado de interacción durante la respuesta sísmica de una estructura, como se discute en el trabajo de Zhao et al. (2022). Estos factores incluyen las características de la superestructura, tales como la masa total, la rigidez lateral, la altura y la relación de esbeltez; las propiedades de la cimentación, como el tipo de cimentación, la geometría y la rigidez; las propiedades del suelo, tales como las propiedades dinámicas, la profundidad y la estratigrafía; y las características del movimiento del terreno, como la intensidad y magnitud del movimiento sísmico.

La dificultad en resolver los problemas teóricos y prácticos de construcciones sismorresistentes radica en la determinación de la información sísmológica, las propiedades mecánicas de los materiales y el estudio de los estados límites (Zhong et al., 2023). Por ello, la teoría sísmica se orienta hacia modelos de cálculo que se asemejen a condiciones reales de la construcción durante un sismo, aprovechando los avances tecnológicos y la informática aplicada. En este contexto, agregar flexibilidad a la cimentación en un modelo puede identificar redistribuciones de fuerzas de manera diferente a las supuestas en un modelo de base empotrada, como se ha observado en estudios recientes (Jara et al., 2023; Vicencio et al., 2023).

Para analizar la ISE de manera efectiva, se considera analíticamente conveniente descomponer el sistema completo en tres partes principales: la superestructura, la cimentación y el suelo. Esta descomposición permite una mejor comprensión y modelado de las interacciones complejas que ocurren durante un sismo, facilitando así la aplicación práctica de los modelos teóricos, como se muestra en la Figura 8.

Donde la ecuación matricial del movimiento puede dividirse en la ecuación de la interacción cinemática (Figura 8(a)) y ecuación de la interacción inercial (Figura 8(c)) a partir de la inclusión

de funciones de impedancia (Figura 8(b)). Los estudios indican que la interacción inercial debe considerarse debido al efecto de la flexibilidad del suelo sobre la respuesta de la estructura en el cálculo de desplazamientos inelásticos, siendo los efectos inerciales predominantes en el movimiento de entrada de balanceo en cimentaciones poco profundas (Bararnia et al., 2018; Chiou et al., 2020).

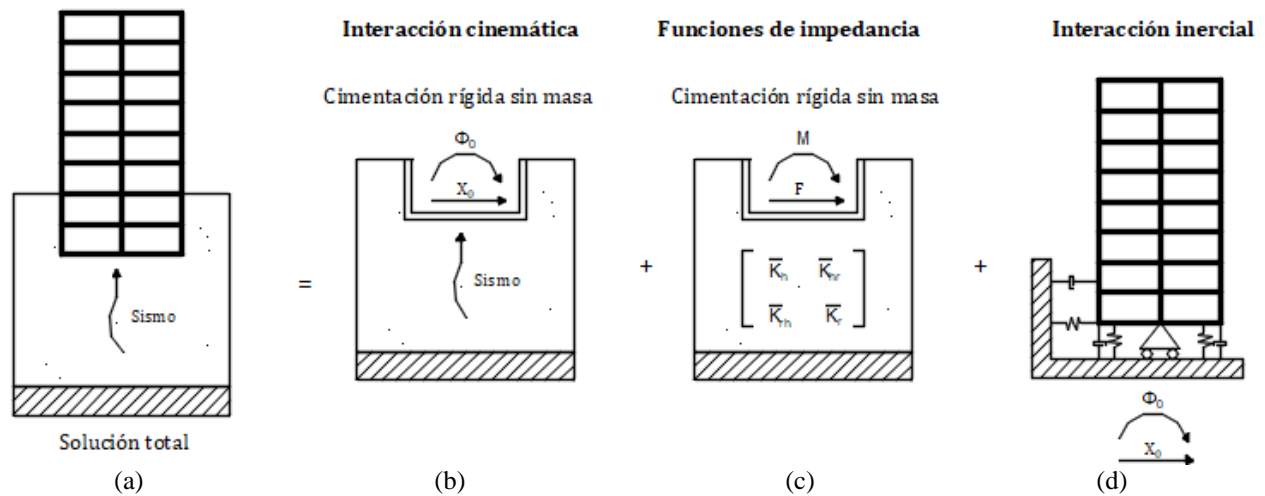


Figura 8 Descomposición al análisis de interacción.

(a) respuesta completa del sistema, (b) interacción cinemática, (c) funciones de impedancia, (d) interacción inercial.

Fuente: Adaptado de (Fernández Sola et al., 2015)

El movimiento en la superficie del suelo en ausencia de una estructura y su base se denomina movimiento en campo libre. La modificación de este movimiento al convertirse en el movimiento de entrada de la base proviene de la interacción cinemática, que describe geoméricamente cómo se produce dicho movimiento. La interacción cinemática permite calcular el movimiento necesario para resolver las ecuaciones en la interacción inercial y obtener así la respuesta completa del sistema. Esta interacción altera el movimiento de cálculo en el estudio de la interacción inercial.

En ciertos casos, la interacción cinemática puede tener un efecto nulo, lo que implica que la estructura y su cimiento se mueven de manera idéntica. Sin embargo, en otras ocasiones, la interacción cinemática adquiere una importancia notable, pudiendo incluso reducir las fuerzas

sísmicas actuantes en una edificación (Bararnia et al., 2018; Chiou et al., 2020). Esto se refleja en una disminución de la amplitud del movimiento en diversas partes de la estructura y la cimentación, lo que puede resultar beneficioso.

No obstante, estos efectos no son los únicos que se evidencian, por lo que es necesario cuantificar tanto estos efectos como los complementarios de la interacción. Esto implica incorporar el efecto del comportamiento del sistema suelo-cimentación a través de funciones de impedancia. La función de impedancia se define como la relación en estado estacionario entre una fuerza (o momento) armónica aplicada a una cimentación rígida sin masa y el desplazamiento (o rotación) resultante (Reza Tabatabaiefar et al., 2013).

Diversos métodos numéricos se han utilizado para modelar el comportamiento estructural en cimentaciones poco profundas (Abdulaziz et al., 2024; Annad et al., 2023; Fatahi & Tabatabaiefar, 2014; Mittal et al., 2024; Reza Tabatabaiefar et al., 2013; Vicencio et al., 2023). Entre estos métodos, los de microelementos, también conocido como enfoque directo, que aborda el suelo y la estructura como un medio continuo desarrollando un gran potencial en la simulación de la ISE. Sin embargo, sus cálculos son computacionalmente costosos y llevan mucho tiempo. Por tanto, en la práctica se prefieren enfoques simplificados, como el método de Winkler, conocido también como el método de subestructura, en donde las propiedades del sistema suelo-cimentación se considera a través de funciones de impedancia (Shang et al., 2023; Wani et al., 2022). El método subestructura se ha utilizado ampliamente debido a su facilidad de uso y sus bajos requisitos informáticos (Asadi-Ghoozhdi & Attarnejad, 2020; Fernández Sola et al., 2015).

En este análisis simplificado, se modela el edificio sobre resortes que representan la rigidez del sistema suelo-cimentación. Los resortes suelen estar orientados verticalmente para capturar las

rotaciones de los cimientos, que a menudo son el contribuyente dominante a los efectos de ISE (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2020).

Es común definir distintas magnitudes de las funciones de impedancia de acuerdo con la dirección en que se excita el sistema suelo-cimentación, representándolo como un conjunto de resortes  $k_s$  para cada grado de libertad en la base de la cimentación. En el caso bidimensional o plano, esta representación emplea resortes desacoplados, como se ilustra en la Figura 9. En esta figura,  $k_{sh}$  representa la rigidez horizontal, la cual modela el desplazamiento de la cimentación en relación con el desplazamiento del suelo en campo libre, estando limitada por la fricción y rigidez pasiva del suelo. Por otro lado,  $k_{sv}$  es la rigidez vertical y  $k_{sr}$  la rigidez rotacional. Estos dos últimos parámetros representan el balanceo de la estructura sobre su base debido a la compresión vertical elástica del suelo, ya sea a través del movimiento vertical de los extremos de un marco o la rotación en la base de un muro, generando un efecto importante en el periodo fundamental y la forma en la que se desplaza el edificio.

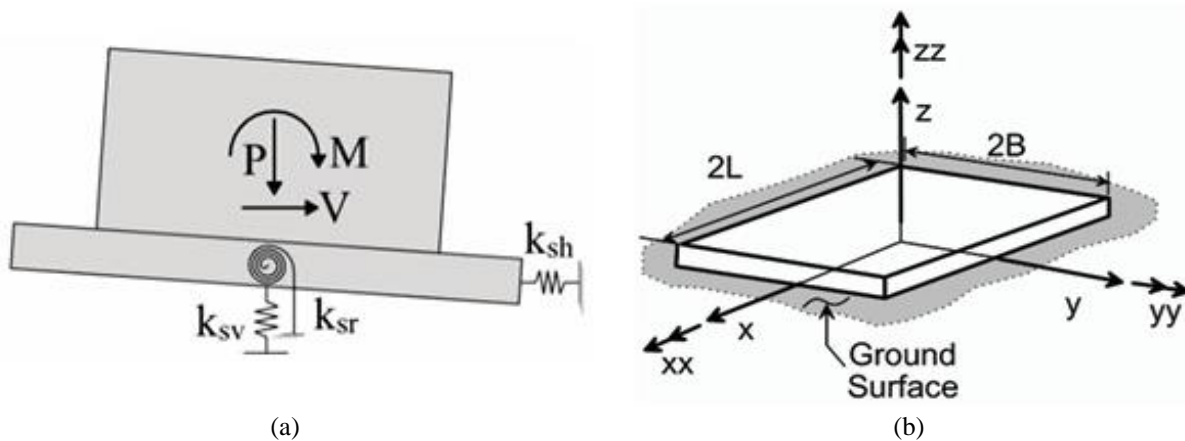


Figura 9 Resortes equivalente de suelo.  
 (a) método de fundación rígida y base flexible (b) definición y orientación de dimensiones y ejes.  
 Fuente: Extraído de (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2020)

Las ecuaciones (4) a (6) que definen la rigidez vertical, rotacional y horizontal, respectivamente, son las propuestas por la (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2020). Estas están

formuladas en términos de las características geométricas de la cimentación, como la longitud larga (L) y la longitud corta (B), así como las características del suelo, incluyendo la profundidad de desplante ( $D_f$ ), el módulo de cortante (G) y el módulo de Poisson ( $\nu$ ).

$$K_z(k_{sv}) = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.0 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left( \frac{D_f}{B} \right)^{0.8} \right] \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (4)$$

$$K_{yy}(k_{sr}) = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 1.0 + \frac{D_f}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left( \frac{D_f}{B} \right)^2 \right] \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (5)$$

$$K_x(k_{sh}) = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 1.0 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left( \frac{D_f}{B} \right)^{0.8} \right] \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (6)$$

Al aplicar el movimiento real modificado en la base de la cimentación y considerar el efecto del suelo y la estructura a través de las funciones de impedancia, se pueden calcular los efectos inerciales en la construcción. La interacción inercial se refiere a los efectos provocados por la vibración de la estructura influyendo en la respuesta dinámica esperada. Por lo tanto, este análisis es crucial para comprender cómo se modificará la respuesta dinámica estructural después de este proceso.

Al analizar un sistema que no contempla los efectos de interacción en la respuesta estructural y se dirige a estudiar su espectro, es posible que se obtengan niveles de aceleración más altos que aquellos que se consideran al incluir dichos efectos. Aunque esto puede ser beneficioso desde el punto de vista dinámico, también existe la posibilidad de que se obtenga una fuerza sísmica asociada a una aceleración espectral menor. Esta omisión puede resultar preocupante, ya que podría llevar a condiciones críticas o inseguras en el proyecto en desarrollo, como el aumento del periodo de vibración propio y la modificación del amortiguamiento en cuanto a movimientos absolutos y respecto al campo libre (Vivek & Raychowdhury, 2017). Otras investigaciones han

abordado cómo la ISE afecta la capacidad y el desempeño de las estructuras (Bayraktar & Hökelekli, 2020; Firoj et al., 2022; Nguyen & Shin, 2021; Ozkul et al., 2019; Requena-Garcia-Cruz, Romero-Sánchez, et al., 2022; W. Xu et al., 2023; Zhou et al., 2023). Se ha encontrado que la ISE puede reducir la capacidad estructural en más del 12% y aumentar los niveles de daño en comparación con un modelo de base fija (Requena-Garcia-Cruz, Romero-Sánchez, et al., 2022). Además, al evaluar la probabilidad de exceder un estado de daño a través de curvas de fragilidad, se ha observado un incremento superior al 20% en la probabilidad de alcanzar niveles de daño severo (Farid et al., 2018). Por lo tanto, al analizar la seguridad sísmica mediante la relación capacidad/demanda, se ha determinado que la inclusión de la ISE disminuye la capacidad de la estructura, empeorando su comportamiento sísmico, afectando el nivel de daño esperado en comparación con un modelo de base fija y aumentando la fragilidad, lo que puede traducirse en pérdidas económicas (Cortez et al., 2022; Mittal et al., 2024; Ozkul et al., 2019; W. Xu et al., 2023; Yazdani et al., 2017).

### **7.3. Análisis de Confiabilidad Estructural (ACE)**

El objetivo de cualquier diseño estructural es garantizar la seguridad y la economía de la estructura que opera en un entorno determinado. Para este propósito, los diseñadores siempre verifican si la capacidad de la estructura excede la demanda, como se evidencia en la ecuación (7) (Bathurst et al., 2017).

$$\text{Capacidad}(C) > \text{Demanda}(D) \quad (7)$$

Mientras esta condición se cumpla, la seguridad de la estructura para su propósito previsto está asegurada. En este proceso, el diseñador emplea valores predeterminados para diferentes parámetros de diseño como: la geometría, la propiedad del material, las condiciones de contorno

y las cargas. Sin embargo, la experiencia muestra que existe una diferencia significativa entre estos parámetros de diseño fijos y sus valores reales durante las operaciones. Esto se debe a que los sistemas estructurales presentan inherentemente incertidumbres debido a la imprevisibilidad de los fenómenos naturales, que solo pueden describirse probabilísticamente (Dang et al., 2023a). Por lo tanto, la evaluación de confiabilidad o el riesgo en el diseño de estructuras se puede definir como el procedimiento para incorporar sistemáticamente la incertidumbre, garantizando así la seguridad y la economía.

En este contexto, el factor del diseño basado en la seguridad, a menudo mencionado en diferentes códigos, se refiere a la relación de capacidad (C) y demanda (D), definida como estado límite. Para la evaluación de la confiabilidad, es necesario establecer una función de estado límite  $g(C, D)$ , incorporar la incertidumbre mediante variables aleatorias y el empleo de métodos de confiabilidad para estimar la probabilidad de falla. Diversas investigaciones (Bathurst et al., 2017; Lee & Jeon, 2022; NEHRP, 2010; Peng et al., 2023; Ruiz et al., 1969) han permitido estimar la confiabilidad en estados límites simples considerando los términos de C y D, evaluando el estado límite a través de la relación de desempeño lineal entre demanda y capacidad. Matemáticamente, esto se puede representar mediante la función (8) (Bathurst et al., 2017).

$$g(C, D) = \frac{D}{C} - 1 \quad (8)$$

Las diferentes incertidumbres que se pueden presentar debido a diversos parámetros de diseño, como las propiedades del material, las características geométricas y las conexiones semirrígidas, se identifican como los principales parámetros que afectan las estructuras, superando las condiciones de contorno y de carga (Dang et al., 2023b). En estudios relacionados con estados

límites bajo condiciones de desplazamientos inelásticos, se ha encontrado que la propiedad del material a niveles de esfuerzos son las más sensibles y significativas (Dang et al., 2023a).

En cuanto a las propiedades de los materiales, varios autores han considerado los efectos de las incertidumbres en estas propiedades a partir del cálculo de esfuerzos como se evidencia en la Figura 10. Para el concreto, se ha utilizado la resistencia a la compresión ( $f'_C$ ), mientras que para el acero se han considerado la resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) y la resistencia última ( $f_u$ ) (Bezih et al., 2015; Dang et al., 2023a; Jara et al., 2023). El modelado de las incertidumbres de estas variables requiere un análisis estadístico de los datos provenientes de pruebas de laboratorio, lo cual permite describir la distribución, la media ( $\mu$ ) y la desviación estándar ( $\delta$ ) de dichas variables (Bezih et al., 2015).



Figura 10 Esquema del procedimiento general del análisis estocástico de propiedades de los materiales. (a) propiedades constantes, (b) propiedades aleatorias, (c) enfoque estadístico.

Fuente: Adaptado de (Dang et al., 2023b)

En el análisis de confiabilidad estructural, la Simulación de Monte Carlo (SMC) se ha empleado ampliamente para muestrear dichas variables basándose en su comportamiento estadístico (Dinh et al., 2024). En lugar de aproximar o sustituir la función de estado límite, la SMC tiene como objetivo muestrear la variable de entrada y evaluar directamente la función de estado límite repetidamente (Yazdani et al., 2017). Sin embargo, el muestreo repetido en condiciones donde la

probabilidad de falla es extremadamente pequeña, como ocurre en la confiabilidad estructural, requiere de altos recursos informáticos y tiempos de ejecución (Song & Kawai, 2023). Para mitigar estos costos computacionales excesivos, diversas literaturas han propuesto y examinado una amplia variedad de técnicas que reducen hasta el 50% de los recursos necesarios. Entre estas técnicas se encuentra la Simulación de Hipercubo Latino (SHL) (Dang et al., 2023a).

La SHL incluye una reducción de la correlación en los datos de entrada para el análisis estocástico de elementos finitos. El control de correlación requiere que el número de ejecuciones sea mayor que el número de variables estocásticas en el problema. En muchos casos, esto relaja considerablemente la restricción en el número de realizaciones necesarias (Olsson et al., 2002).

En SHL, para dos variables de entrada y cinco realizaciones, la muestra se distribuye en todo el espacio de muestreo requiriendo una imagen para cada fila y columna como se evidencia en la Figura 11. Si se hubiera elegido un número arbitrario de realizaciones en todo el espacio de muestreo de forma completamente aleatoria, como es el caso de SMC, existiría el riesgo de que se forme un grupo y algunas partes del espacio de muestreo no se investiguen.

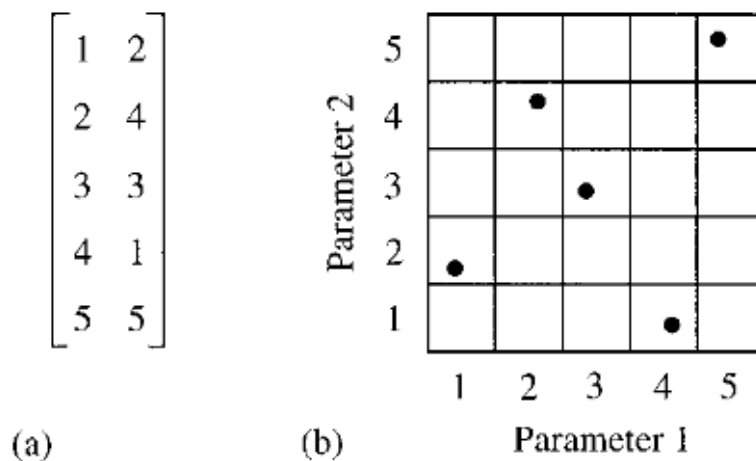


Figura 11 Simulación Hipercubo Latino para dos variables y cinco repeticiones.  
 (a) Matriz 5x2 (b) Ilustración matriz 5x2  
 Fuente: Extraído de (Olsson et al., 2002)

## 8. METODOLOGÍA

Para responder a la pregunta de investigación, la metodología desarrollada en este proyecto se enfocó en evaluar la influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la respuesta no lineal de sistemas muro-pórtico. Se integró la variabilidad en la resistencia de los materiales para simular la calidad de estos en el proceso constructivo bajo diferentes escenarios de condiciones de suelo y altura del edificio. La metodología se dividió en cuatro fases generales, cada una con sus respectivas actividades.

### 8.1. Primera fase: Identificación y construcción de escenarios de investigación

Con el objetivo de establecer los niveles de los dos factores a analizar en el diseño de experimentos factorial  $2^2$ , se llevó a cabo un análisis de diversas fuentes de información, incluyendo (Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE, 2018b, 2018a; Secretaría de Planeación, 2022; Servicio Geológico Colombiano, 2018). Este análisis permitió identificar las características comunes de los sistemas muro-pórtico existentes en el Área Metropolitana de Bucaramanga (AMB) (Secretaría de Planeación, 2022).

En primer lugar, se consultó el Censo de edificaciones (CEED) proporcionado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) para identificar las alturas de los sistemas estructurales muro-pórticos proyectados y construidos en la ciudad de Bucaramanga, Santander, Colombia (Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE, 2018b). Simultáneamente, se obtuvo del Servicio Geológico Colombiano (SGC) el valor promedio de la velocidad de onda cortante en los primeros 30 metros de profundidad ( $V_s30$ ) para Colombia (Servicio Geológico Colombiano, 2018).

En una investigación previa (Oliveros-Caicedo et al., 2023), se identificaron en el AMB diferentes perfiles de suelos, que varían desde aquellos con rigidez media (Perfil B) hasta depósitos de suelo blando (Perfil D), con valores de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) que oscilan entre  $249.66 \text{ m/s}$  hasta  $939.36 \text{ m/s}$ , como se especifica en la Figura 12. Estos datos fueron obtenidos del reporte del Servicio Geológico Colombiano, (2018) mediante el uso de la herramienta de información georreferenciada ArcMap (ESRI, 2021). Para identificar las velocidades existentes en el Municipio de Bucaramanga, Santander, Colombia, se superpusieron e intersecaron las capas georreferenciadas del casco urbano con los valores de  $V_{s30}$ .

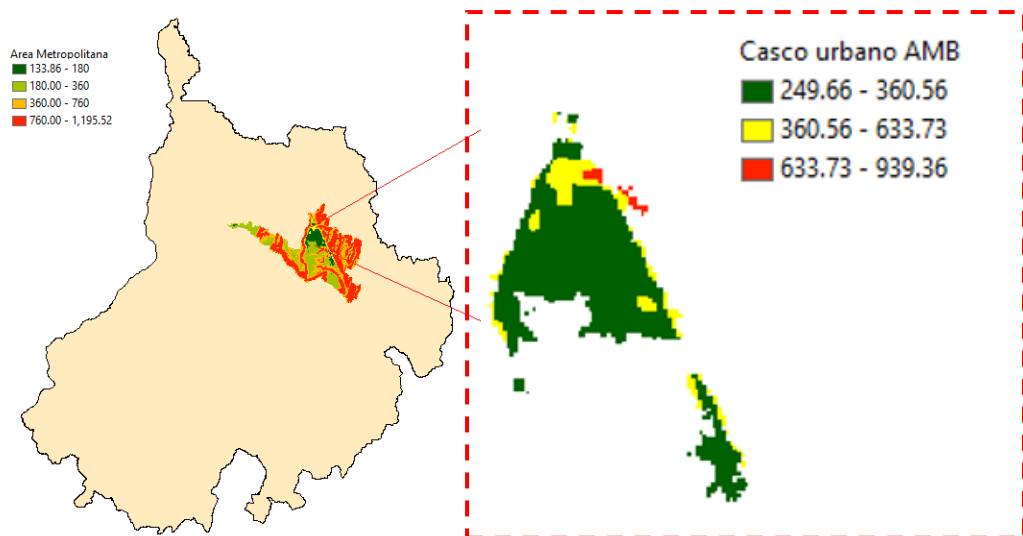


Figura 12 Velocidad de onda de corte en m/s de Bucaramanga, Santander, Colombia.  
Fuente: Autora a través de (ESRI, 2021)

En la investigación mencionada, se evaluó la influencia de la ISE en la respuesta estructural de nueve modelos característicos bajo condiciones de base empotrada y base flexible. Estos modelos tenían alturas que varían entre 10 y 20 pisos, y  $V_s$  entre  $249 \text{ m/s}$  y  $400 \text{ m/s}$ , obtenidas del diseño de experimentos  $2^2$  con puntos axiales y punto al centro. Se determinó que, para  $V_s$  menores a  $360 \text{ m/s}$ , factores como el periodo fundamental, participación modal, deriva elástica y cortante de base presentan mayor incidencia en la respuesta elástica lineal cuando se considera la flexibilidad

de la base. Estos hallazgos coincidieron con otros estudios, (Hamid et al., 2013; Nguyen & Shin, 2021), los cuales indicaron que las velocidades más significativas para este tipo de análisis se encuentran en el rango de  $V_s$  entre  $250 \text{ m/s}$  y  $360 \text{ m/s}$ . Dentro de estos límites, la ISE generaba una condición desfavorable en la capacidad de ductilidad de la estructura y producía variaciones en la respuesta modal de los primeros tres modos principales de la estructura.

Posteriormente, se realizaron consultas en las oficinas de planeación para obtener los planos arquitectónicos y estructurales de varios sistemas muro-pórtico ubicados en la ciudad de Bucaramanga, Santander, Colombia. Según (Secretaría de Planeación, 2022), se identificó que el área típica ( $A_{\text{tipo}}$ ) de estos sistemas estructurales oscila entre  $431.00 \text{ m}^2$  y  $588.23 \text{ m}^2$ . Esta situación se presenta en edificios de más de diez pisos, como se muestra en la Figura 13.

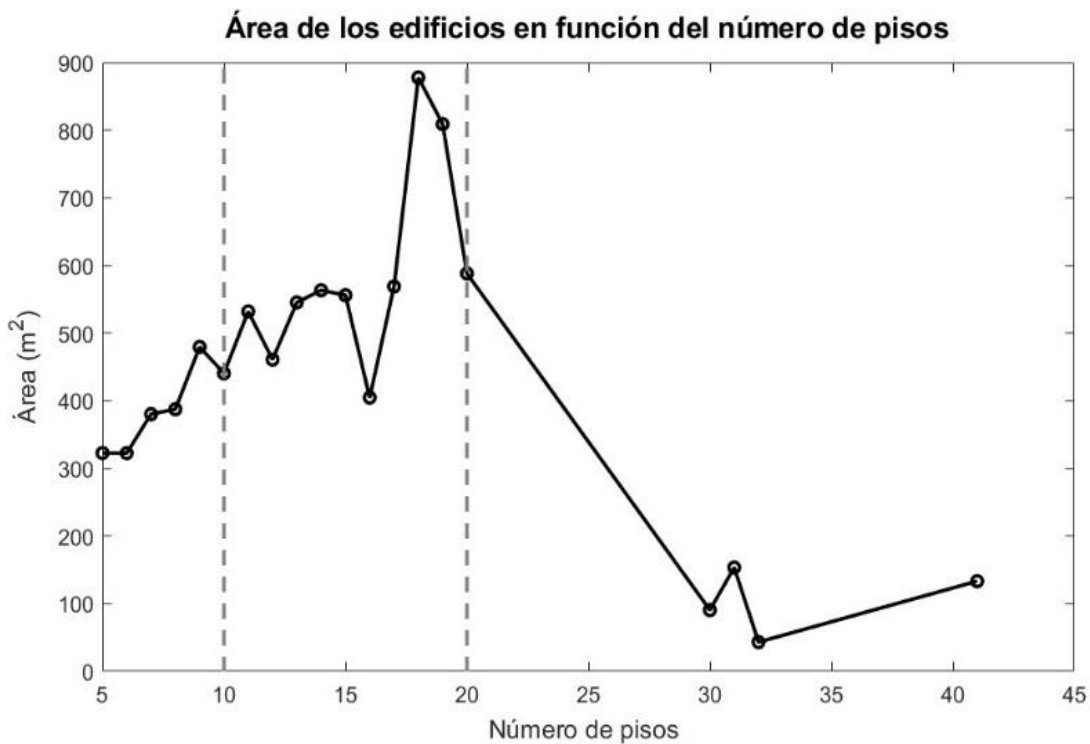


Figura 13 Alturas y áreas características de edificaciones del Área Metropolitana de Bucaramanga. Fuente: Extraído de (Oliveros-Caicedo et al., 2023)

Bararnia et al. (2018) evaluaron los efectos de la ISE en la respuesta inercial y cinemática, observando que en sistemas con cimentación superficial y periodos fundamentales superiores a 0.5 segundos, se generaban desplazamientos inelásticos excesivos. Estos efectos son comunes en sistemas tipo muro-pórtico de entre 10 y 20 pisos, que generalmente presentan periodos permisibles mayores a 0.7196 segundos, como lo describe la fórmula (A.4.2-3) del Capítulo A de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). A partir de estos antecedentes y del estudio realizado por (Shan et al., 2019), se definieron dos niveles para la variable número de pisos en el diseño de experimentos: un nivel inferior de 10 pisos y un nivel superior de 20 pisos. Las propiedades promedio, como el tipo de placa, la longitud promedio del vano sentido x ( $\bar{L}_x$ ), la longitud máxima y mínima del vano sentido x ( $L_x^{\max}$  y  $L_x^{\min}$ ), la longitud promedio del vano sentido y ( $\bar{L}_y$ ), la longitud máxima y mínima del vano sentido y ( $L_y^{\max}$  y  $L_y^{\min}$ ), la longitud de muros en el sentido y ( $L_{m_y}$ ), la longitud de muros sentido x ( $L_{m_x}$ ), el espesor de placa ( $e_p$ ), el espesor de muros sentido x ( $e_{m_x}$ ), el espesor de muros sentido y ( $e_{m_y}$ ), la densidad de columnas ( $\rho_c$ ) y densidad de muros ( $\rho_m$ ) se encuentran en la Tabla 1. La información general de estos sistemas estructurales, obtenida de (Secretaría de Planeación, 2022), se resume en la Figura 14.

Tabla 1 Promedio de longitudes geométricas de sistemas muro-pórtico del AMB entre 10 y 20 pisos

Edificio	$f'_c$ [MPa]	$A_{\text{tipo}}$ [m <sup>2</sup> ]	$\bar{L}_x$ [m]	$L_x^{\max}$ [m]	$L_x^{\min}$ [m]	$\bar{L}_y$ [m]	$L_y^{\max}$ [m]	$L_y^{\min}$ [m]
Promedio	28.00	431.00 588.23	5.70	6.00	5.40	6.60	7.70	5.40
Edificio	$e_{m_x}$ [cm]	$L_{m_y}$	$e_{m_y}$ [cm]	$L_{m_y}$	Tipo de placa	$e_p$ [cm]	$\rho_c$ [%]	$\rho_m$ [%]
Promedio	29.00	3.61	30.00	3.8	aligerada	15.13	2.14	1.61

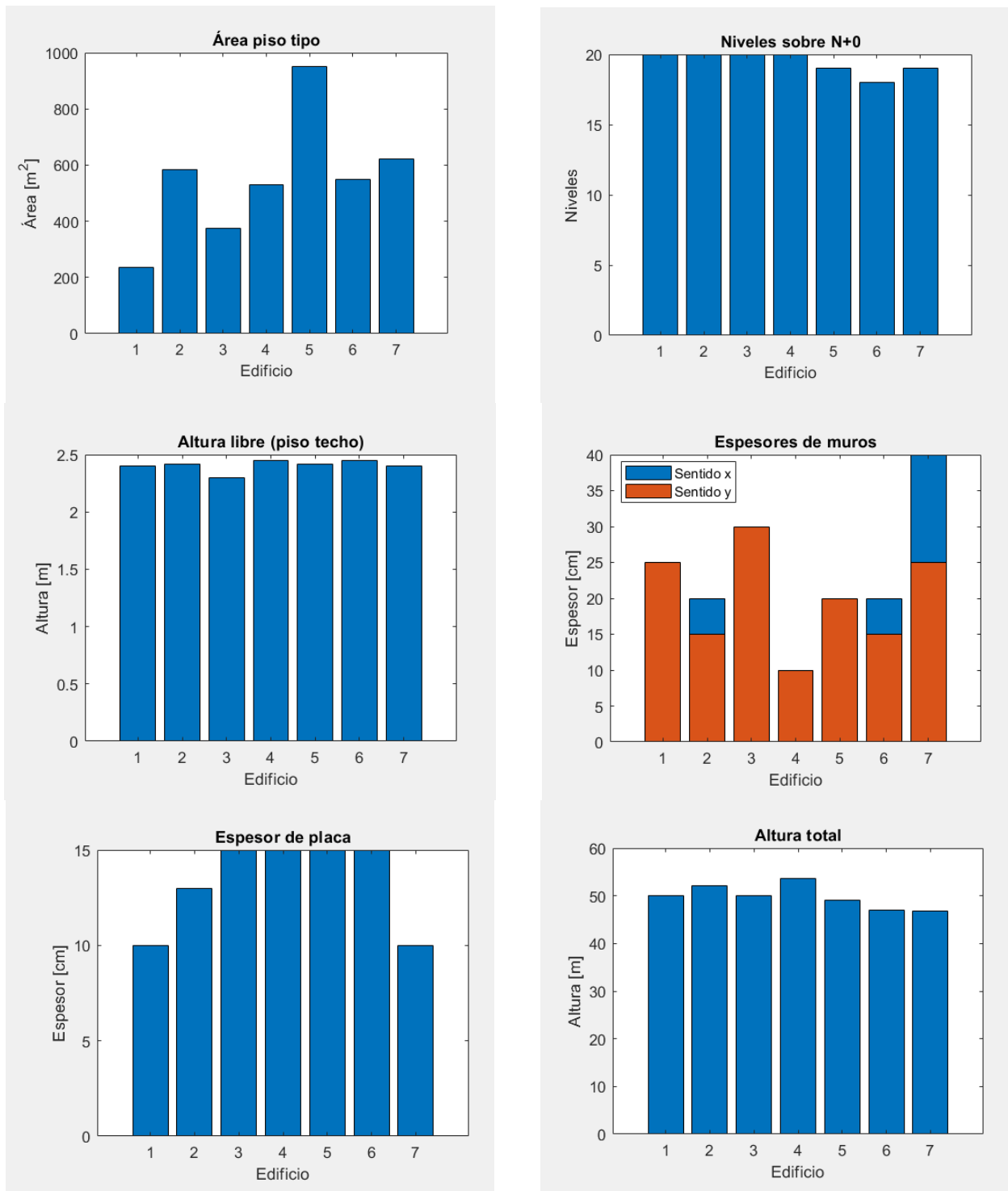


Figura 14 Información general de los sistemas estructurales seleccionados de la ciudad de Bucaramanga.  
 Fuente: Autora através de (Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE, 2018b; Secretaría de Planeación, 2022)

Además, la guía práctica FEMA P-2091 (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2020) establece una ecuación de la relación de rigidez, como se evidencia en la ecuación (9). Esta ecuación permite evaluar *a priori* los niveles de significancia de los efectos inerciales de la ISE, conociendo el valor de la altura total de la edificación ( $h'$ ), la velocidad de onda ( $V_s$ ) y el periodo fundamental ( $T$ ). Si la relación excede 0.10, se puede prever que los efectos inerciales de la ISE son significativos:

$$\frac{h'}{V_s T} > 0.10 \tag{9}$$

Con los niveles de altura y las velocidades de onda establecidas, se realizó un diseño de experimentos factorial  $2^2$ , combinando los parámetros de altura y  $V_{s30}$ , tal como se muestra en la Figura 15. Este diseño permitió generar diferentes escenarios de edificaciones de mediana altura con sistema muro-pórtico representativos de la ciudad de Bucaramanga (Santander), Colombia.

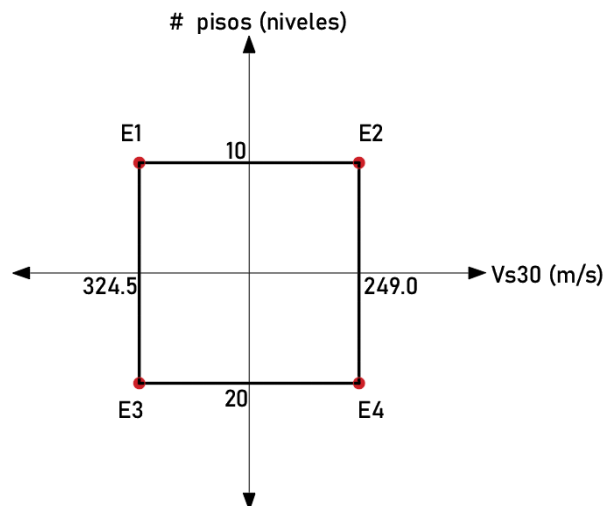


Figura 15 Diseño de experimentos  $2^2$ .  
Fuente: Adaptado de (Montgomery, 2004)

Los modelos ( $E_1, E_2, E_3$  y  $E_4$ ), obtenidos mediante el diseño de experimentos  $2^2$  en (MINITAB, 2020), se detallan en la Tabla 2. Los IDs definidos en la tabla, que corresponden a los distintos

escenarios de número de pisos y  $V_s$ , se utilizarán a lo largo del documento para referirse a cada uno de los modelos analizados. Además, se incorporaron los modelos con base empotrada o fija en los diferentes números de pisos, con el fin de permitir la comparación de la influencia de la ISE como escenarios de control.

Tabla 2 Modelos Generados mediante el Diseño de Experimentos 2<sup>2</sup>.

ID	Escenario	N°. de pisos [Und]	$V_s$ [m/s]	Perfil de suelo	Condición de Base
10D	-	10	324.50	D	Empotrada
10D-324.5	E1	10	324.50	D	Flexible
10D-249.0	E2	10	249.00	D	Flexible
20D	-	20	324.50	D	Empotrada
20D-324.5	E3	20	324.50	D	Flexible
20D-249.0	E4	20	249.00	D	Flexible

Considerando las condiciones de suelo y la altura de la estructura, se tomó en cuenta la investigación realizada por Al Agha et al., (2020), quienes examinaron diferentes configuraciones de ubicación de muros de corte en la planta de un sistema estructural de 16 pisos. Su análisis evaluó cómo la ubicación de estos muros afecta la respuesta estructural, considerando la influencia de la ISE. El objetivo fue analizar la respuesta en términos de desplazamiento lateral de piso, periodo fundamental y cortante de base, considerando la inclusión de la ISE. El propósito del estudio era determinar la disposición óptima de los muros que garantizara una mayor resistencia sísmica, caracterizada por un menor desplazamiento inelástico y un menor cortante en la base. Los resultados indicaron que los muros ubicados en las esquinas periféricas presentaban menor desplazamiento y cortante en comparación con los muros periféricos no esquineros y aquellos dispuestos en los fosos del núcleo central.

Estos análisis permitieron definir una configuración arquitectónica de la planta que representara la disposición típica de elementos estructurales de un sistema muro-pórtico en Bucaramanga,

Santander, Colombia. Esta configuración debía permitir periodos fundamentales iguales o superiores a 0.5 segundos y alcanzar valores superiores a 0.10 en la relación de rigidez de la ecuación (9), con el fin de anticipar la presencia de efectos inerciales significativos debido a la ISE. La disposición típica de los elementos estructurales en los sistemas muro-pórtico residenciales de la ciudad de Bucaramanga, Santander, se presenta en la Figura 16, con un área de piso tipo de  $472.56 \text{ m}^2$ . Las longitudes de vano en la dirección X oscilan entre 5.00 y 5.70 m, mientras que en la dirección Y son de 6.60 m. La densidad de columnas es de 2.49% y la de muros, 1.10%, ubicándose dentro de los valores de la Tabla 1.

Estos análisis permitieron definir una configuración arquitectónica de planta que representa la disposición típica de elementos estructurales de un sistema muro-pórtico en Bucaramanga, Santander, Colombia. Esta configuración debía permitir periodos fundamentales iguales o superiores a 0.5 segundos y alcanzar valores superiores a 0.10 en la relación de rigidez de la ecuación (9), anticipando la presencia de efectos inerciales significativos debido a la ISE.

La disposición típica de los elementos estructurales en los sistemas muro-pórtico residenciales de Bucaramanga se muestra en la Figura 16, con un área de piso tipo de  $472.56 \text{ m}^2$ . Las longitudes de vano en la dirección X oscilan entre 5.00 y 5.70 m, mientras que en la dirección Y son de 6.60 m. La densidad de columnas es de  $2.49\text{E-}3$  y la de muros,  $1.10\text{E-}3$ , ubicándose dentro de los intervalos de la Tabla 1. Las cargas aplicadas a las estructuras, además del peso propio de los elementos, incluyeron para los entrepisos una carga muerta superpuesta ( $D_s$ ) de  $5.15 \text{ kN/m}^2$ , obtenida de la suma de  $0.55 \text{ kN/m}^2$  para cielo raso,  $3.00 \text{ kN/m}^2$  para fachada y particiones y  $1.60 \text{ kN/m}^2$  para afinado de piso y cubierta. La carga viva (L) fue de  $2.03 \text{ kN/m}^2$ , uniformada en  $1.80 \text{ kN/m}^2$  para cuartos y corredores, con un 7.65% adicional de  $3.00 \text{ kN/m}^2$  asignado a escaleras. Para la

cubierta, se asignó una  $D_s$  de  $2.15 \text{ kN/m}^2$ , que incluyó solo la carga de afinado de piso y cielo raso, mientras que carga  $L$  fue de  $1.80 \text{ kN/m}^2$ , considerando únicamente cuartos y corredores. Estas cargas se calcularon considerando el uso de la estructura y los elementos no estructurales, siguiendo detalladamente los lineamientos establecidos en los Artículos B.4.2.1 y B.3.4 del Título B de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

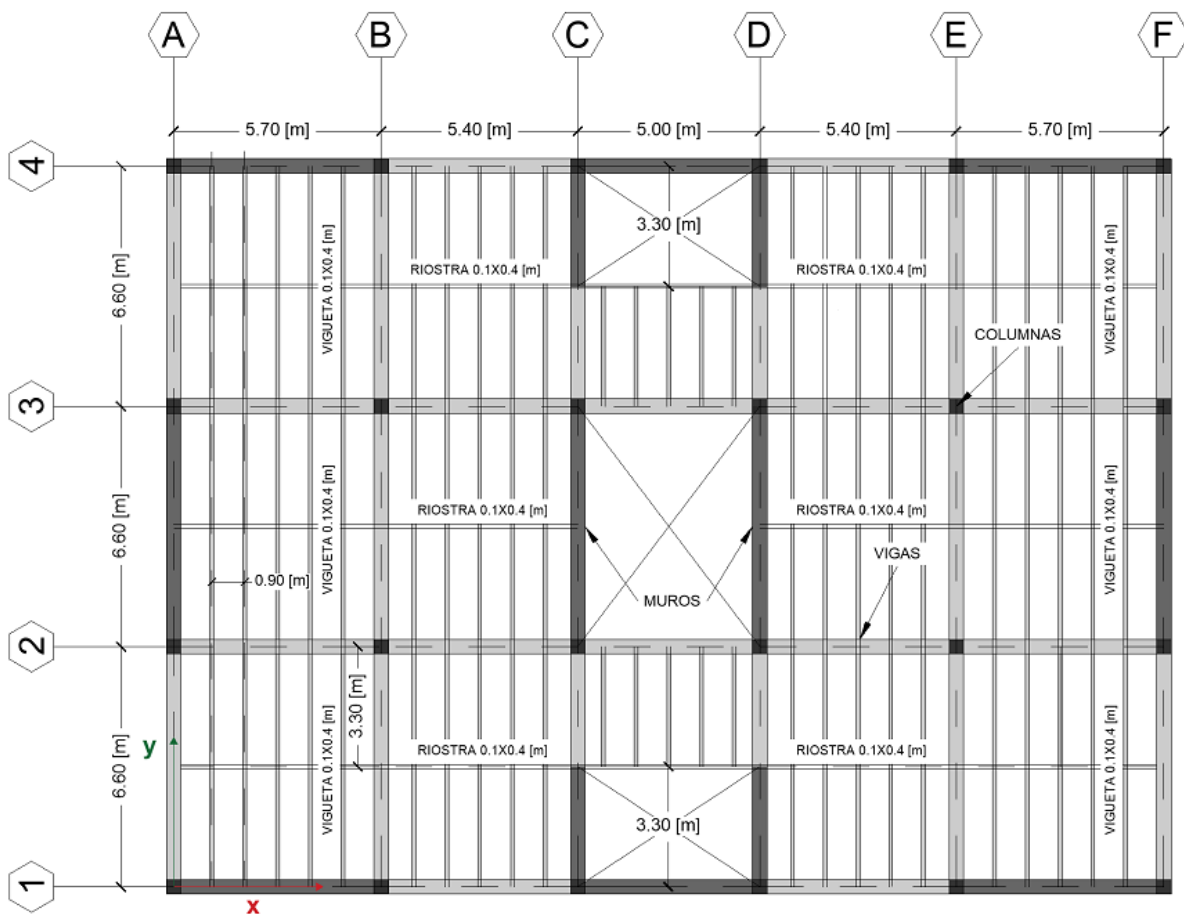


Figura 16 Planta tipo de los sistemas estructurales del modelado.  
Fuente: Extraído de (Oliveros-Caicedo et al., 2023)

Estudios que han incorporado la ISE y las incertidumbres han encontrado que, además de presentar escenarios con distintas  $V_s$ , la media y desviación estándar en la ductilidad de la estructura varían significativamente debido a la incertidumbre en las propiedades de los materiales, como los esfuerzos del concreto y el acero de refuerzo (Claudia et al., 2017; Nguyen & Shin, 2021). Estos

análisis de ISE, al considerar la variabilidad de los materiales, han revelado una respuesta sensible a las condiciones de desplazamientos inelásticos (Dang et al., 2023b, 2023a; Yaghoubi et al., 2023).

En el análisis de este estudio para el concreto de magnitud  $f'_c = 28$  MPa dispuesta por la Tabla 1, se evaluó la resistencia a compresión requerida según la tabla C.5.3.2.2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), la cual fue adoptada como referencia en la revisión de literatura. A partir de esta revisión, se estableció la variabilidad de los esfuerzos a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y los esfuerzos de fluencia ( $f_y$ ) y de rotura ( $f_u$ ) del acero, descritos en la .

. Estos parámetros se consideraron aleatorios para modelar la variabilidad de los materiales. Así mismo, el módulo de elasticidad varió proporcionalmente con respecto al valor de  $f'_c$  de acuerdo con la formulación que las correlaciona de  $3900\sqrt{f'_c}$  establecida por la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), la cual es adecuada para las fuentes de agregado de la ciudad de Bucaramanga y está respalda por el estudio de (Toro et al., 2021).

Tabla 3 Distribución de probabilidad marginal, media y desviación estándar de los materiales.

Parámetro	Distribución	Media (MPa)	Desviación (MPa)	Referencia
$f_y$	Normal	470.30	25.25	(Botero et al., 2005)
$f_u$	Normal	659.74	30.46	(Botero et al., 2005)
$f'_c$	LogNormal	36.30	6.80	(Khatibinia et al., 2013)

Por otro lado, las condiciones de deformación se presentan en la Tabla 4 y se establecieron como valores determinísticos, basados en los valores medios de esfuerzo detallados en la Tabla 3.

En dicha tabla,  $\epsilon_s$  corresponde a la deformación unitaria de fluencia del acero,  $\epsilon_{sh}$  es la deformación unitaria por endurecimiento del acero y  $\epsilon_{su}$  la deformación unitaria máxima del acero,

obtenidas a partir de la investigación realizada por Botero et al., (2005) sobre los aceros de refuerzos utilizados en Colombia.

En cuanto al concreto,  $\epsilon_{co}$  se define como la deformación unitaria inicial en la resistencia a la compresión, que se encuentra en un rango que va desde 0.0015 hasta 0.002, según el comentario CR10.2.6 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Al alcanzarse esta deformación, la curva esfuerzo-deformación desciende hasta la deformación unitaria última por aplastamiento del concreto no confinado  $\epsilon_{cu}$ , que oscilan entre 0.003 y 0.004 para alcanzar el momento máximo en elementos de dimensiones y materiales convencionales, conforme lo descrito en el comentario CR.10.2.3 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). En el caso del concreto confinado,  $\epsilon_{ccu}$  corresponde a la deformación última, que se determina en función de la relación volumétrica del acero de confinamiento ( $\rho_v$ ), el esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento ( $f_{yh}$ ) y el esfuerzo a compresión del concreto confinado ( $f'_{cc}$ ), de acuerdo con la formulación de (Paulay & Priestly, 1992).

Tabla 4 Parámetros determinísticos para el análisis de los elementos.

Parámetro	Media (mm/mm)	Referencia
$\epsilon_s$	0.0021	(Botero et al., 2005)
$\epsilon_{sh}$	0.0138	(Botero et al., 2005)
$\epsilon_{su}$	0.1141	(Botero et al., 2005)
$\epsilon_{co}$	0.002	(Khatibinia et al., 2013)
$\epsilon_{cu}$	0.004	(Khatibinia et al., 2013)
$\epsilon_{ccu}$	$1.5 \left( \epsilon_{cu} + 1.4 \frac{\rho_v f_y \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \right)$	(Paulay & Priestly, 1992)

Los modelos constitutivos empleados fueron el modelo de Park (Park & Paulay, 1975) para el acero de refuerzo longitudinal y los modelos de Mander (Mander et al., 1988) para el concreto confinado en el núcleo y no confinado en el recubrimiento. El modelo de Mander (Mander et al., 1988) permite definir curvas de esfuerzo-deformación de barras de refuerzo longitudinal antes de que ocurra el pandeo (Botero et al., 2005; Mario Rodríguez, 1997), facilitando la anticipación de la respuesta del material bajo cargas extremas y mejorando la confiabilidad de los resultados (J. B. Mander, 1984).

Con la configuración arquitectónica definida, las cargas de solicitación consideradas en función del tipo de uso y acabados previstos para el sistema, así como la altura y el tipo de suelo, se procedió a ejecutar el análisis lineal elástico a los sistemas estructurales. Este análisis se llevó a cabo utilizando valores deterministas basados en los valores medios de las propiedades estadísticamente representativas de los materiales.

Los elementos estructurales fueron predimensionados para cumplir con las geometrías mínimas especificadas en el Título C de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Se identificó el nivel de amenaza sísmica y los coeficientes de aceleración pico efectiva ( $A_a$ ) y velocidad horizontal pico efectiva ( $A_v$ ) a partir del mapa de zonificación sísmica de Bucaramanga (Santander), Colombia. Según el tipo de  $V_s$  para cada escenario, se determinó el perfil de suelo correlacionándolo con los rangos de la Tabla A.2.4-1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Esto permitió identificar los coeficientes de amplificación que afectan a las aceleraciones en las zonas de periodos cortos ( $F_a$ ) y en las zonas de periodos intermedios ( $F_v$ ).

Se estableció un grupo de uso I (residencial) según lo estipulado en el Artículo A.2.5.1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) y se validó que el sistema estructural de resistencia sísmica se clasificara como sistema muro-pórtico de tipo combinado, con una contribución de los muros del 64% de cortante sísmico y del 36% correspondiente al sistema pórtico. Se verificó que los sistemas cumplieran con los requisitos del Artículo A.3.4.2.1 del reglamento para aplicar el Método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) siguiendo el Capítulo A.4, así como los criterios del Artículo A.3.4.2.2 para el análisis modal espectral, conforme A.5 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Todo esto se realizó asegurando que el sistema cumpliera con las limitaciones específicas de la localidad y el tipo de material empleado.

Con los parámetros  $A_a$ ,  $A_v$ ,  $I$ ,  $F_a$  y  $F_v$ , se construyó el espectro de diseño, como se especifica en la Figura 17. Mediante un análisis modal, se determinó el periodo fundamental, asegurando que no superara los valores límites especificados en las ecuaciones (A.4.2-1) y (A.4.2-2) de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), y verificando que los primeros dos modos de vibración fueran de tipo traslacional. A partir del periodo fundamental y del espectro elástico, se calcularon los valores del exponente  $k$  y la pseudoaceleración  $S_a$ , términos relacionados con el periodo fundamental de la edificación, como se representan en las ecuaciones (10) y (11). Estas ecuaciones han sido adaptadas para el contexto de este estudio a partir de los Artículos A.2.6.1 y A.4.3.2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Se ingresaron los parámetros  $S_a$  y  $k$  en el software SAP2000® (Computers and Structures Inc., 2023). Posteriormente, se identificaron las irregularidades en altura y planta para cada uno de los escenarios definidos por el diseño de experimentos, de acuerdo con las especificaciones de Tablas

A.3-6 y A.3-7 del Capítulo A.3 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

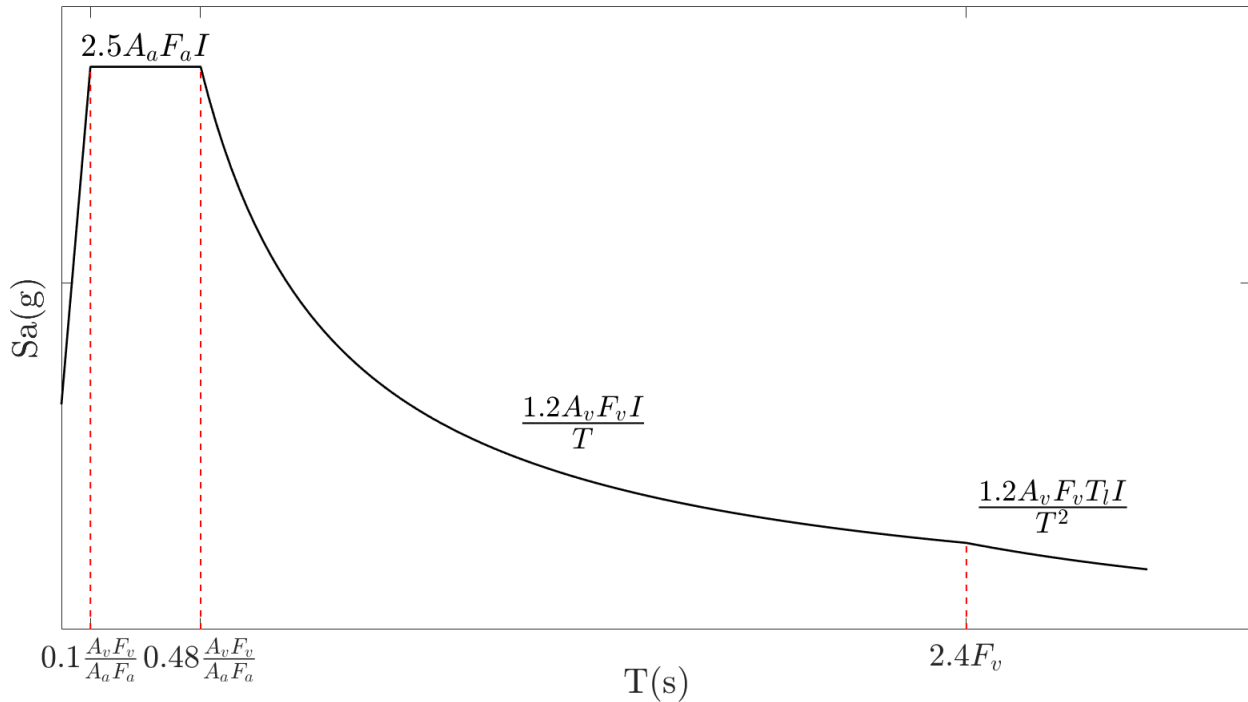


Figura 17 Espectro elástico de pseudoaceleraciones de diseño como fracción de g.  
Fuente: Adaptado de (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

$$Sa(T) = \begin{cases} 2.5A_a F_v I \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) & \text{si } T \leq T_0 \\ 2.5A_a F_v I & \text{si } T_0 < T \leq T_c \\ \frac{1.2A_v F_v I}{T} & \text{si } T_c < T \leq T_L \\ \frac{1.2A_v F_v T_L I}{T^2} & \text{si } T > T_L \end{cases} \quad (10)$$

$$k(T) = \begin{cases} 1.0 & \text{si } T \leq 0.5 \text{ seg} \\ 0.75 + 0.5 T & \text{si } 0.5 < T \leq 2.5 \\ 2.0 & \text{si } T > 2.5 \text{ seg} \end{cases} \quad (11)$$

Se evaluaron las derivas en ambas direcciones del sistema (X e Y) para todas las combinaciones de cargas en la condición de estado límite de servicio, dispuestos por el Artículo B.2.3.1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), utilizando la fuerza sísmica

efectiva (sin reducir,  $F_s$ ). Se verificó que la deriva no excediera los límites establecidos en el Capítulo A.6 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Este proceso fue iterativo; se fueron incrementando las secciones transversales de los elementos para aumentar su rigidez hasta cumplir con los requisitos del rango lineal elástico.

Una vez ejecutado el análisis elástico lineal, se procedió a evaluar y cumplir los requisitos de diseño en los elementos estructurales establecidos por la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Este procedimiento se realizó bajo condiciones de carga de resistencia especificadas en el Artículo B.2.3.2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), utilizando fuerzas sísmicas reducidas ( $E = F_s/R$ ). Se consideró el grado de disipación de energía asociado al nivel de sismicidad de la ubicación, el tipo de sistema de resistencia sísmica (sistema combinado,  $R_0 = 7.0$ ), así como los grados de irregularidades de planta y altura y la ausencia de redundancia ( $\phi_p, \phi_a, \phi_r$ ; respectivamente) identificados en cada escenario de análisis. Se realizaron las verificaciones necesarias para asegurar la disposición de cuantías mínimas y requeridas de acero en todos los elementos estructurales, así como las separaciones entre las barras de acero longitudinal y transversal, cumplieran con las disposiciones de sismorresistencia establecidas en la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

## **8.2.Segunda fase: Aplicación de la Interacción Suelo-Estructura (ISE)**

Tras completar el diseño de los elementos estructurales con la condición de base empotrada, y utilizando las propiedades de los materiales de valor medio de la .

y Tabla 4 para los sistemas de 10 y 20 pisos descritos en la Tabla 2, se incorporó la ISE mediante la flexibilidad del suelo modelada con resortes puntuales. Cada grado de libertad en la base de la

cimentación se representó como un resorte desacoplado, bajo la premisa de que la cimentación es rígida en comparación con el suelo circundante. Los grados de libertad, exhibidos en la Figura 9, se determinaron en función de las propiedades mecánicas del suelo y de la geometría de la cimentación. El diseño de la cimentación se realizó considerando las cargas de estado límite de servicio, conforme al Capítulo B.2.3.1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), para definir la geometría de los cimientos. Además, se determinaron las propiedades del suelo para evaluar su flexibilidad, empleando formulaciones que correlacionan la  $V_{s30}$  con las propiedades mecánicas del suelo, tales como el módulo de elasticidad (E), el módulo de corte (G), y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), según lo descrito en (Oliveros-Caicedo et al., 2023) y que se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5 Propiedades mecánicas de los perfiles de suelo en análisis.

Perfil de suelo	$Q_{adm}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$V_s$ [m/s]	$\nu$	G [kN/m <sup>2</sup> ]	E [kN/m <sup>2</sup> ]
D	443.30	249.66	0.35	77569.72	299197.49
D	469.32	324.50	0.35	144348.05	556771.05

Del diseño realizado en el sistema de 10 pisos, se obtuvo una cimentación compuesta por zapatas aisladas, zapatas corridas y losa de cimentación, como se muestra en la Figura 18. Las rigideces de estos resortes en función de las propiedades mecánicas del suelo y la geometría de la cimentación se presentan en la Tabla 6. En el caso del sistema de 20 pisos, la cimentación consiste únicamente de una losa de cimentación, como se muestra en la Figura 19. Las rigideces de estos resortes, considerando las propiedades del suelo y la geometría de cimentación, se describen en la Tabla 7. Estos cálculos se realizaron utilizando las formulaciones (4), (5) y (6) presentadas en este documento, que describen el cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales de la cimentación.

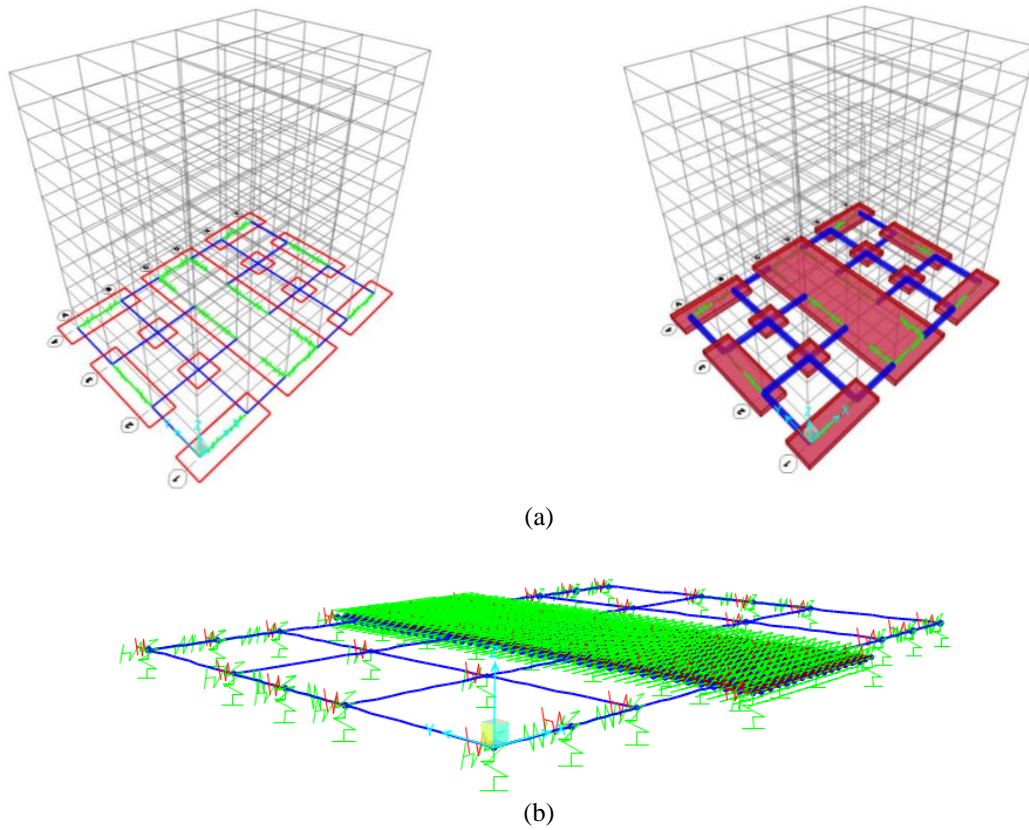


Figura 18 Configuración de cimentación sistema 10 pisos sobre perfil de suelo D.  
 (a) tipología de cimentación, (b) representación de la cimentación flexible.  
 Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)

Tabla 6 Rigideces de traslación y rotación de los resortes representando condiciones de suelo por cada tipología de cimentación del sistema 10 pisos sobre perfil de suelo D

Resorte	249.00 m/s			324.50 m/s		
	x	y	z	x	y	z
Cimentación	kN/m/m	kN/m/m	kN/m/rad	kN/m/m	kN/m/m	kN/m/rad
Zapata corrida	5.201E+06	5.289E+06	1.436E+07	9.678E+06	9.843E+06	2.673E+07
Zapata aislada	4.180E+06	4.066E+06	3.614E+06	7.779E+06	7.567E+06	6.725E+06
Losa de cimentación	1.446E+07	1.507E+07	4.787E+08	2.691E+07	2.805E+07	8.908E+08

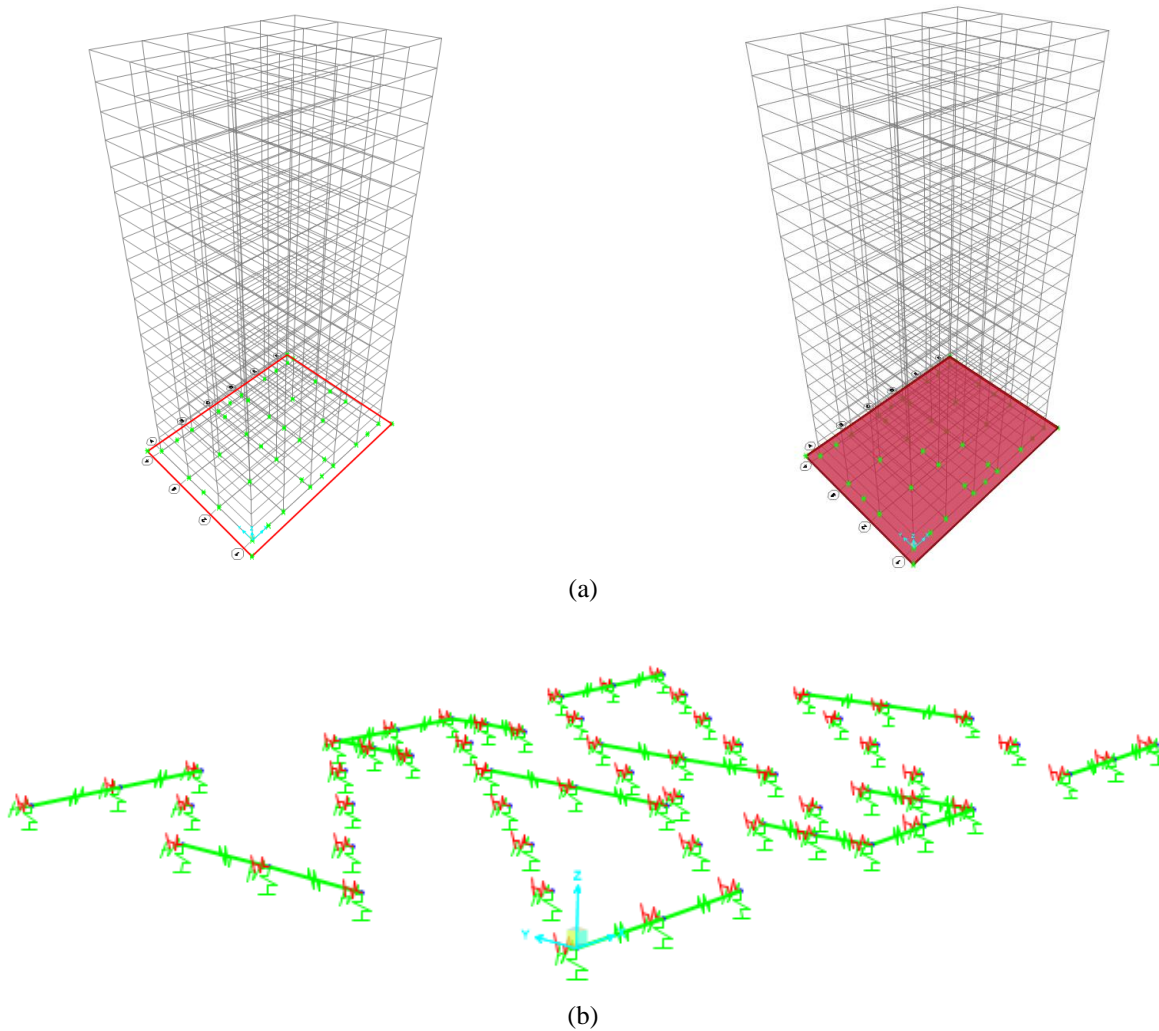


Figura 19 Configuración de cimentación sistema 20 pisos sobre perfil de suelo D.  
 (a) tipología de cimentación, (b) representación de la cimentación flexible  
 Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)

Tabla 7 Rigideces de traslación y rotación de los resortes representando condiciones de suelo por cada tipología de cimentación del sistema 20 pisos sobre perfil de suelo D

$V_s$	249.00 m/s			324.50 m/s		
	x	y	z	x	y	z
Resorte	kN/m/m	kN/m/m	kN/m/rad	kN/m/m	kN/m/m	kN/m/rad
Cimentación						
Losa de cimentación	2.4956E+07	2.4517E+07	1.2520E+09	4.6440E+07	4.5624E+07	2.3299E+09

### 8.3.Tercera fase: Análisis Estático No Lineal de Plastificación Progresiva (*pushover*)

En tercer lugar, se llevó a cabo el análisis no lineal para cada uno de los escenarios del diseño de experimentos representados en la Figura 15 y la Tabla 2, considerando tanto la condición de base empotrada como la de base flexible. Para esto, inicialmente se determinó la capacidad de momento plástico de los elementos críticos (vigas, columnas y muros) en cada una de sus configuraciones de acero de refuerzo y propiedades medias del material de la .

y la Tabla 4, mediante el análisis de momento-curvatura ( $M - \phi$ ).

Estas curvas  $M - \phi$  representan la inelasticidad del material en la longitud de la rótula plástica. Para ello, se modeló la curva  $M - \phi$  idealizada como una respuesta elástica perfectamente plástica, como se muestra en la Figura 3. La parte elástica de la curva idealizada pasa por el punto que marca el inicio de la fluencia de la primera barra de refuerzo. La capacidad de momento plástico idealizada se obtuvo a partir del equilibrio energético, asegurando que las áreas bajo las curvas  $M - \phi$  real e idealizada fueran equivalentes más allá del primer punto de fluencia de la barra de refuerzo.

Este procedimiento se aplicó tanto para momentos negativos como positivos en vigas alrededor del eje 33, así como para momentos alrededor de los ejes 22 y 33 para diferentes magnitudes de carga axial en columnas y muros, siguiendo la convención de ejes mostrada en la Figura 4. La idealización se realizó para cada tipo de elemento que forma parte del sistema de resistencia sísmica existente en el sistema estructural, teniendo en cuenta su distribución de aceros, configuración geométrica y propiedades mecánicas del concreto y acero, como se muestra en la Figura 20 hasta la Figura 24.

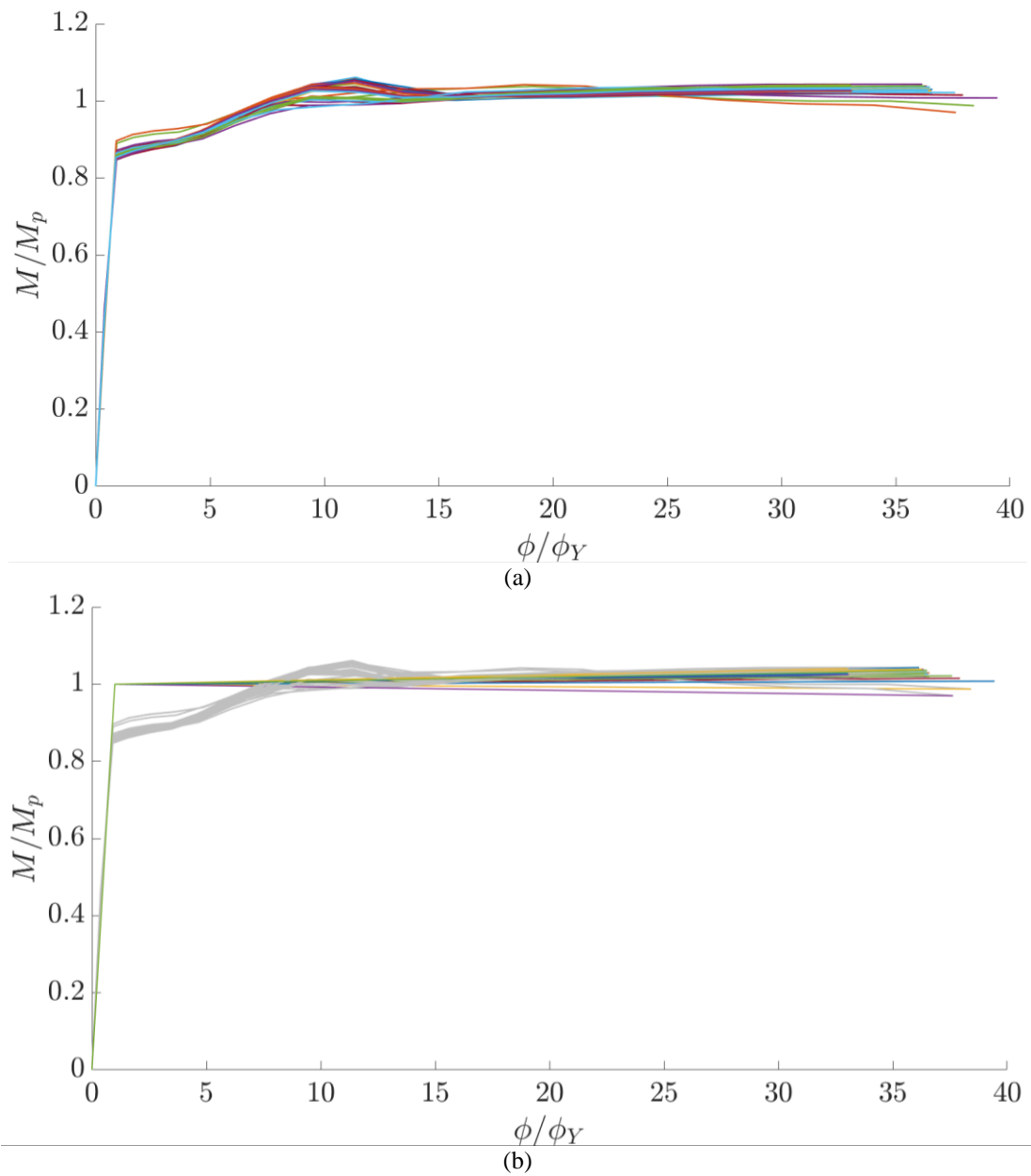
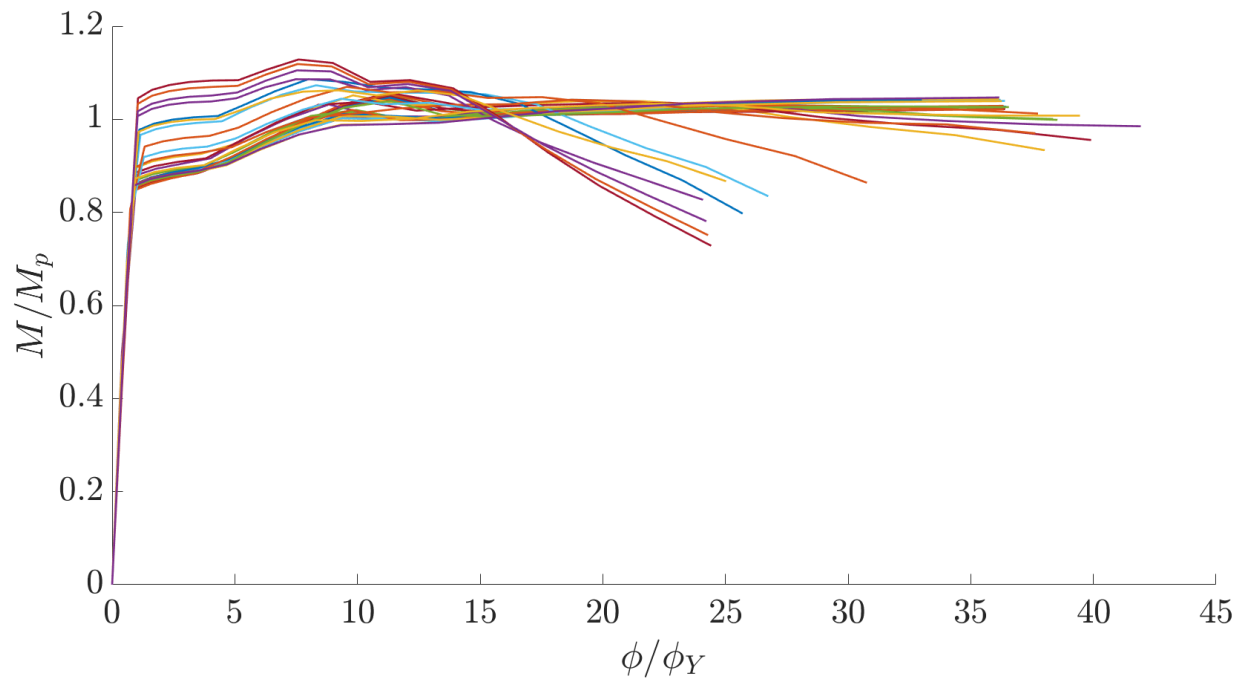
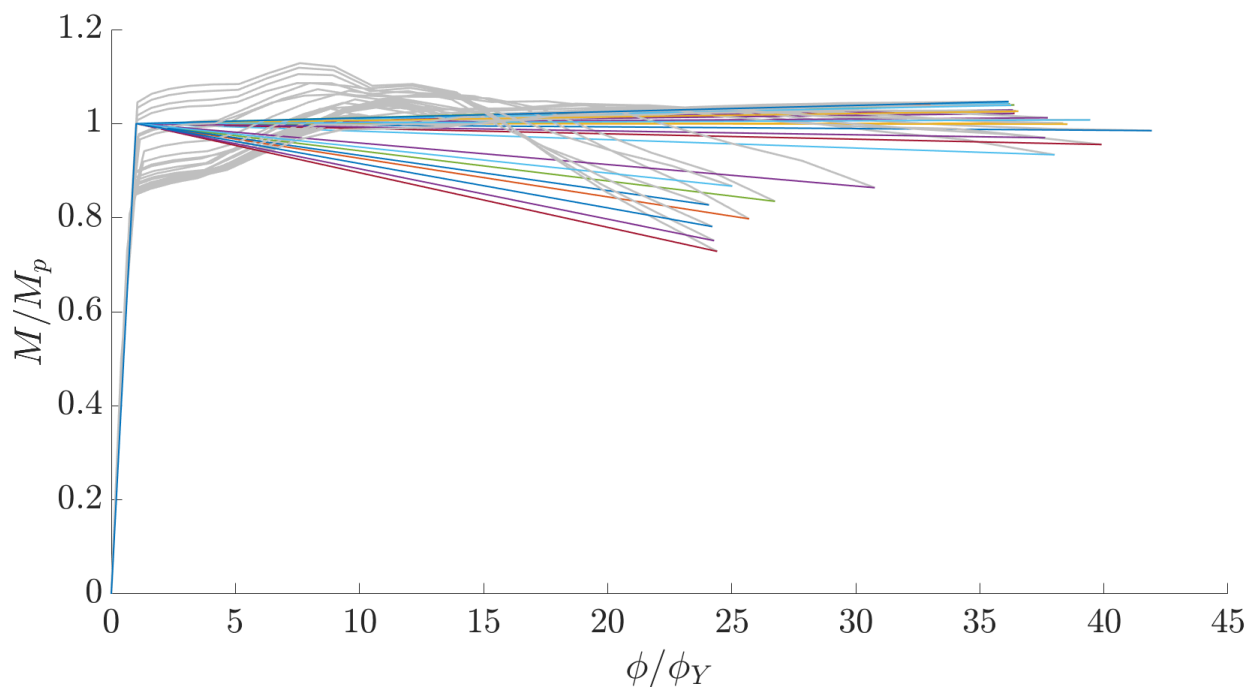


Figura 20 Momento curvatura positivo normalizado en secciones de vigas.  
(a) real, (b) idealizado.  
Fuente: Autora.



(a)

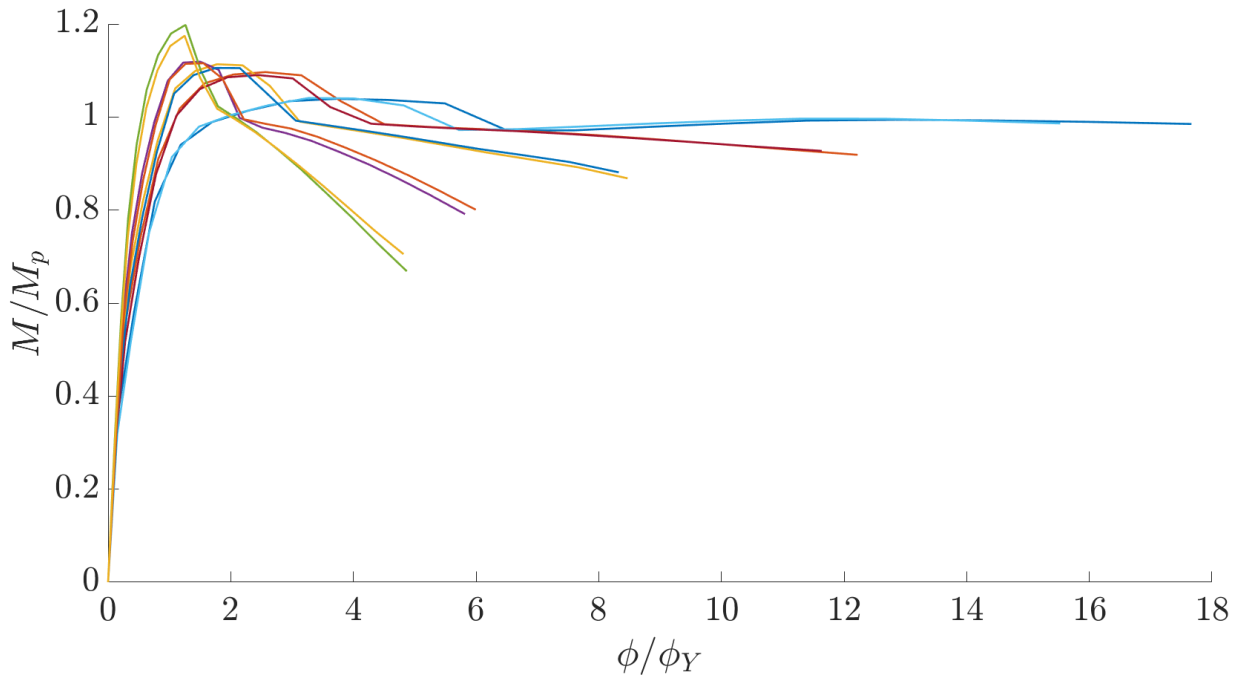


(b)

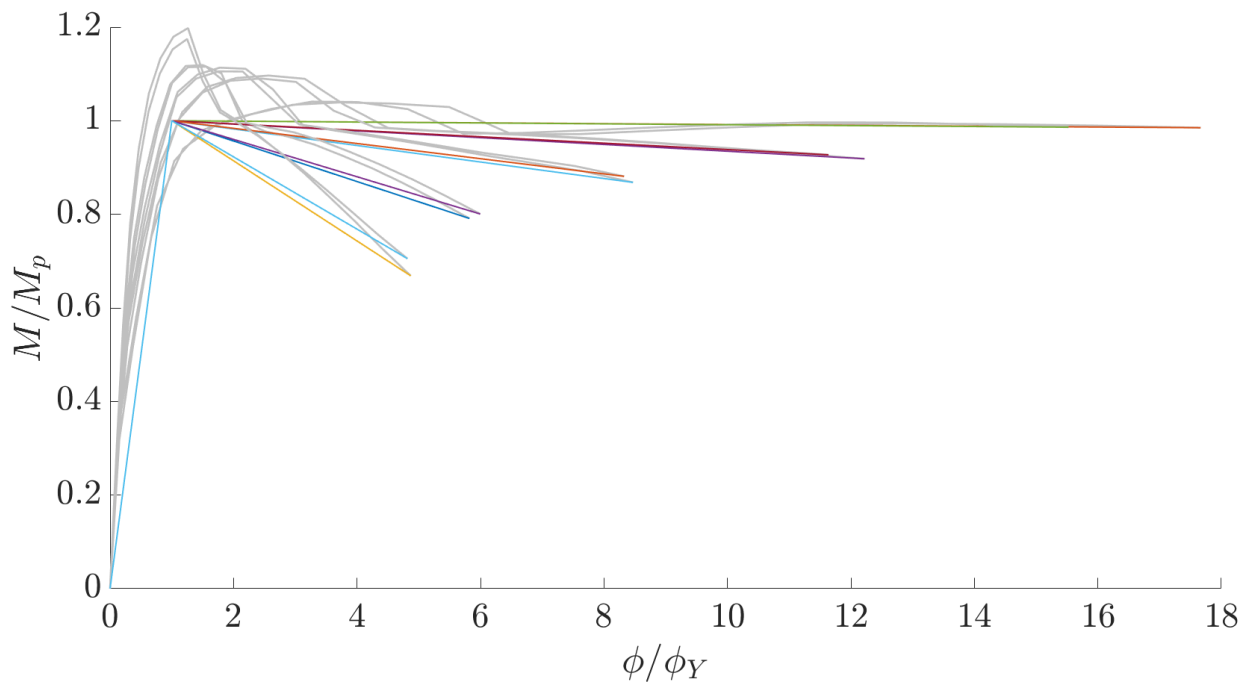
Figura 21 Momento curvatura negativo normalizado en secciones de vigas.

(a) real, (b) idealizado.

Fuente: Autora.



(a)

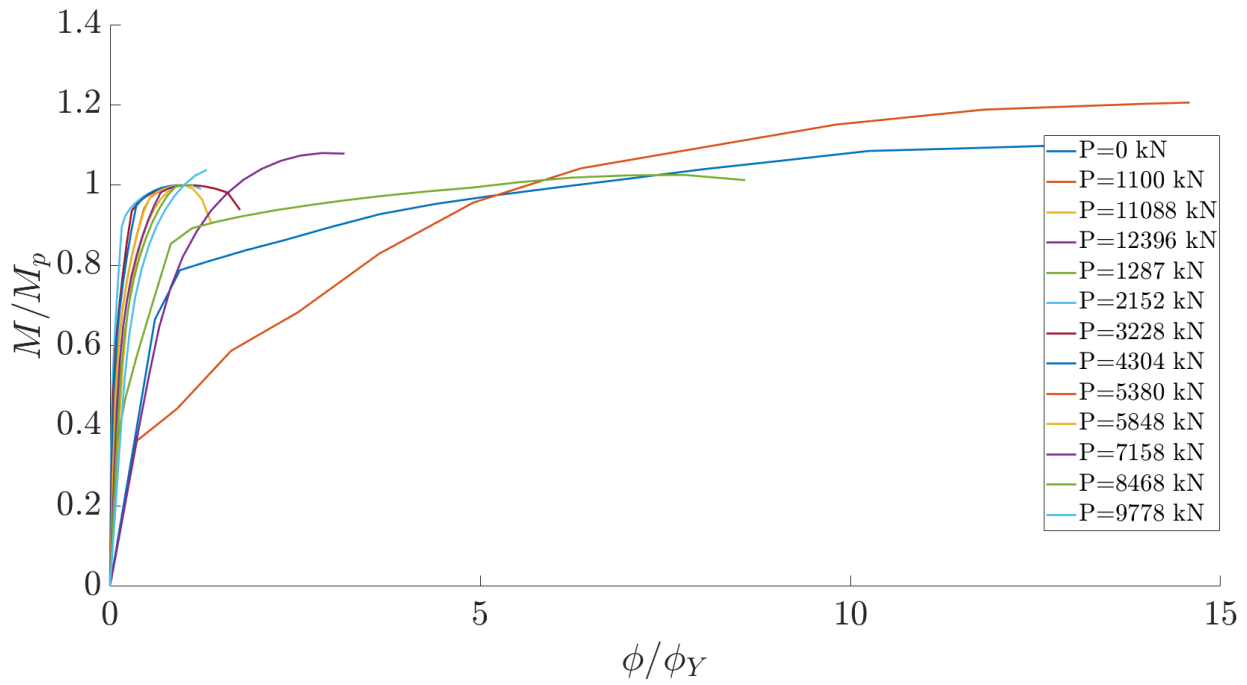


(b)

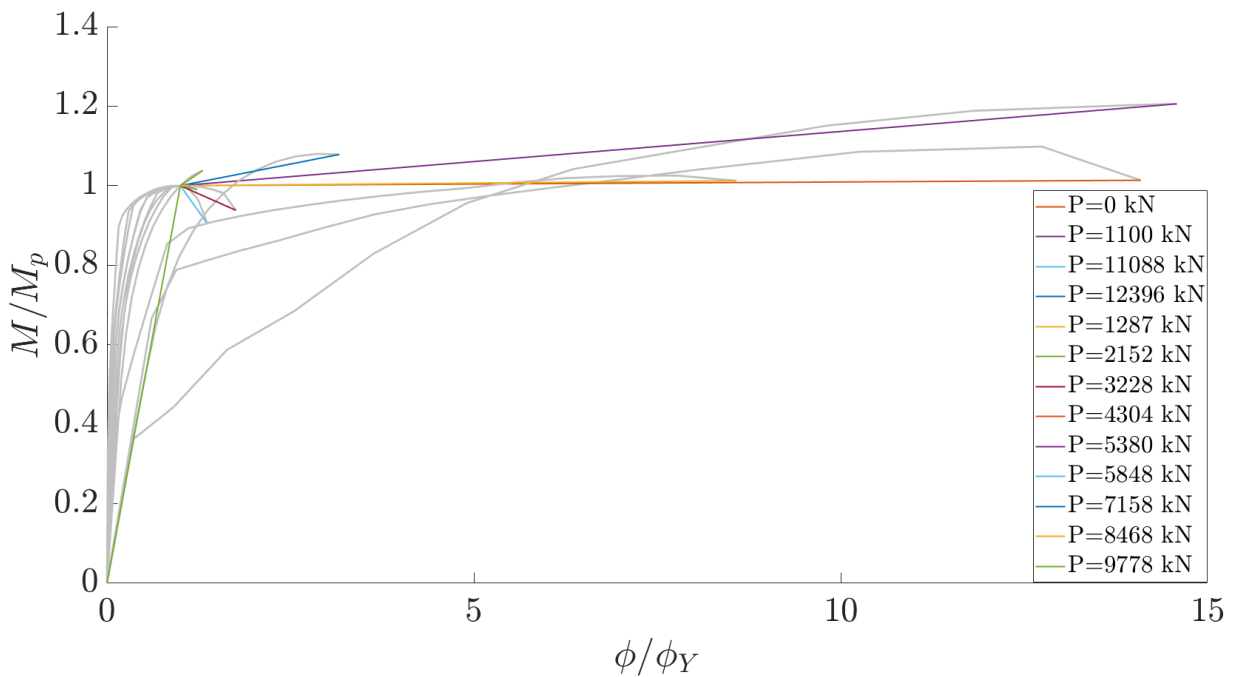
Figura 22 Momento curvatura positivo y negativo normalizado en secciones de columnas.

(a) real, (b) idealizado.

Fuente: Autora.



(a)

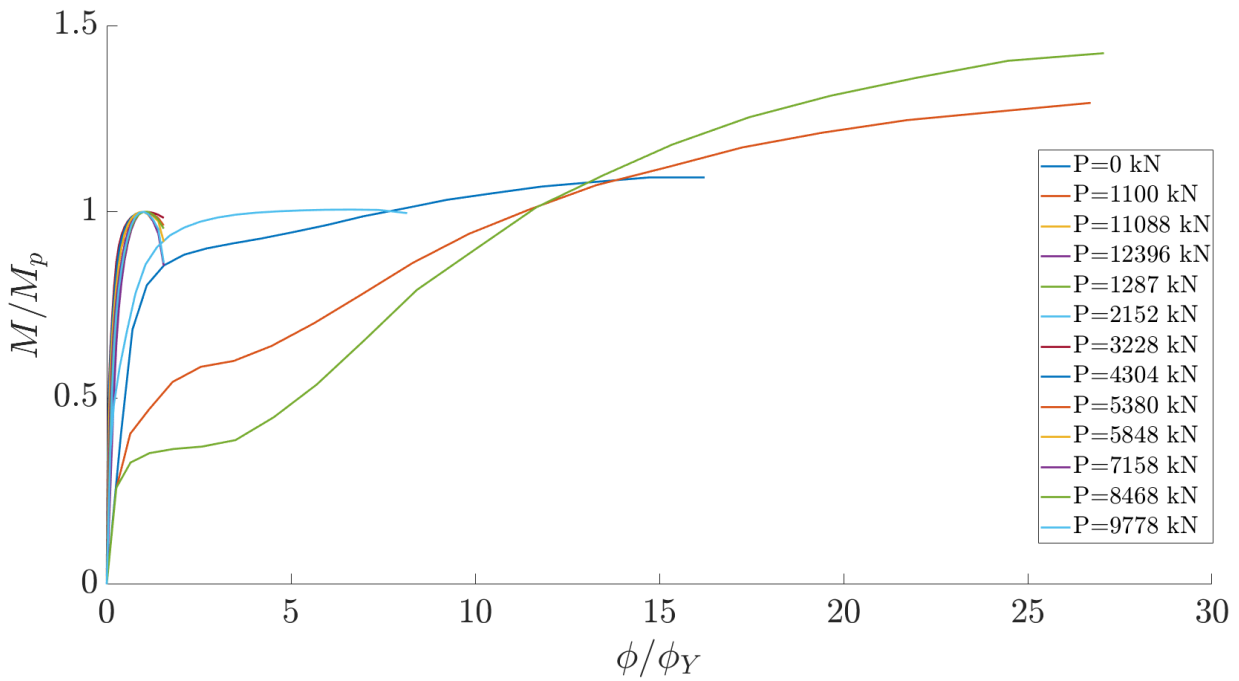


(b)

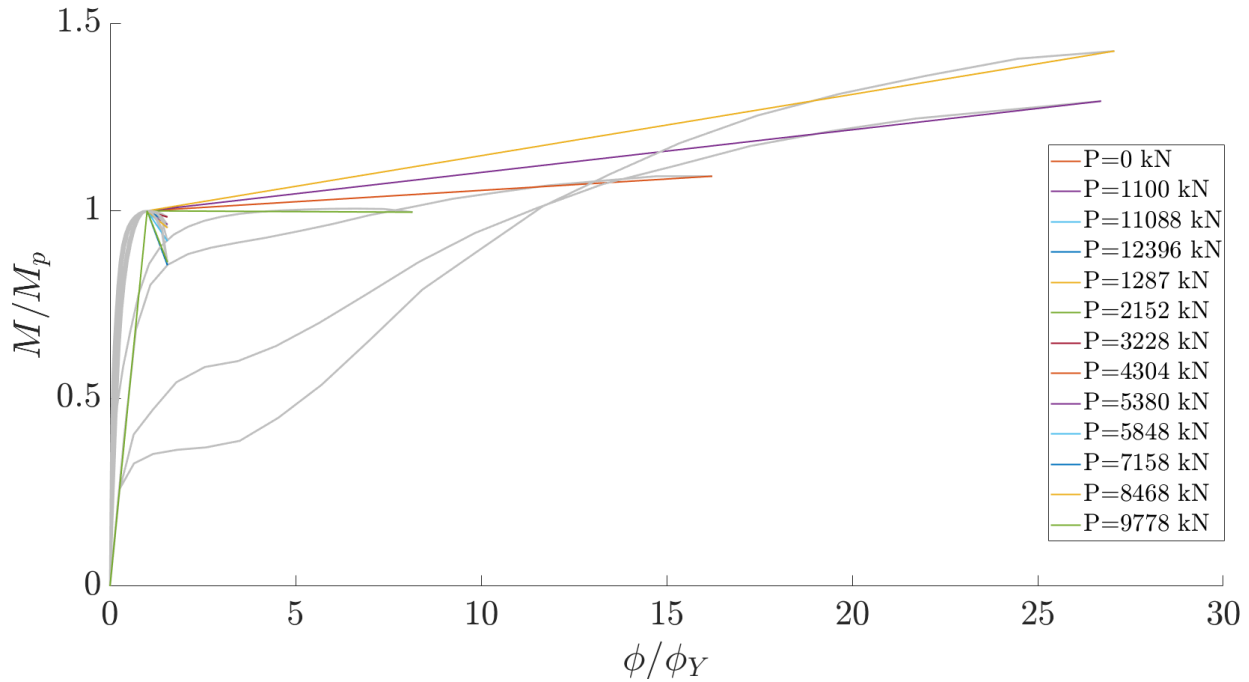
Figura 23 Momento curvatura alrededor del eje 33 normalizado del muro H1 para cada carga.

(a) real, (b) idealizado.

Fuente: Autora.



(a)



(b)

Figura 24 Momento curvatura alrededor del eje 22 normalizado del muro H1 para cada carga. (a) real, (b) idealizado.

Fuente: Autora.

Después, se calcularon las ubicaciones previstas de las rótulas plásticas en los elementos críticos con el objetivo de obtener una respuesta dúctil. En el caso de las vigas, se determinó la longitud de la rótula plástica en ambos extremos. Primero, se calculó del punto de inflexión ( $z$ ) en cada viga para cada caso de carga de resistencia, siguiendo las combinaciones dispuestas en el Artículo B.2.4.2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

A continuación, se evaluaron las ecuaciones (1) a (3) y se asignó la longitud más crítica. En el caso de los elementos verticales, como muros y columnas, se evaluó exclusivamente la ubicación de la rótula utilizando la ecuación (1). Luego, para los elementos de resistencia sísmica como vigas, columnas y muros, se calculó la inercia efectiva por agrietamiento. Se emplearon las ecuaciones (C.10-9) para vigas y (C.10-8) para columnas y muros, dispuestas por el Artículo C.10.10.4.1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Las inercias de agrietamiento se asignaron a cada uno de los elementos (vigas, columnas y muros), de acuerdo con sus condiciones geométricas, refuerzo y de sollicitación. Una vez obtenida toda la información anteriormente descrita, se asignaron a las vigas rótulas concentradas tipo M3, considerando el momento idealizado tanto positivo como negativo y su longitud de rótula, como se evidencia en la Figura 25.

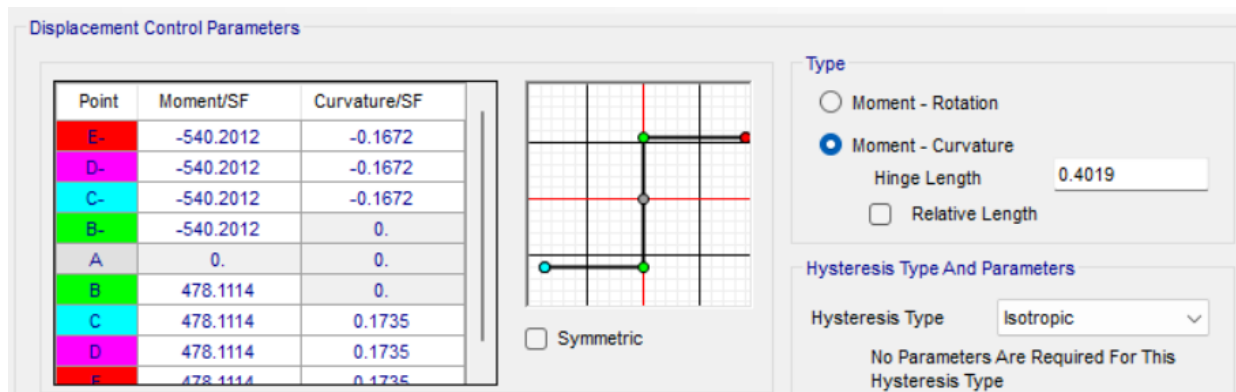
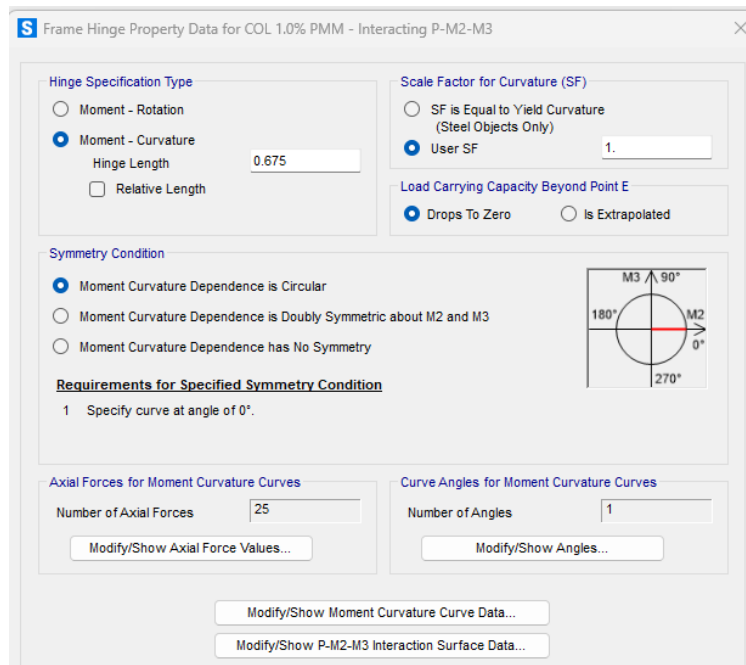
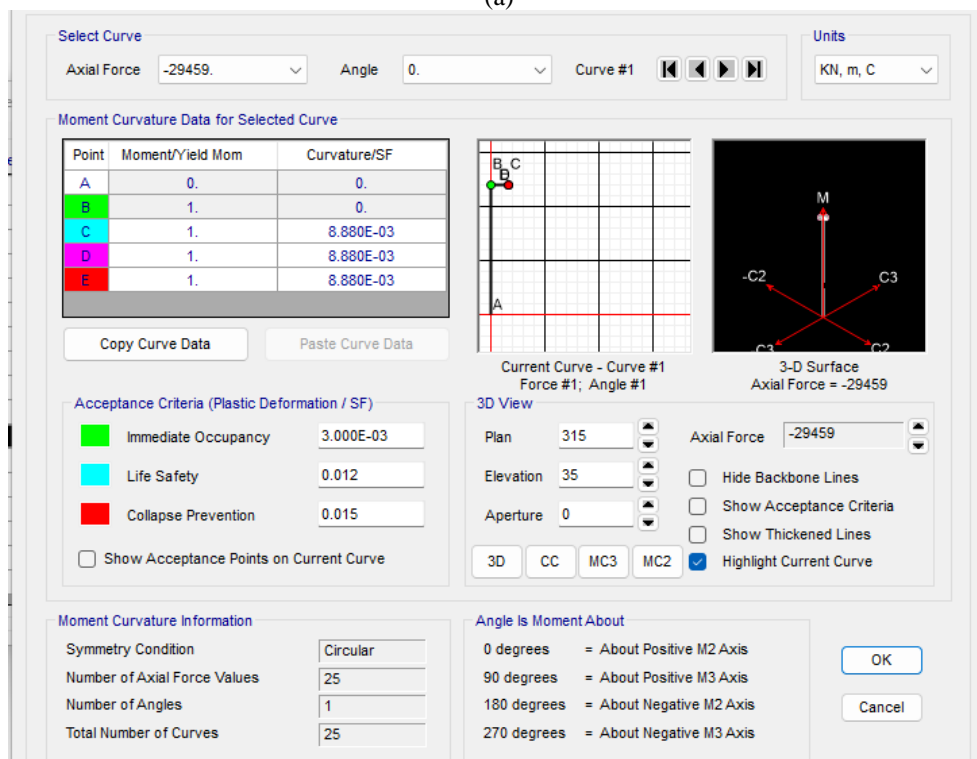


Figura 25 Asignación de rótulas M3 para vigas.  
Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)

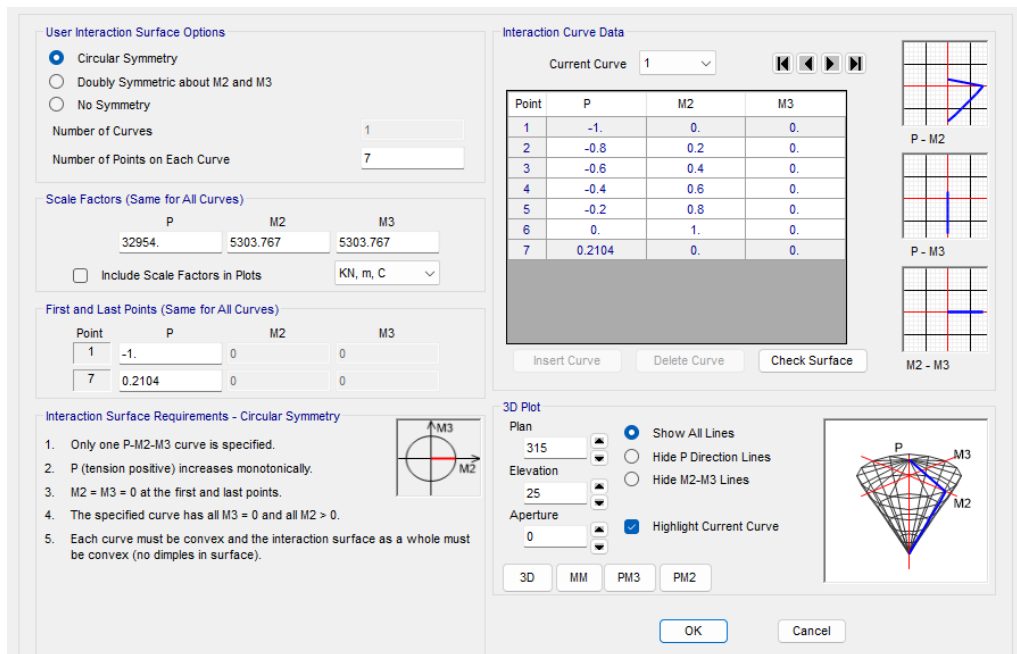
Para las columnas y muros, se asignaron inicialmente rótulas PM2M3 como se muestra en la Figura 26 y modelo de fibras como se muestra en Figura 27, respectivamente.



(a)



(b)

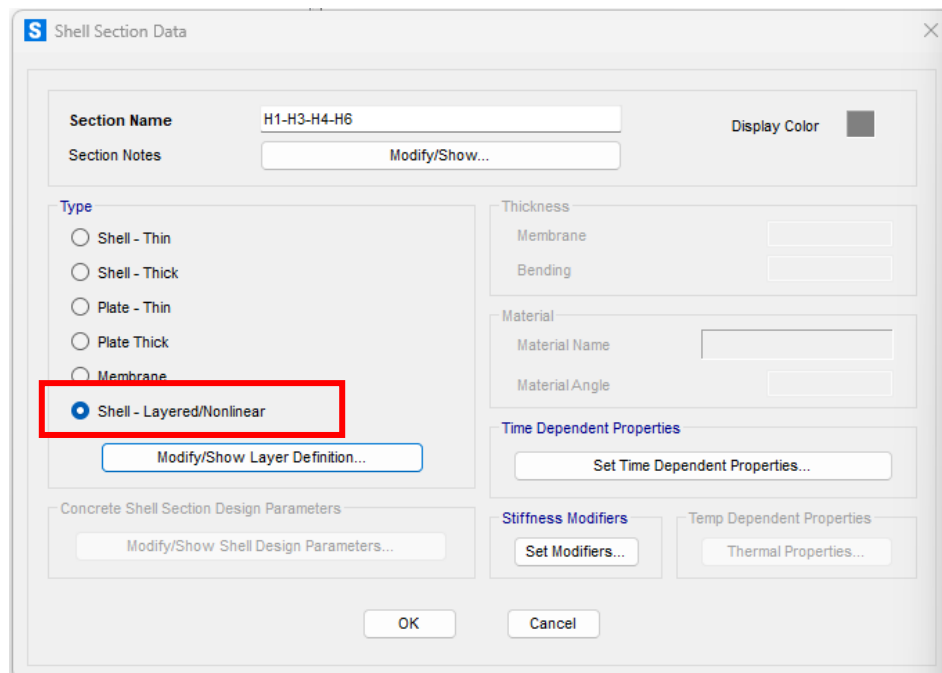


(c)

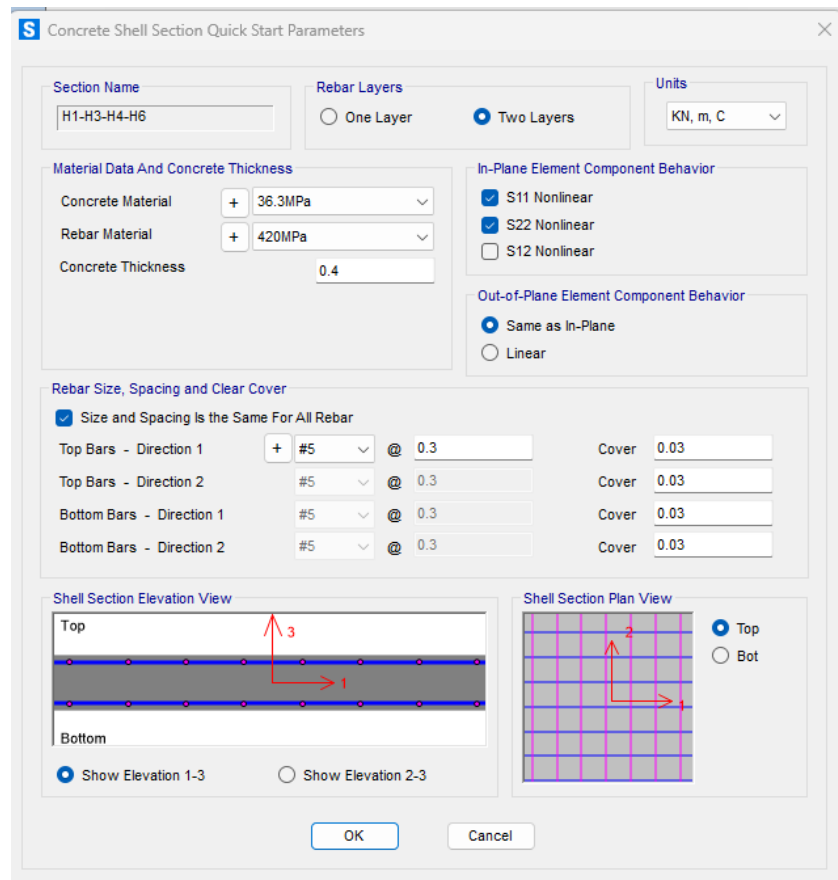
Figura 26 Asignación de rótulas plásticas PM2M3 para columnas.

- (a) asignación de longitud de rótulas, número de fuerzas axiales para la curva  $M - \phi$  (b) asignación de parámetros de  $M - \phi$  obtenidos del análisis para cada carga axial (c) asignación de factores de carga para carga axial, momento alrededor del eje 2 y 3.

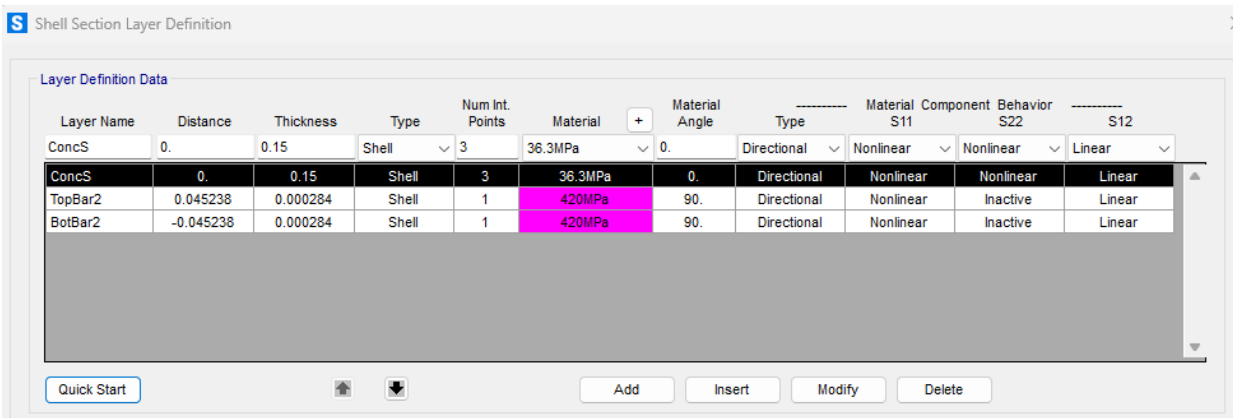
Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)



(a)



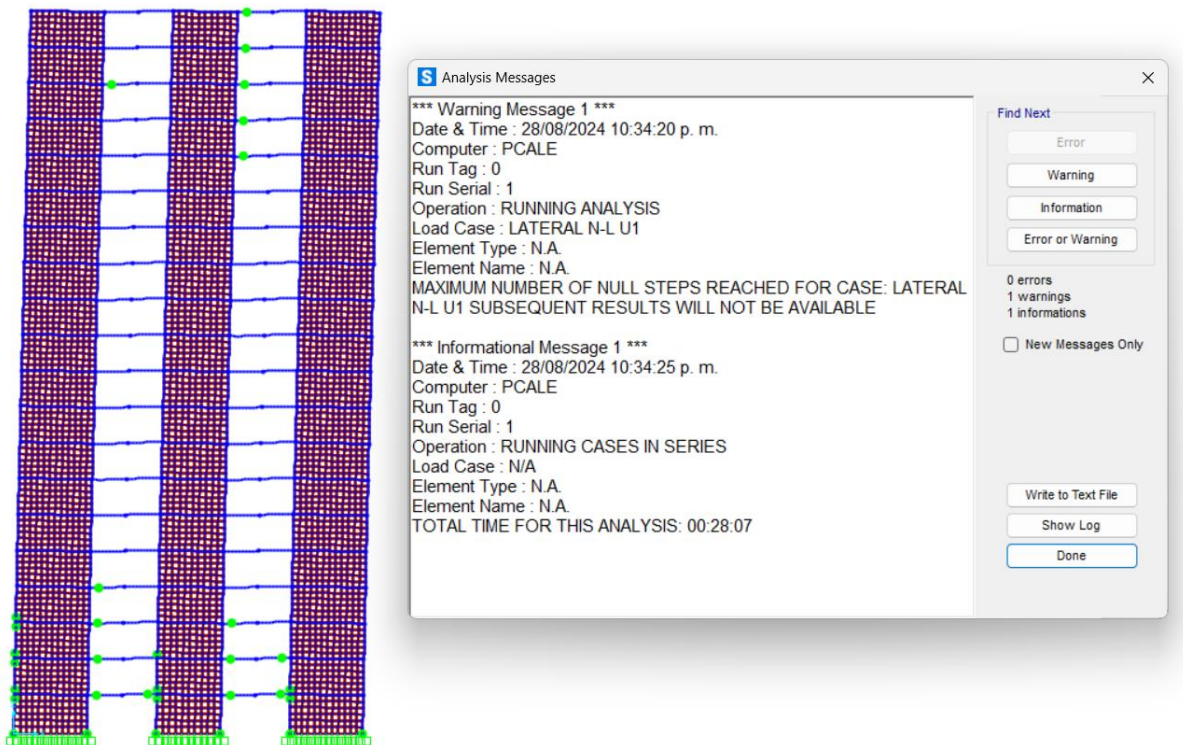
(b)



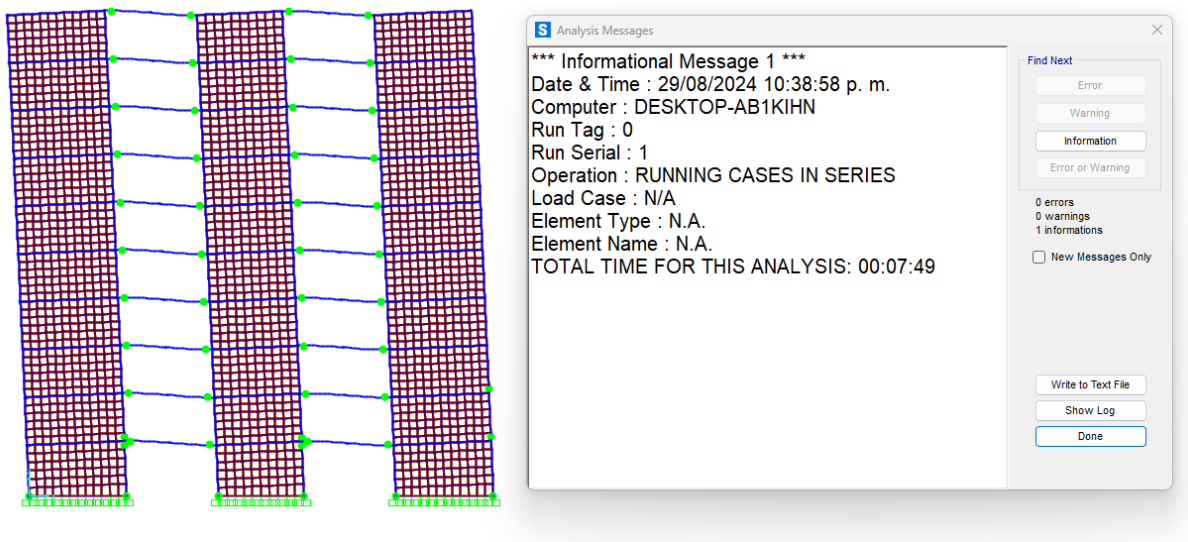
(c)

Figura 27 Asignación de rótulas modelo de fibras para muros.  
 (a) asignación de tipo de elemento área en análisis, (b) asignación de parámetros de sección transversal.  
 Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)

Debido al alto costo computacional asociado a los análisis no lineales, la incorporación de la ISE, y la presencia de elementos de resistencia lateral como los muros compuestos por elementos finitos de bidimensionales, junto con la necesidad de evaluar probabilidades de falla, se optó por implementar modelos simplificados, que permitieran reducir dichos costos. En la Figura 28, se observa que la evaluación de un pórtico en el plano bajo análisis no lineal requirió aproximadamente un costo aproximado de 28 minutos para el modelo 20D (Figura 28 (a)) y 8 minutos para el modelo 10D (Figura 28 (b)). Considerando que el sistema estructural representado en la Figura 16 estaba compuesto por cuatro sistemas muro-pórtico planos en la dirección X y seis en la dirección Y, no resultó viable realizar el análisis de cada muro-pórtico plano individualmente y luego superponer las curvas de capacidad para representar el modelo completo.



(a)



(b)

Figura 28 Costo computacionales del pórtico plano 1.

(a) modelo empotrado 20 pisos sobre perfil de suelo D, (b) modelo empotrado 10 pisos sobre perfil de suelo D.

Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)

El modelo de espina de pescado o barra-enlace, ha sido ampliamente utilizado en estudios de evaluación probabilística de estructuras debido a su capacidad de equilibrar el consumo de cálculo y la precisión satisfactoria de la demanda sísmica de modelos más robustos, como los que incorporan muros (Tang et al., 2024). Esta técnica proporciona un medio racional para incluir explícitamente el efecto de las relaciones de resistencia y rigidez del muro a la viga en una respuesta de marcos de momento a un costo computacionalmente bajo (K. Kolozvari M. Fischinger S. Gavridou M. Hube T. Isakovic´ L. Lowes K. Orakcal J. Vásquez and J. Wallace, 2018; Lin, 2019; Liu et al., 2018; Tang et al., 2024). Como se ilustra en la Figura 29, se utiliza un enfoque simplificado de acoplamiento de vigas para evaluar la interacción de muros de corte y pórticos, conectadas por enlaces horizontales axialmente rígido. Este método es ampliamente utilizado para investigar respuestas laterales de edificios de varios pisos, donde las deformaciones son dominadas por flexión y cortante (Tang et al., 2024).

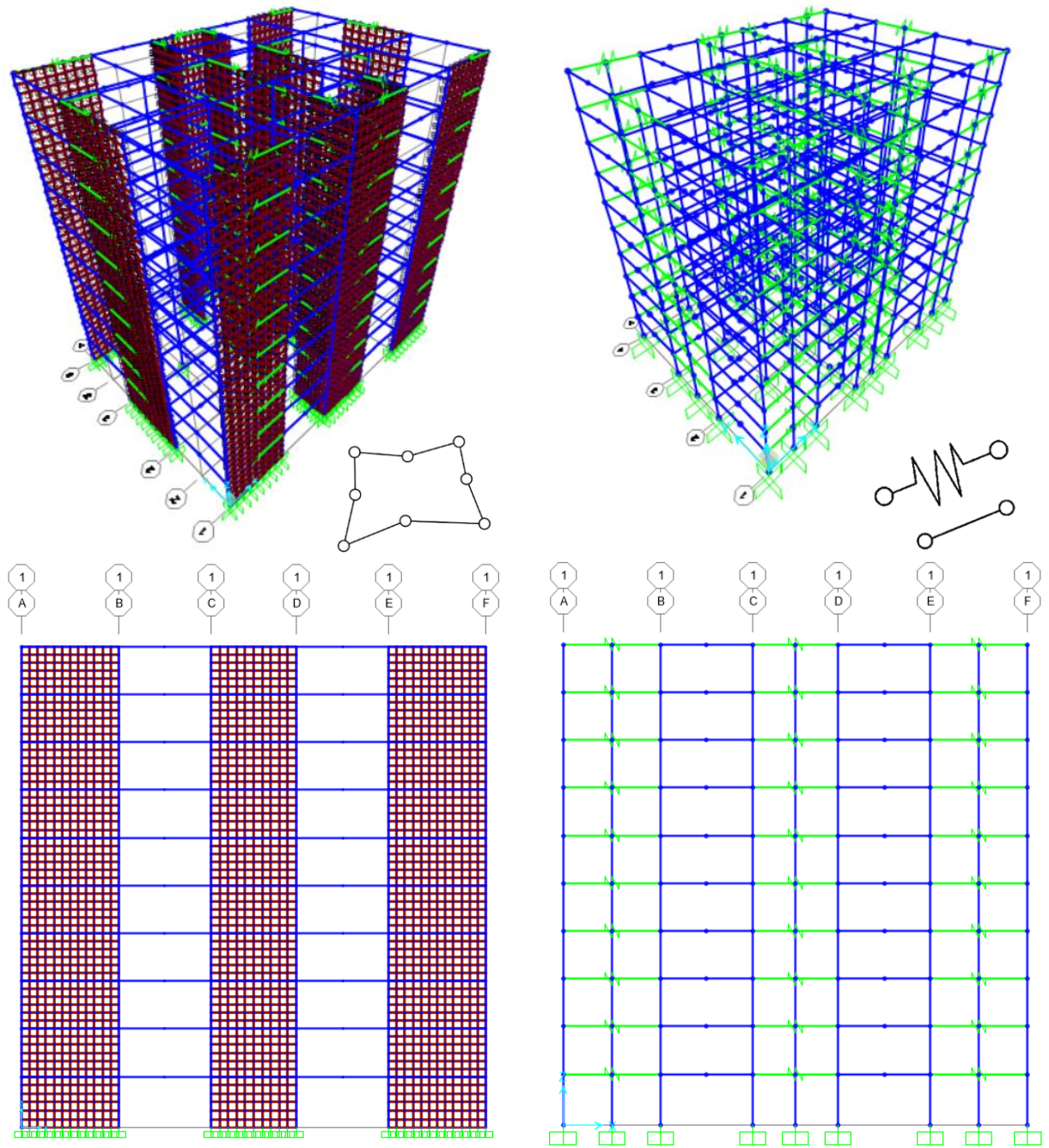


Figura 29 Sistema estructural muro-pórtico.  
 (a) elementos finitos tipo área, (b) elementos finitos tipo barra-enlace.  
 Fuente: Autora a través de (Computers and Structures Inc., 2023)

El proceso de evaluación del error relativo entre los sistemas modelados en el plano mediante elementos tipo área y los sistemas tridimensionales tipo barra-enlace se llevó a cabo asegurando

que dicho error no excediera una tolerancia del 10%. La respuesta se consideró convergente cuando se cumplió esta condición. El procedimiento fue iterativo, ajustándose diversas características de la columna para representar con precisión la respuesta no lineal del muro en análisis.

Entre los ajustes realizados, se incluyó la discretización de 25 cargas axiales en el cálculo de las curvas  $M - \phi$  de las propiedades de rótula de la sección, distribuidas de manera que se mantuvieran dentro de los límites admisibles de tracción (ecuación (12)), con un factor de reducción de resistencia  $\phi = 0.90$  según el Artículo C.9.3.2.1, y compresión (ecuación (13)) con  $\phi = 0.65$  conforme al Artículo C.9.3.2.2, tal como lo establece el Artículo C.10.3.6.2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). De estas 25 cargas, 18 correspondieron a compresión y 7 a tracción. Además, se emplearon elementos de enlace para conectar las columnas exteriores al muro, restringiendo los grados de libertad en el plano de acción (U1, U2, R3). La columna se discretizó a lo largo mediante enmallado en puntos intermedios e intersecciones de elementos, añadiendo nodos en la intersección entre el muro y el enlace, tal como se muestra en la Figura 29(b).

$$P_u^{\max} = \phi(f_y A_{st}) \text{ (Tracción)} \quad (12)$$

$$P_u^{\max} = \phi(0.75((0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})) \text{ (Compresión)} \quad (13)$$

donde

$P_u^{\max}$ : Fuerza axial máxima mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, (kN).

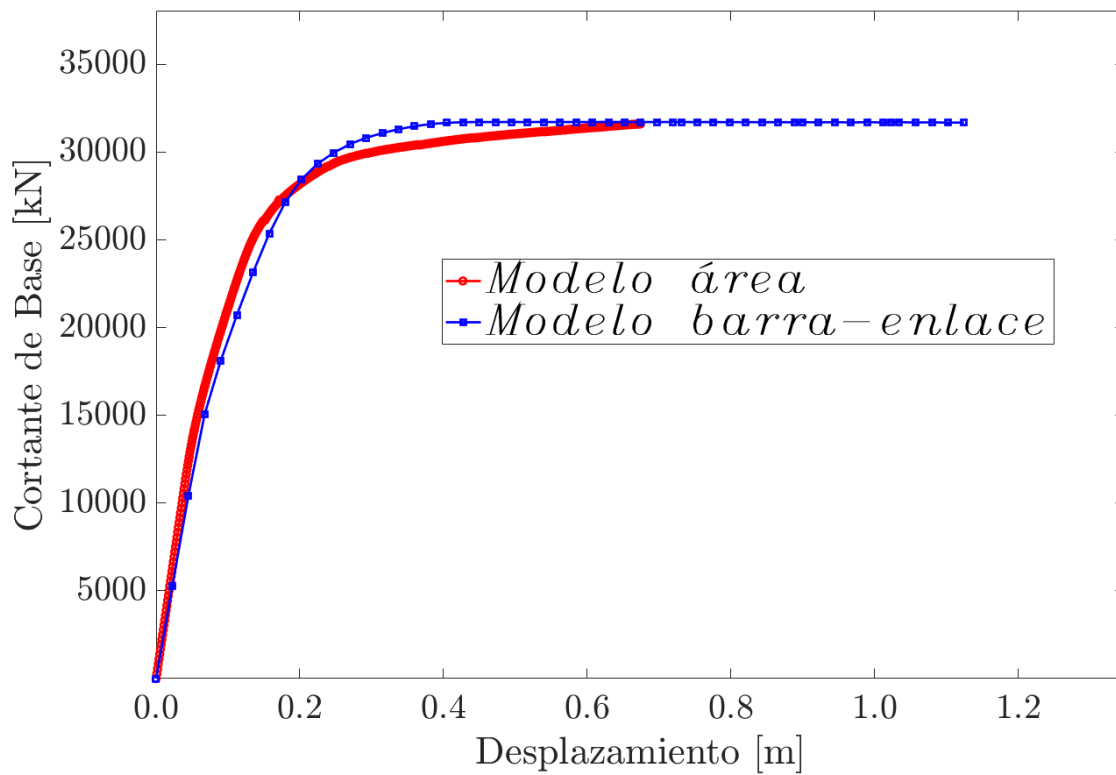
$A_g$ : Área bruta de la sección de concreto, ( $m^2$ ).

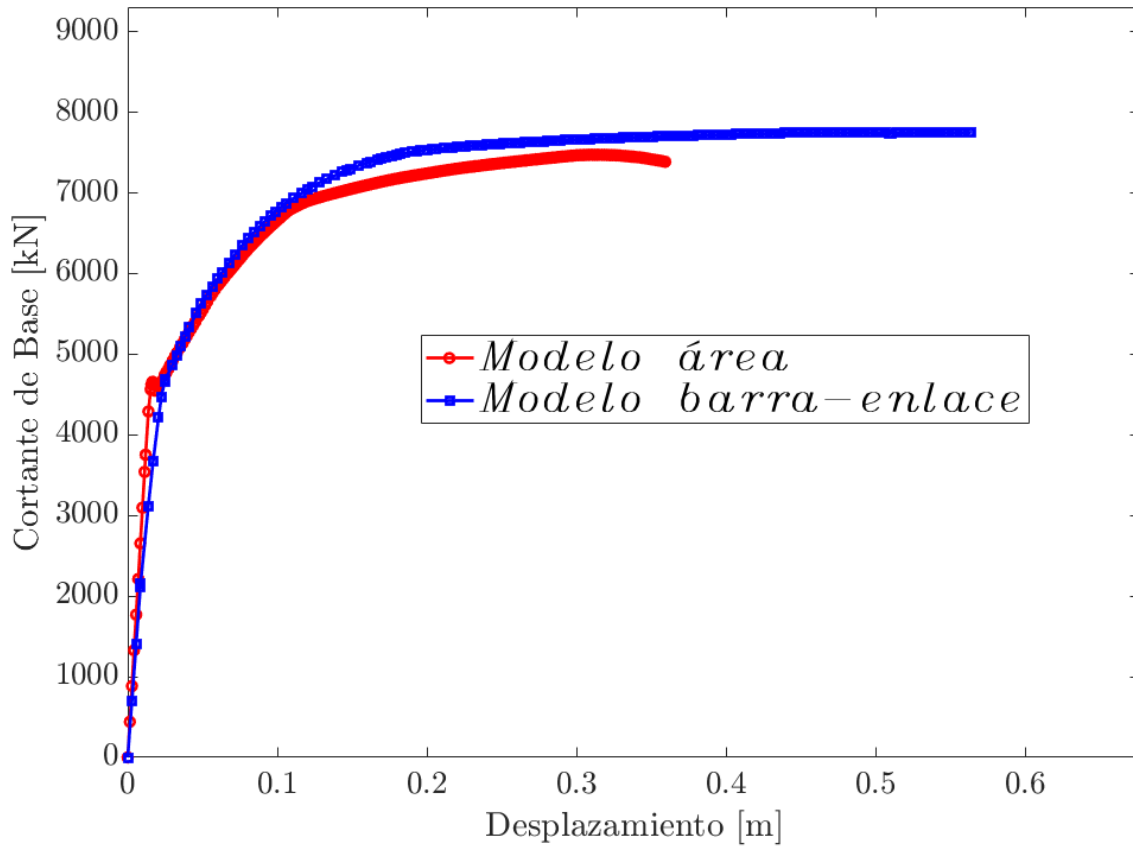
$A_{st}$ : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado, ( $m^2$ ).

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto, (GPa).

$f_y$ : Resistencia a la fluencia del acero, (GPa).

Los resultados obtenidos de ambas metodologías, tanto para los sistemas modelados con elementos tipo área como para los sistemas tipo barra-enlace de los sistemas tipo 20D y 10D, se presentan en la Figura 30 (a) y (b), respectivamente. Estos resultados permitieron verificar la precisión de los ajustes realizados y evaluar la convergencia de la respuesta no lineal del modelo área y el modelo barra-enlace. Esta evaluación confirmó la precisión al corroborar la similitud en la respuesta de parámetros como: el periodo fundamental, la participación de masa, la transferencia y caminos de cargas y la curva de capacidad.





(b)  
Figura 30 Resultados de curva de capacidad para modelos barra-enlace y área.  
(a) 20 pisos sobre perfil de suelo D, (b) 10 pisos sobre perfil de suelo D.  
Fuente: Autora.

Además, se observa que el modelo barra-enlace captura completamente la curva de capacidad con un mayor número de pasos, ya que esta simplificación permite al equipo computacional obtener resultados completos y detallados hasta alcanzar el desplazamiento máximo definido en el análisis inelástico. En contraste, el modelo tipo área, que superpone las curvas de capacidad de los muros-pórticos en el plano, no alcanza tantos pasos debido a las limitaciones impuestas por las condiciones de parada, convergencia y tolerancia.

Una vez completada la calibración, se determinó el punto de desempeño utilizando el método del coeficiente de desplazamiento, según lo dispuesto por la ATC40 (Applied Technology Council -

ATC, 1996). Cabe destacar que el sistema es regular y no presentó efectos torsionales o multimodales. Los pasos realizados para este método fueron los siguientes: (i) construir una representación bilineal de la curva capacidad (ver Figura 1), (ii) calcular el periodo fundamental efectivo (ecuación (14)) y (iii) determinar el punto de desempeño a través de la ecuación (15). Como resultado, los modelos simplificados exhibieron un error 2.53% en el punto de desempeño para el modelo de 10 pisos sobre perfil de suelo D (10D) y 1.28% para el modelo de 20 pisos sobre perfil de suelo D (20D), como se indica en la Figura 29.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (14)$$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (15)$$

donde

$T_e$ : Periodo fundamental efectivo de un edificio, (s).

$T_i$ : Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado con la transición desde el segmento de aceleraciones constantes al segmento de velocidades constante en el espectro de respuesta, (s).

$S_a$ : Aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio, (g).

$g$ : Aceleración gravitacional, ( $m/s^2$ ).

$C_0, C_1, C_2$ : Factores de modificación según FEMA 440 (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2005).

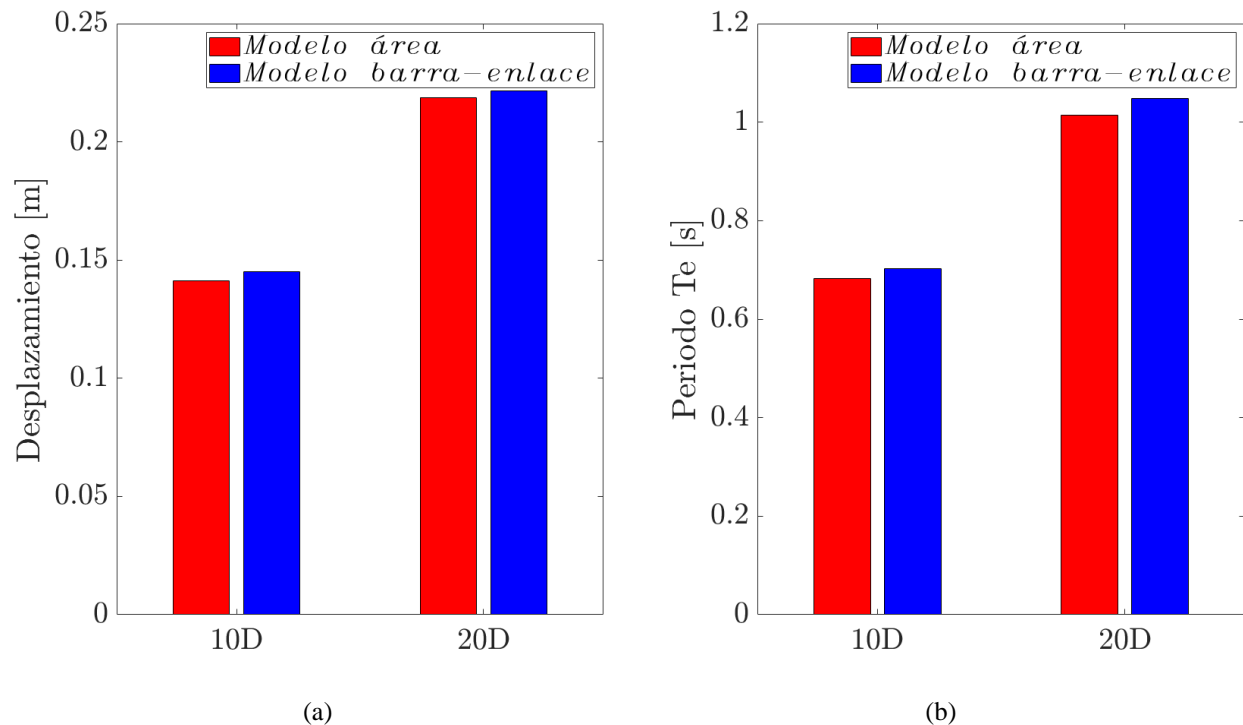


Figura 31 Comparación de resultados entre el modelo barra-enlace y el modelo área. (a) comparación del punto de desempeño obtenido para ambos modelos, (b) comparación del período fundamental efectivo para ambos modelos.

Fuente: Autora.

#### 8.4. Cuarta fase: Análisis de Confiabilidad Estructural (ACE)

Los estudios que han incorporado la ISE y las incertidumbres han encontrado que, además de presentar escenarios con distintas  $V_s$ , la media y desviación estándar en la ductilidad de la estructura varían significativamente debido a la incertidumbre en las propiedades de los materiales, como los esfuerzos del concreto y el acero de refuerzo (Claudia et al., 2017; Nguyen & Shin, 2021). Estos análisis de ISE, al considerar la variabilidad de los materiales, han revelado una respuesta sensible a las condiciones de desplazamientos inelásticos (Dang et al., 2023b, 2023a; Yaghoubi et al., 2023).

Por lo tanto, al aplicar el análisis de confiabilidad, se consideró la variabilidad de los materiales en términos de esfuerzos para el muestreo (.

), mientras que las deformaciones se trataron como variables determinísticas (Tabla 4). La probabilidad de excedencia o estado límite se estableció en función de la deriva inelástica total ( $\Delta_{total}$  = desplazamiento de cubierta/altura total), considerando la relación entre la demanda y la capacidad (C/D) como se evidencia en la ecuación (16). En condiciones donde el estado límite está relacionado con desplazamientos inelásticos, es necesario aplicar esta formulación, ya que investigaciones sobre estados límites de deriva sugieren que el comportamiento tiende a seguir una distribución log-normal (Ge et al., 2021; Zhong et al., 2023). Además, la deriva máxima permisible en el contexto de análisis inelásticos y secciones fisuradas es del 1.4%, según lo describen los Artículos A.6.4.1.1 y A.6.4.1.2 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

$$g(C, D) = \ln \left( \frac{\Delta_{total}}{1.4\%} \right) \quad (16)$$

Dado que el número de simulaciones en la técnica de Simulación de Hipercubo Latino (SHL) tiene un papel significativo en la precisión de la probabilidad de falla  $P_f$  y, por ende, para el índice de confiabilidad ( $\beta$ ), se llevó a cabo un estudio de convergencia en el modelo 10D. El objetivo fue determinar el número de muestras necesario para obtener resultados comparables a los obtenidos mediante la técnica de Simulación Monte Carlo (SMC) para el estado límite considerado. Como se muestra en la Figura 32, el valor de  $\beta$  permanece invariable después de 20,000 iteraciones en SMC y en 7,000 para SHL. Sin embargo, debido a la presencia común de resultados atípicos (outliers) durante la evaluación, se decidió utilizar un total de 10,000 muestras, que se pueden consultar en el [Apéndice A](#).

Los procesos realizados en las fases anteriores (de la primera a la tercera) se automatizaron utilizando el lenguaje de programación MATLAB® en la versión R2023b. La variabilidad de los

materiales implicó ajustar las propiedades de estos en el software SAP2000® versión 25.0.0 a través de Open Application Programming Interface (OAPI). Esto incluyó la construcción de funciones en MATLAB® para recalcular las curvas  $M - \phi$ , binealizarlas y ajustar los valores de momento en los ejes de análisis para las rótulas de vigas, columnas y muros. Los valores calculados por estas funciones se incorporaron en SAP2000® a mediante la OAPI. Posteriormente, se ejecutaron los modelos en el análisis inelástico, se extrajo la curva de capacidad y se implementó el cálculo de punto desempeño descrito por la ATC 40 (ecuaciones (14) y (15)), lo que permitió calcular la respuesta en el estado límite basado en la deriva total.

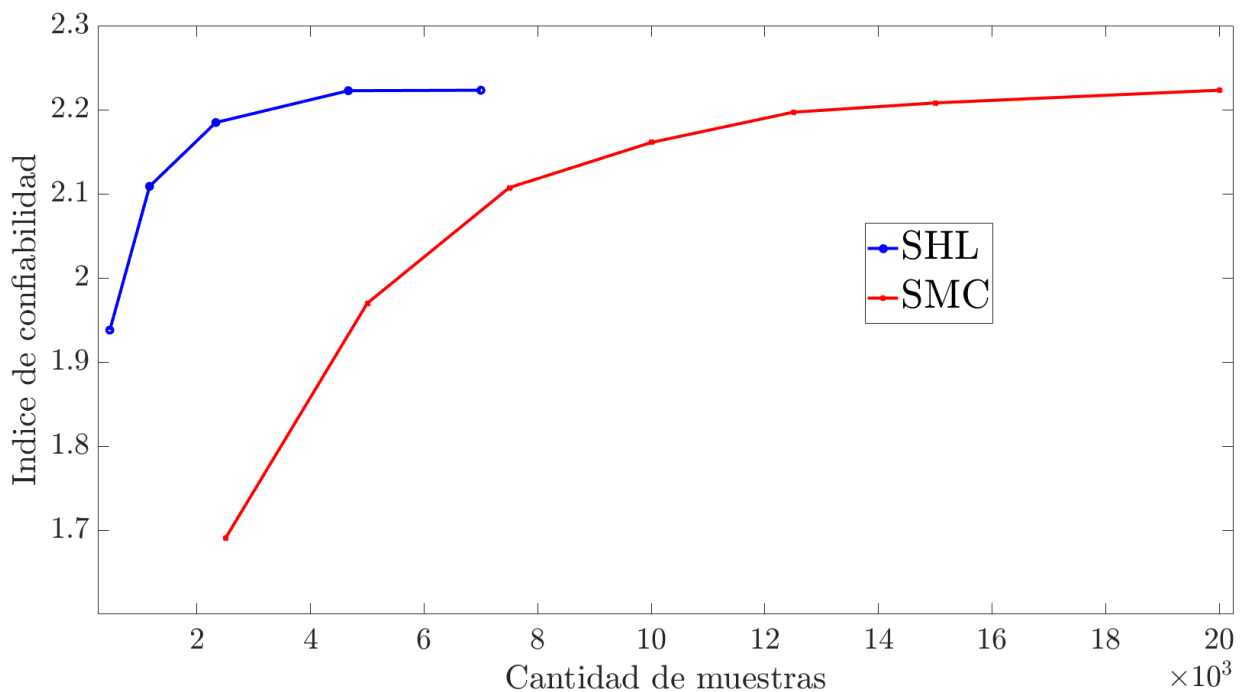


Figura 32 Convergencia entre las técnicas de muestreo SHL y SMC.  
Fuente: Autora

Se dispuso de 4 equipos de cómputo con un máximo de 6 núcleos para ejecutar análisis en paralelo; sin embargo, el procesamiento en paralelo solo se empleó para el cálculo de las curvas  $M - \phi$  y las binealizaciones, ya que SAP2000® no permitió esta capacidad a través de la OAPI. Las características de los equipos se detallan en la Figura 33.

Como se ha definido en este documento, la implementación del modelo simplificado Barra-Enlace permitió reducir los tiempos de análisis no lineales en los seis modelos definidos en la Tabla 2. En promedio, el tiempo de análisis fue de un máximo de 111.15 segundos en los análisis no lineales ejecutados por SAP2000®, como se detalla en el [Apéndice B](#).

Nombre del dispositivo	PCAle	
Procesador	AMD Ryzen 5 5600H with Radeon Graphics	3.30 GHz
RAM instalada	24.0 GB (23.3 GB utilizable)	
Id. del dispositivo	002C6D4F-93EC-4377-956E-95852DF8A193	
Id. del producto	00342-43286-47038-AAOEM	
Tipo de sistema	Sistema operativo de 64 bits, procesador x64	
Lápiz y entrada táctil	La entrada táctil o manuscrita no está disponible para esta pantalla	

Figura 33 Especificaciones del dispositivo.  
Fuente: Autora.

Los valores de materiales y la información de las rótulas concentradas son los mismos para los modelos empotrados,  $V_s = 324.5$  m/s y  $V_s = 249.0$  m/s. Requiriendo la edición de las propiedades de los esfuerzos del concreto y del acero, así como el cálculo y la importación de la información de rótula en los tres modelos con diferente condición de flexibilidad en la base. Por esta razón, se agrupó los códigos de programación en análisis de 10 pisos y análisis de 20 pisos, dado que en estos modelos no varía la geometría de los elementos estructurales y el material en muestra, sino su condición de flexibilidad del suelo.

En este contexto, el costo computacional para ejecutar los sistemas de 10 pisos fue de 939.199 segundos por muestreo (ejecutando las 3 condiciones en la base), estimándose que la ejecución de 10,000 muestras requerirá 108.7 días para los sistemas de 10D, 10D-324.5 y 10D-249.0. De manera similar, en los sistemas de 20 pisos, la ejecución toma 1,130.445 segundos por muestreo, estimándose 130.84 días para completar las 10,000 muestras de los modelos 20D, 20D-324.5 y 20D-249.0

### 9. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Este capítulo presenta los hallazgos obtenidos tras la implementación de la metodología descrita previamente. El objetivo principal de la investigación fue evaluar la influencia de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) en la respuesta no lineal de sistemas muro-pórtico, considerando diversas condiciones estructurales y análisis.

El primer paso consistió en realizar un análisis elástico lineal con condición de base empotrada para los modelos 10D y 20D. El propósito de este análisis fue asegurar que la rigidez estructural cumpliera con los requisitos de deriva estipulados en el Artículo A.6.4-1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) y verificar que el periodo fundamental de vibración se mantuviera dentro de los límites establecidos en los Artículos A.4.2-1 y A.4.2-2. Este análisis permitió definir la geometría de los elementos estructurales, como se muestra en la Tabla 8. Asimismo, las propiedades medias de los materiales, indicadas en las .

y Tabla 4 sirvieron de base para determinar las dimensiones de dichos elementos.

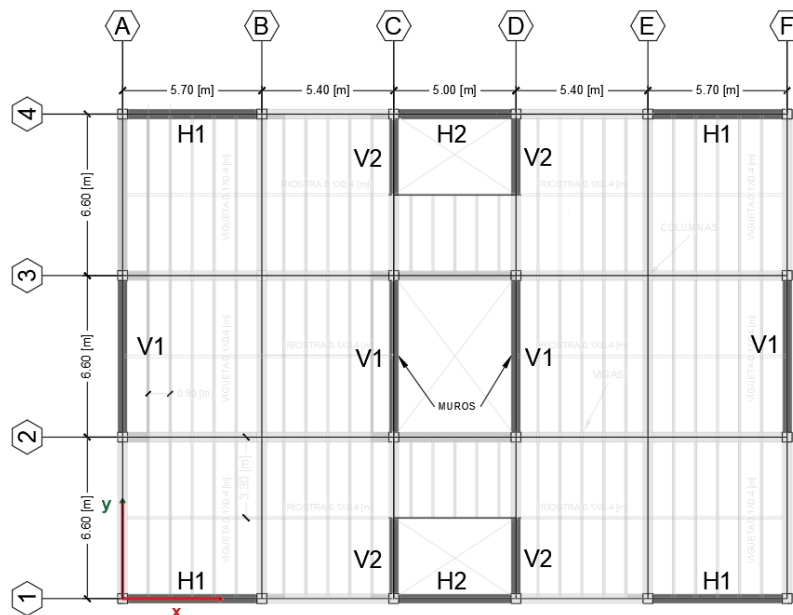


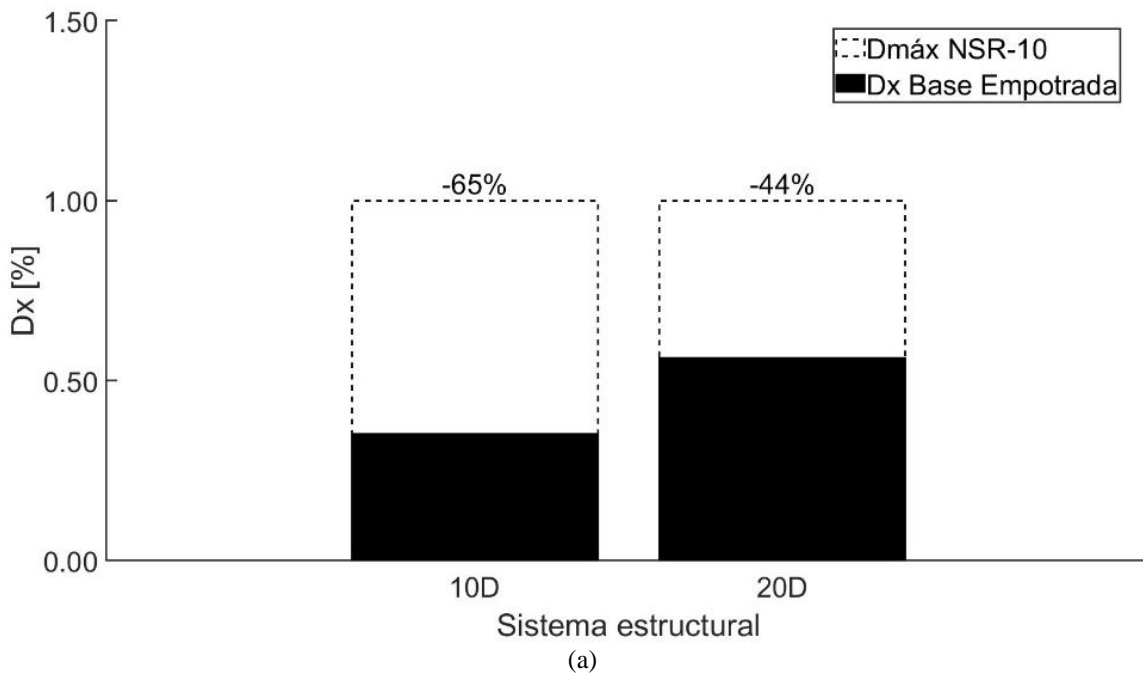
Figura 34 Nomenclatura de muros dispuestos en planta tipo.

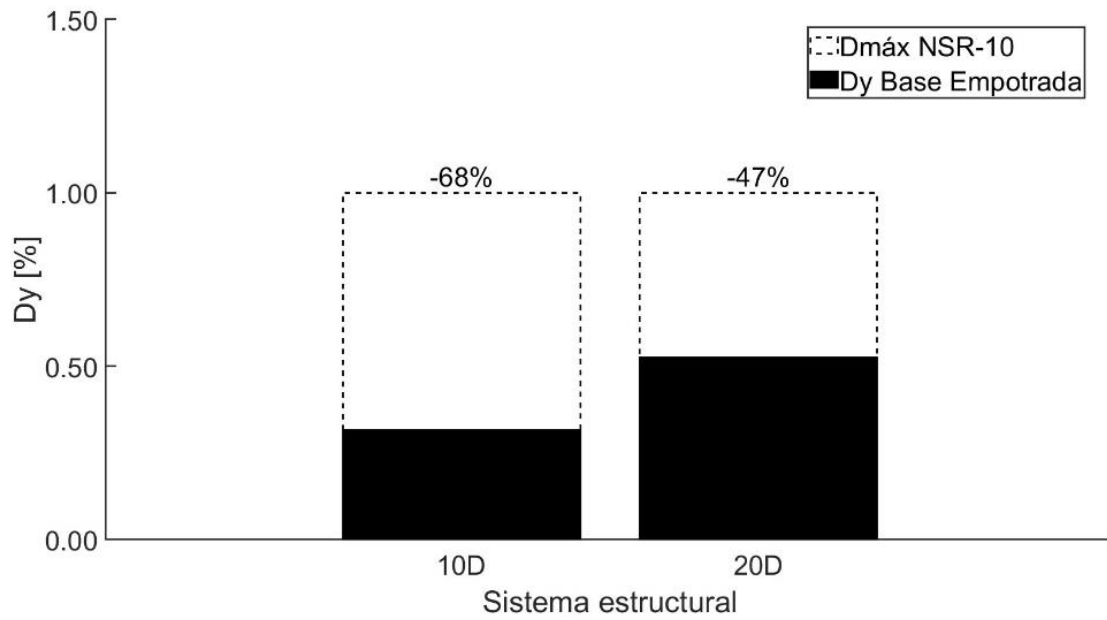
Fuente: Autora.

Tabla 8 Sección de concreto de los elementos estructurales, unidades en metros [m].

ID	VIGAS	COLUMNAS	MUROS			
			H1	H2	V1	V2
10D	0.3 x 0.5	0.65 x 0.65	5.7 x 0.15	5.0 x 0.15	6.6 x 0.15	3.3 x 0.15
20D	0.6 x 0.7	0.80 x 0.80	5.7 x 0.40	5.0 x 0.40	6.6 x 0.40	3.3 x 0.40

La relación con los límites establecidos por la normativa vigente se muestra en la Figura 35 (a) y (b) para las derivas en las direcciones X e Y, respectivamente, y en la Figura 36 para el periodo fundamental. Los valores indicados en la parte superior de los diagramas de barra representan el porcentaje con respecto a los límites máximos permitidos por la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Un valor negativo indica que se encuentra por debajo del límite, mientras que un valor positivo señala que lo excede. A partir de esta evaluación, se determinó que las secciones de los elementos estructurales presentadas en la Tabla 8 cumplen con los requisitos normativos.





(b)  
 Figura 35 Desplazamiento relativo en modelos de base empotrada  
 (a) plano X-Z, (b) plano Y-Z.  
 Fuente: Autora.

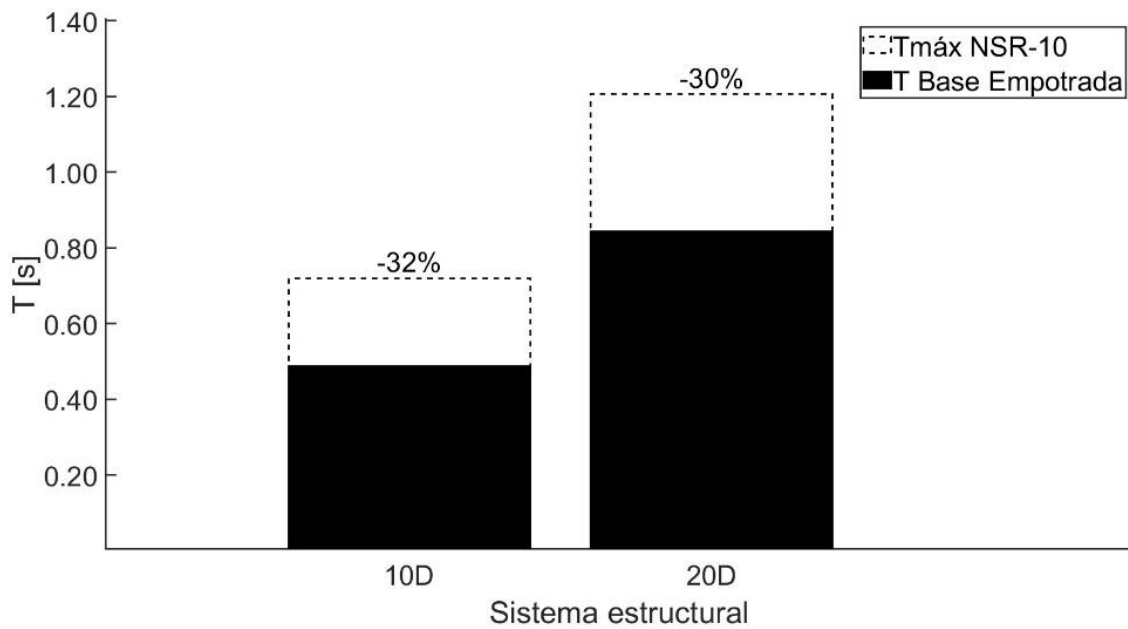


Figura 36 Periodo fundamental en los modelos de base empotrada  
 Fuente: Autora

Adicionalmente, se evaluó el grado de irregularidad de la estructura para ambos sistemas, conforme a lo establecido en la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Este análisis consideró el grado de irregularidad aplicando el menor valor encontrado para el coeficiente de reducción causado por irregularidad en planta  $\phi_p$ , irregularidad en altura  $\phi_a$ , ausencia de redundancia  $\phi_r$  y el coeficiente de disipación de energía en función del sistema estructural y el grado de capacidad de disipación de energía del material ( $R_0$ ). Los resultados indicaron que el sistema es regular, con una participación modal en el primer modo superior al 70%, lo cual permite el uso confiable del análisis *pushover* en términos del primer modo de vibración (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2005). Los valores correspondientes a estos coeficientes, para los sistemas estructurales analizados, se presentan en la Tabla 9, cuya justificación detallada se encuentra en los Apéndices [C](#) y [D](#).

Una vez evaluados estos coeficientes, se calculó el coeficiente de disipación de energía ( $R$ ) utilizando la ecuación (17) del Artículo A.3.3-1 de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), el cual es clave para el diseño sísmico de la edificación. En los Apéndices [E](#) y [F](#) se muestran los alzados de los sistemas estructurales de 10 y 20 pisos, incluyendo los aceros requeridos según el análisis de resistencia.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \quad (17)$$

Tabla 9 Coeficientes de reducción por irregularidades

Irregularidad	coeficiente	Referencia NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)
$\phi_a$	1.0	Tabla A.3-7
$\phi_p$	1.0	Tabla A.3-6
$\phi_r$	1.0	Artículo A.3.3.8.2
$R_0$	7.0	Tabla A.3-2

Con base en estos resultados, se dispuso el refuerzo transversal en vigas y columnas mediante estribos No.3 ( $A_{st}$ ), con recubrimientos de 40 mm y el acero de refuerzo longitudinal positivo y

negativo detallado en la Figura 37, la cual se describe en la Tabla 10 y Tabla 11 para vigas. Para las columnas, el refuerzo se detalla en la Figura 38 y se describe en la Tabla 12 y Tabla 13. En el caso de los muros, se dispusieron recubrimientos de 25 mm y dos líneas de acero longitudinal en ambas direcciones, según se muestra en la Figura 39 y se describe en la Tabla 14 y la Tabla 15 para los sistemas de base empotrada especificados de la Tabla 8.

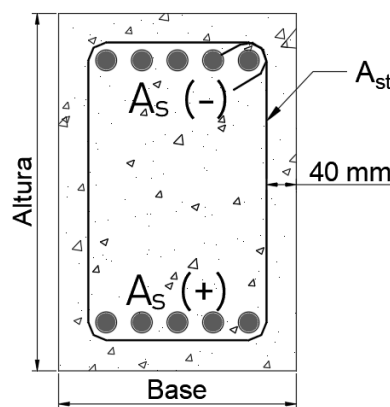


Figura 37 Sección transversal tipo de vigas.  
Fuente: Autora.

Tabla 10 Refuerzo longitudinal en vigas para el modelo de 10 pisos sobre suelo D

SectionName	$A_s (-)$ m <sup>2</sup>	$A_s (+)$ m <sup>2</sup>	h m	b m
2N6 3N6 - 3N6 4N4	3N6	4N4	0.50	0.30
2N6 4N4 - 4N4 4N4	2N6	4N4	0.50	0.30
2N6 4N4 - 4N4 5N4	4N4	5N4	0.50	0.30
2N6 4N4 - 5N4 4N4	2N6	5N4	0.50	0.30
2N6 4N6 - 3N6 4N4	4N6	4N4	0.50	0.30
2N6 4N7 - 3N6 4N5	4N7	4N5	0.50	0.30
2N6 4N8 - 3N6 4N5	4N8	4N5	0.50	0.30
2N6 5N5 - 3N6 4N4	5N5	4N4	0.50	0.30
3N5 4N4 - 4N4 4N4	3N5	4N4	0.50	0.30
3N5 4N4 - 5N4 4N4	3N5	5N4	0.50	0.30
3N5 5N6 - 3N6 4N5	5N6	4N5	0.50	0.30
3N6 2N6 - 4N4 3N6	2N6	3N6	0.50	0.30
3N6 4N4 - 4N6 4N4	3N6	4N6	0.50	0.30
3N6 4N4 - 5N4 4N4	3N6	5N4	0.50	0.30
3N6 4N4 - 5N5 4N4	3N6	5N5	0.50	0.30
4N4 4N4 - 4N4 4N4	4N4	4N4	0.50	0.30

4N4 4N5 - 4N4 2N6	4N5	2N6	0.50	0.30
4N4 4N5 - 4N4 3N5	4N5	3N5	0.50	0.30
4N4 4N5 - 4N4 3N6	4N5	3N6	0.50	0.30
4N4 4N5 - 4N4 4N4	4N5	4N4	0.50	0.30
4N4 4N5 - 4N4 4N6	4N5	4N6	0.50	0.30
4N4 4N5 - 4N4 5N4	4N5	5N4	0.50	0.30
4N4 4N5 - 4N4 5N5	4N5	5N5	0.50	0.30
4N4 4N6 - 4N4 2N6	4N6	2N6	0.50	0.30
4N4 4N6 - 4N4 4N5	4N6	4N5	0.50	0.30
4N4 5N4 - 4N4 4N4	5N4	4N4	0.50	0.30
4N4 5N5 - 4N4 4N5	5N5	4N5	0.50	0.30
4N4 5N5 - 4N4 4N6	5N5	4N6	0.50	0.30
4N4 5N6 - 3N6 2N6	5N6	2N6	0.50	0.30
4N4 5N6 - 3N6 3N5	5N6	3N5	0.50	0.30
4N4 5N6 - 3N6 5N4	5N6	5N4	0.50	0.30
4N6 3N5 - 4N4 3N6	3N5	3N6	0.50	0.30
4N6 4N4 - 4N4 3N6	4N4	3N6	0.50	0.30

Tabla 11 Refuerzo longitudinal en vigas para el modelo de 20 pisos sobre suelo D

SectionName	A <sub>s</sub> (-) m <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> (+) m <sup>2</sup>	h m	b m
10N5 7N5 - 10N5 7N5	10N5	10N5	0.70	0.60
10N5 7N5 - 7N5 7N5	10N5	7N5	0.70	0.60
10N5 7N5 - 7N6 7N5	10N5	7N6	0.70	0.60
10N5 7N5 - 8N5 7N5	10N5	8N5	0.70	0.60
10N5 7N5 - 9N5 7N5	10N5	9N5	0.70	0.60
10N5 7N5 - 9N6 7N5	10N5	9N6	0.70	0.60
10N6 5N6 - 10N6 5N6	10N6	10N6	0.70	0.60
10N6 5N6 - 11N6 5N6	10N6	11N6	0.70	0.60
10N6 5N6 - 5N6 5N6	10N6	5N6	0.70	0.60
10N6 5N6 - 7N6 5N6	10N6	7N6	0.70	0.60
10N6 5N6 - 8N6 5N6	10N6	8N6	0.70	0.60
10N6 5N6 - 9N6 5N6	10N6	9N6	0.70	0.60
10N7 4N7 - 8N7 4N7	10N7	8N7	0.70	0.60
10N7 4N7 - 9N7 4N7	10N7	9N7	0.70	0.60
11N5 7N5 - 10N5 7N5	11N5	10N5	0.70	0.60
11N5 7N5 - 8N5 8N5	11N5	8N5	0.70	0.60
11N5 7N5 - 9N5 7N5	11N5	9N5	0.70	0.60
11N6 5N6 - 5N6 5N6	11N6	5N6	0.70	0.60
4N7 11N7 - 4N7 11N7	11N7	11N7	0.70	0.60
4N7 11N7 - 4N7 9N7	11N7	9N7	0.70	0.60
4N7 4N7 - 4N7 4N7	4N7	4N7	0.70	0.60

4N7 4N7 - 5N6 5N6	4N7	5N6	0.70	0.60
4N7 7N7 - 4N7 9N7	7N7	9N7	0.70	0.60
4N7 7N7 - 5N6 7N6	7N7	7N6	0.70	0.60
4N7 7N7 - 5N6 8N6	7N7	8N6	0.70	0.60
4N7 7N7 - 5N6 9N6	7N7	9N6	0.70	0.60
4N7 8N7 - 4N7 10N7	8N7	10N7	0.70	0.60
4N7 8N7 - 4N7 6N7	8N7	6N7	0.70	0.60
4N7 8N7 - 4N7 7N7	8N7	7N7	0.70	0.60
4N7 8N7 - 4N7 9N7	8N7	9N7	0.70	0.60
4N7 8N7 - 5N6 10N6	8N7	10N6	0.70	0.60
4N7 8N7 - 5N6 9N6	8N7	9N6	0.70	0.60
4N7 9N7 - 4N7 10N7	9N7	10N7	0.70	0.60
4N7 9N7 - 4N7 11N7	9N7	11N7	0.70	0.60
4N7 9N7 - 4N7 7N7	9N7	7N7	0.70	0.60
4N7 9N7 - 4N7 8N7	9N7	8N7	0.70	0.60
4N7 9N7 - 4N7 9N7	9N7	9N7	0.70	0.60
4N7 9N7 - 5N6 10N6	9N7	10N6	0.70	0.60
4N7 9N7 - 5N6 11N6	9N7	11N6	0.70	0.60
5N6 5N6 - 5N6 5N6	5N6	5N6	0.70	0.60
5N6 5N6 - 5N6 6N6	5N6	6N6	0.70	0.60
5N6 5N6 - 5N6 7N6	5N6	7N6	0.70	0.60
5N6 6N6 - 5N6 5N6	6N6	5N6	0.70	0.60
5N6 6N6 - 5N6 6N6	6N6	6N6	0.70	0.60
5N6 6N6 - 5N6 7N6	6N6	7N6	0.70	0.60
5N6 6N6 - 5N6 8N6	6N6	8N6	0.70	0.60
5N6 7N6 - 5N6 10N6	7N6	10N6	0.70	0.60
5N6 7N6 - 5N6 5N6	7N6	5N6	0.70	0.60
5N6 7N6 - 5N6 7N6	7N6	7N6	0.70	0.60
5N6 7N6 - 5N6 8N6	7N6	8N6	0.70	0.60
5N6 8N6 - 5N6 10N6	8N6	10N6	0.70	0.60
5N6 8N6 - 5N6 5N6	8N6	5N6	0.70	0.60
5N6 8N6 - 5N6 6N6	8N6	6N6	0.70	0.60
5N6 9N6 - 5N6 11N6	9N6	11N6	0.70	0.60
5N6 9N6 - 5N6 5N6	9N6	5N6	0.70	0.60
5N6 9N6 - 5N6 7N6	9N6	7N6	0.70	0.60
5N6 9N6 - 5N6 8N6	9N6	8N6	0.70	0.60
5N6 9N6 - 5N6 9N6	9N6	9N6	0.70	0.60
6N6 7N5 - 8N5 7N5	6N6	8N5	0.70	0.60
7N5 7N5 - 5N6 5N6	7N5	5N6	0.70	0.60
7N5 7N5 - 7N5 7N5	7N5	7N5	0.70	0.60
7N5 7N5 - 7N5 8N5	7N5	8N5	0.70	0.60

7N5 7N5 - 7N5 9N5	7N5	9N5	0.70	0.60
7N5 7N6 - 7N5 8N5	7N6	8N5	0.70	0.60
7N5 7N6 - 7N5 9N5	7N6	9N5	0.70	0.60
7N5 7N7 - 7N5 6N7	7N7	6N7	0.70	0.60
7N5 7N7 - 7N5 7N7	7N7	7N7	0.70	0.60
7N5 8N5 - 7N5 11N5	8N5	11N5	0.70	0.60
7N5 8N5 - 7N5 7N5	8N5	7N5	0.70	0.60
7N5 8N5 - 7N5 8N5	8N5	8N5	0.70	0.60
7N5 8N5 - 7N5 9N5	8N5	9N5	0.70	0.60
7N5 8N6 - 7N5 7N6	8N6	7N6	0.70	0.60
7N5 8N6 - 7N5 8N5	8N6	8N5	0.70	0.60
7N5 9N5 - 7N5 12N5	9N5	12N5	0.70	0.60
7N5 9N5 - 7N5 7N5	9N5	7N5	0.70	0.60
7N5 9N5 - 7N5 8N5	9N5	8N5	0.70	0.60
7N5 9N5 - 7N5 9N5	9N5	9N5	0.70	0.60
7N5 9N5 - 7N5 9N6	9N5	9N6	0.70	0.60
7N5 9N6 - 7N5 9N5	9N6	9N5	0.70	0.60

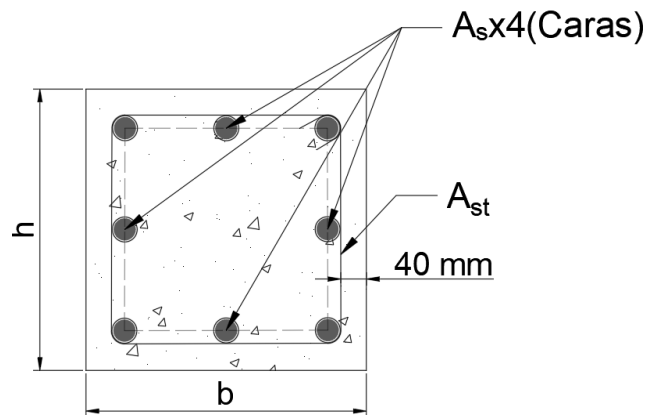


Figura 38 Sección transversal tipo de columnas.

Fuente: Autora

Tabla 12 Refuerzo longitudinal en columnas para el modelo de 10 pisos sobre suelo D

SectionName	$A_s \times$ 1 cara $m^2$	$h$ m	$b$ m	$P$ kN
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	-7211.00
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	-5769.00
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	-4326.00
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	-2884.00
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	-1442.00
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	0.00
COL 1.0% PMM	4N7	0.65	0.65	1177.00

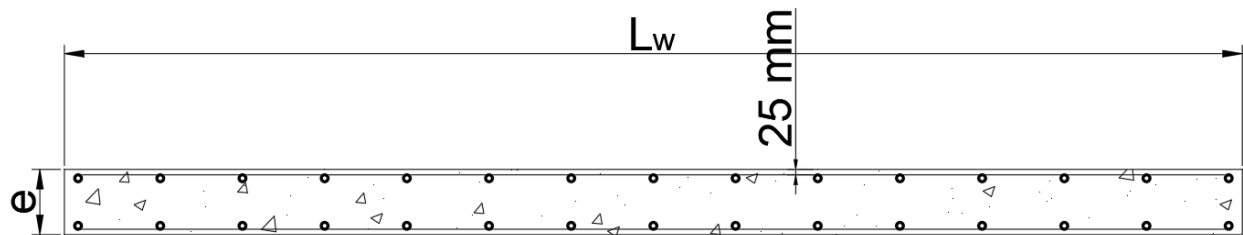
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	-6483.00
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	-5186.00
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	-3890.00
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	-2593.00
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	-1297.00
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	0.00
COL 1.4% PMM	4N8	0.65	0.65	1336.00

Tabla 13 Refuerzo longitudinal en columnas para el modelo de 20 pisos sobre suelo D

SectionName	As x 1cara m <sup>2</sup>	h m	b m	P kN
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-11625.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-10936.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-10246.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-9557.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-8867.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-8178.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-7489.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-6799.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-6110.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-5499.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-4888.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-4277.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-3666.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-3055.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-2444.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-1833.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-1222.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	-611.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	0.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	345.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	690.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	1034.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	1379.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	1724.00
COL 1.0% PMM	7N6	0.80	0.80	2536.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-11625.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-10939.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-10254.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-9568.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-8883.00

COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-8197.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-7512.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-6826.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-6140.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-5526.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-4912.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-4298.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-3684.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-3070.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-2456.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-1842.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-1228.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	-614.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	0.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	152.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	304.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	456.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	608.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	760.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	912.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	1064.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	1216.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	1368.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	1520.00
COL 1.1% PMM	7N6	0.80	0.80	2536.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-12118.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-11379.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-10641.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-9902.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-9163.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-8424.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-7685.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-6946.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-6207.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-5587.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-4966.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-4345.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-3725.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-3104.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-2483.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-1862.00

COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-1242.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	-621.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	0.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	215.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	430.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	645.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	859.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	1074.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	1289.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	1504.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	1719.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	1933.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	2148.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	2803.00
COL 1.3% PMM	7N7	0.80	0.80	3458.00



$A_s \times 2$  (líneas de acero superior e inferior)

Figura 39 Sección transversal tipo de muros.

Fuente: Autora.

Tabla 14 Refuerzo longitudinal en muros para el modelo de 10 pisos sobre suelo D

SectionName	$A_s \times 1$ línea $m^2$	e m	$L_w$ m	P kN
H1	24N3	0.15	5.70	-8468.00
H1	24N3	0.15	5.70	-7158.00
H1	24N3	0.15	5.70	-5848.00
H1	24N3	0.15	5.70	-5380.00
H1	24N3	0.15	5.70	-4304.00
H1	24N3	0.15	5.70	-3228.00
H1	24N3	0.15	5.70	-2152.00
H1	24N3	0.15	5.70	-1287.00
H1	24N3	0.15	5.70	0.00
H1	24N3	0.15	5.70	1100.00
H2	21N3	0.15	5.00	-9778.00

H2	21N3	0.15	5.00	-8468.00
H2	21N3	0.15	5.00	-7158.00
H2	21N3	0.15	5.00	-5848.00
H2	21N3	0.15	5.00	-4678.00
H2	21N3	0.15	5.00	-3509.00
H2	21N3	0.15	5.00	-2339.00
H2	21N3	0.15	5.00	-1169.00
H2	21N3	0.15	5.00	0.00
H2	21N3	0.15	5.00	1126.00
V1	18N3	0.15	6.60	-10367.00
V1	18N3	0.15	6.60	-8822.00
V1	18N3	0.15	6.60	-7278.00
V1	18N3	0.15	6.60	-6793.00
V1	18N3	0.15	6.60	-6308.00
V1	18N3	0.15	6.60	-5823.00
V1	18N3	0.15	6.60	-5338.00
V1	18N3	0.15	6.60	-4853.00
V1	18N3	0.15	6.60	-4367.00
V1	18N3	0.15	6.60	-3882.00
V1	18N3	0.15	6.60	-3397.00
V1	18N3	0.15	6.60	-2911.00
V1	18N3	0.15	6.60	-2426.00
V1	18N3	0.15	6.60	-1941.00
V1	18N3	0.15	6.60	-1456.00
V1	18N3	0.15	6.60	-971.00
V1	18N3	0.15	6.60	-486.00
V1	18N3	0.15	6.60	0.00
V1	18N3	0.15	6.60	193.00
V1	18N3	0.15	6.60	386.00
V1	18N3	0.15	6.60	772.00
V1	18N3	0.15	6.60	965.00
V2	14N4	0.15	3.30	-6000.00
V2	14N4	0.15	3.30	-4744.00
V2	14N4	0.15	3.30	-3558.00
V2	14N4	0.15	3.30	-2372.00
V2	14N4	0.15	3.30	-1186.00
V2	14N4	0.15	3.30	0.00
V2	14N4	0.15	3.30	1010.00
V2	14N4	0.15	3.30	1365.00

Tabla 15 Refuerzo longitudinal en muros para el modelo de 20 pisos sobre suelo D

SectionName	A <sub>s</sub> x 1 línea m <sup>2</sup>	e m	L <sub>w</sub> m	P kN
H1	24N6	0.40	5.70	-23826.00
H1	24N6	0.40	5.70	-21045.00
H1	24N6	0.40	5.70	-18264.00
H1	24N6	0.40	5.70	-15483.00
H1	24N6	0.40	5.70	-12702.00
H1	24N6	0.40	5.70	-9921.00
H1	24N6	0.40	5.70	-7453.00
H1	24N6	0.40	5.70	-4985.00
H1	24N6	0.40	5.70	-2493.00
H1	24N6	0.40	5.70	0.00
H1	24N6	0.40	5.70	342.00
H1	24N6	0.40	5.70	683.00
H1	24N6	0.40	5.70	1049.00
H1	24N6	0.40	5.70	1414.00
H1	24N6	0.40	5.70	1832.00
H1	24N6	0.40	5.70	2250.00
H1	24N6	0.40	5.70	2625.00
H1	24N6	0.40	5.70	3000.00
H1	24N6	0.40	5.70	3375.00
H1	24N6	0.40	5.70	3750.00
H1	24N6	0.40	5.70	6113.00
H1	24N6	0.40	5.70	8476.00
H2	21N7	0.40	5.70	-24561.00
H2	21N7	0.40	5.70	-22405.00
H2	21N7	0.40	5.70	-20249.00
H2	21N7	0.40	5.70	-18093.00
H2	21N7	0.40	5.70	-15937.00
H2	21N7	0.40	5.70	-13781.00
H2	21N7	0.40	5.70	-11624.00
H2	21N7	0.40	5.70	-8470.00
H2	21N7	0.40	5.70	-5315.00
H2	21N7	0.40	5.70	-2658.00
H2	21N7	0.40	5.70	0.00
H2	21N7	0.40	5.70	498.00
H2	21N7	0.40	5.70	995.00
H2	21N7	0.40	5.70	1171.00
H2	21N7	0.40	5.70	1346.00

H2	21N7	0.40	5.70	1522.00
H2	21N7	0.40	5.70	1697.00
H2	21N7	0.40	5.70	1873.00
H2	21N7	0.40	5.70	2048.00
H2	21N7	0.40	5.70	3312.00
H2	21N7	0.40	5.70	4575.00
H2	21N7	0.40	5.70	6333.00
H2	21N7	0.40	5.70	8090.00
V1	20N5	0.40	5.70	-37681.00
V1	20N5	0.40	5.70	-34366.00
V1	20N5	0.40	5.70	-31052.00
V1	20N5	0.40	5.70	-27925.00
V1	20N5	0.40	5.70	-24798.00
V1	20N5	0.40	5.70	-21671.00
V1	20N5	0.40	5.70	-18544.00
V1	20N5	0.40	5.70	-15417.00
V1	20N5	0.40	5.70	-12290.00
V1	20N5	0.40	5.70	-9239.00
V1	20N5	0.40	5.70	-6188.00
V1	20N5	0.40	5.70	-3094.00
V1	20N5	0.40	5.70	0.00
V1	20N5	0.40	5.70	227.00
V1	20N5	0.40	5.70	454.00
V1	20N5	0.40	5.70	573.00
V1	20N5	0.40	5.70	691.00
V1	20N5	0.40	5.70	734.00
V1	20N5	0.40	5.70	776.00
V1	20N5	0.40	5.70	1296.00
V1	20N5	0.40	5.70	1816.00
V1	20N5	0.40	5.70	2043.00
V1	20N5	0.40	5.70	2270.00
V1	20N5	0.40	5.70	5565.00
V1	20N5	0.40	5.70	8800.00
V2	12N7	0.40	5.70	-16764.00
V2	12N7	0.40	5.70	-15377.00
V2	12N7	0.40	5.70	-13990.00
V2	12N7	0.40	5.70	-12603.00
V2	12N7	0.40	5.70	-11216.00
V2	12N7	0.40	5.70	-9829.00
V2	12N7	0.40	5.70	-8442.00
V2	12N7	0.40	5.70	-5987.00

V2	12N7	0.40	5.70	-3532.00
V2	12N7	0.40	5.70	-1766.00
V2	12N7	0.40	5.70	0.00
V2	12N7	0.40	5.70	264.00
V2	12N7	0.40	5.70	527.00
V2	12N7	0.40	5.70	952.00
V2	12N7	0.40	5.70	1377.00
V2	12N7	0.40	5.70	1500.00
V2	12N7	0.40	5.70	1623.00
V2	12N7	0.40	5.70	1870.00
V2	12N7	0.40	5.70	2116.00
V2	12N7	0.40	5.70	3158.00
V2	12N7	0.40	5.70	4200.00
V2	12N7	0.40	5.70	5514.00
V2	12N7	0.40	5.70	6827.00

Para evidenciar mejor los efectos de la ISE en la respuesta inelástica de los sistemas muro-pórtico en esta investigación, considerando que la flexibilidad y la no linealidad del material pueden dificultar la discusión e interpretación de los resultados al incluirse la variabilidad de 10,000 condiciones de esfuerzo tanto para el concreto como para el acero de refuerzo, fue necesario primero comparar los resultados bajo condiciones promedio de los materiales en la respuesta no lineal, como se discute a continuación.

En primer lugar, los sistemas estructurales de 10 pisos y 20 pisos presentaron los resultados que se muestran en la Tabla 16, en términos del punto de desempeño, el periodo fundamental y el factor de capacidad R, evaluados bajo las condiciones de empotramiento y flexibilidad de base. Estos parámetros fueron calculados a partir de las curvas de capacidad ilustradas en la Figura 40.

Tabla 16 Respuesta inelástica de modelos de 10 y 20 pisos.

Condición de base No. de pisos	Empotrada			$V_s = 324.50 \text{ m/s}$			$V_s = 249.00 \text{ m/s}$		
	$\Delta_{total}(\%)$	T(s)	R	$\Delta_{total}(\%)$	T(s)	R	$\Delta_{total}(\%)$	T(s)	R
10 pisos	0.489	0.752	4.882	0.686	1.148	2.890	0.762	1.358	2.454
20 pisos	0.596	1.563	2.712	0.920	2.463	1.687	1.132	3.031	1.444

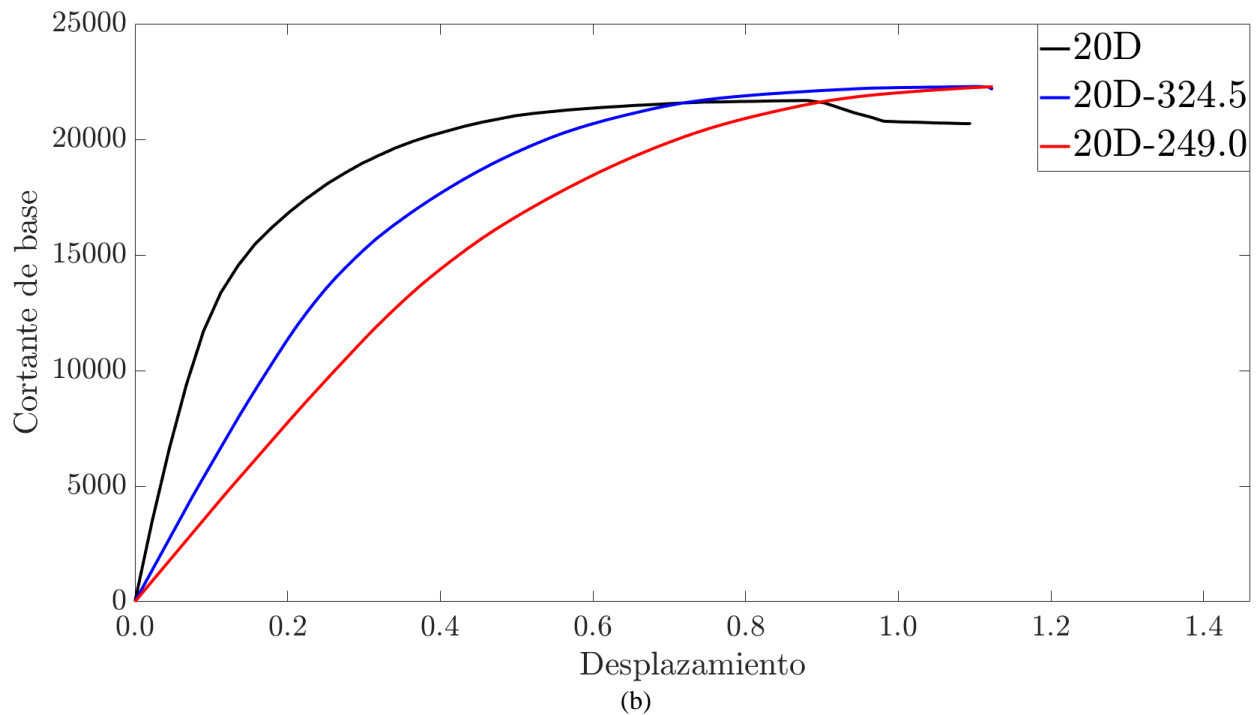
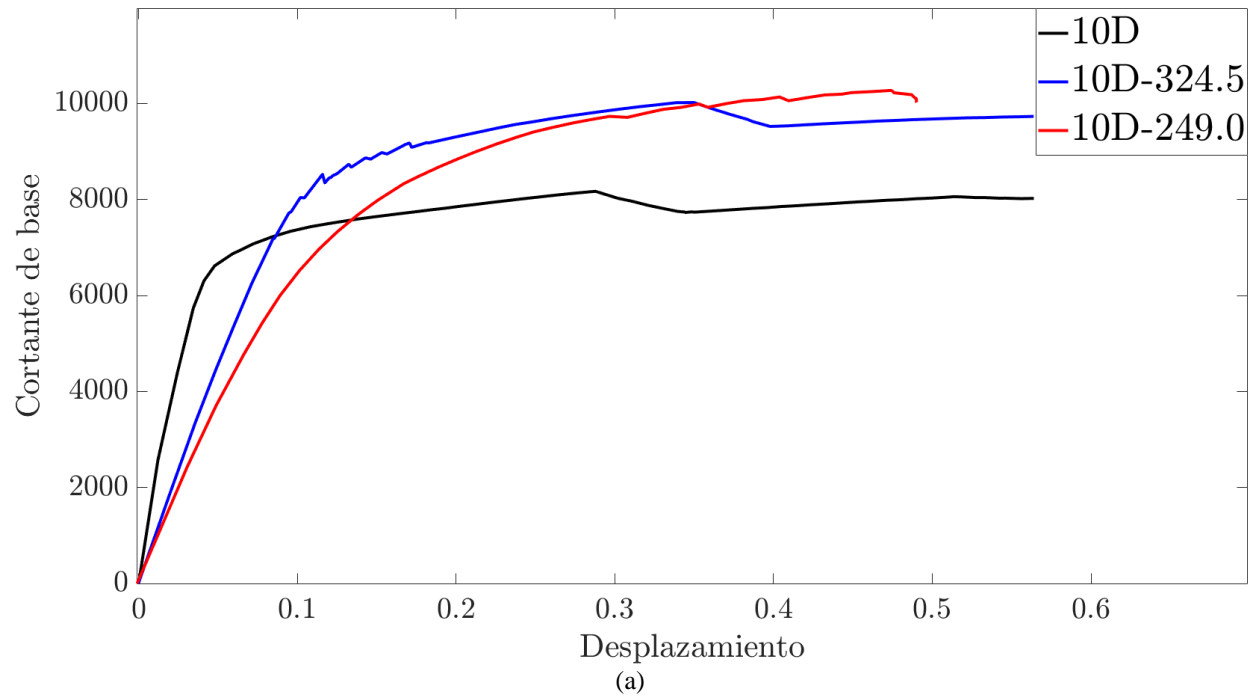


Figura 40 Curva de capacidad modelos.

(a) Sistemas de 10 pisos en la dirección principal (X) (b) Sistemas de 20 pisos en la dirección principal (Y).

Fuente: Autora.

Los resultados indican que, al incrementar el número de pisos y la flexibilidad del suelo, se aumenta la deriva inelástica y el período fundamental, lo que lleva a una disminución en la capacidad de la estructura para disipar energía (factor R), permitiendo así alcanzar valores más altos de daño (Mishra & Samanta, 2023). Además, las curvas de capacidad presentadas en la Figura 40, muestran una reducción de la rigidez inicial a medida que la flexibilidad de la base aumenta, un comportamiento que ha sido documentado en estudios sobre la demanda en sistemas estructurales que consideran la ISE (Silvestri et al., 2024). Esto se debe a que la flexibilidad de la base introduce desplazamientos adicionales, lo que incrementa la deformación lateral bajo las mismas cargas laterales, disminuyendo su rigidez. En estas curvas se observa que, en sistemas de 10 pisos en comparación con los de 20 pisos, el cortante aumenta debido a la flexibilidad del suelo, lo cual es consistente con los resultados de (Pioldi et al., 2017b). Asimismo, se evidencia una variación en la respuesta dinámica al incluir la flexibilidad de la base en sistemas de 20 pisos, lo que provoca un cambio en la participación modal en comparación con la condición de base empotrada, tal como advierten (Verma & Debbarma, 2023).

En segundo lugar, en el análisis de los modelos estructurales, se evaluó el comportamiento de las rótulas de los elementos en el punto de desempeño. Para las vigas y columnas, se calculó un porcentaje que representa la relación entre el número de rotulaciones activas en estos elementos con el total de rotulaciones asignadas. En el caso de muros, se analizó la relación entre la rotación alcanzada y la rotación máxima según la información específica de las rótulas de cada muro, reportando en los resultados la condición más crítica observada.

La formación de estas rotulaciones en el punto de desempeño puede observarse en la Figura 41 para los sistemas de 10 pisos, específicamente en los pórticos 1 y 2 del plano XZ, y en la Figura 42 para el de 20 pisos en los pórticos A, B Y C del plano YZ.

Para el sistema de 10 pisos, en el cual la dirección principal de análisis fue la dirección X (Figura 41), se registraron las siguientes rotulaciones:

- **Modelo 10D:** Presenta un 35% de rotulaciones en las vigas, un 91.4% de columnas y una relación de rotación en los muros de 49.01% con respecto a la máxima rotación permitida en la sección de muro.
- **Modelo 10D-324.5:** Muestra un 37% de rotulaciones en las vigas, un 89.6% de columnas y una relación de rotación en los muros de 58.3%.
- **Modelo 10D-249.0:** Exhibe un 56.0% de rotulaciones en las vigas, un 79.2% columnas y una relación de rotación en los muros de 68.8%.

Por otro lado, para el modelo de 20 pisos, donde la dirección principal de análisis fue la dirección Y (Figura 42) al incluir la flexibilidad de la base, se obtuvieron los siguientes resultados en el nivel de desplazamiento de desempeño:

- **Modelo 20D:** Presenta un 18.6% de rotulaciones en las vigas, un 90.0% de columnas y una relación de rotación en los muros de 37.8% con respecto a la máxima rotación permitida en la sección de muro.
- **Modelo 20D-324.5:** Muestra un 13.6% de rotulaciones en las vigas, un 85.4% de columnas y una relación de rotación en los muros de 38.6%.
- **Modelo 20D-249.0:** Exhibe un 10.8% de rotulaciones en las vigas, un 79.6% columnas y una relación de rotación en los muros de 42.3%.

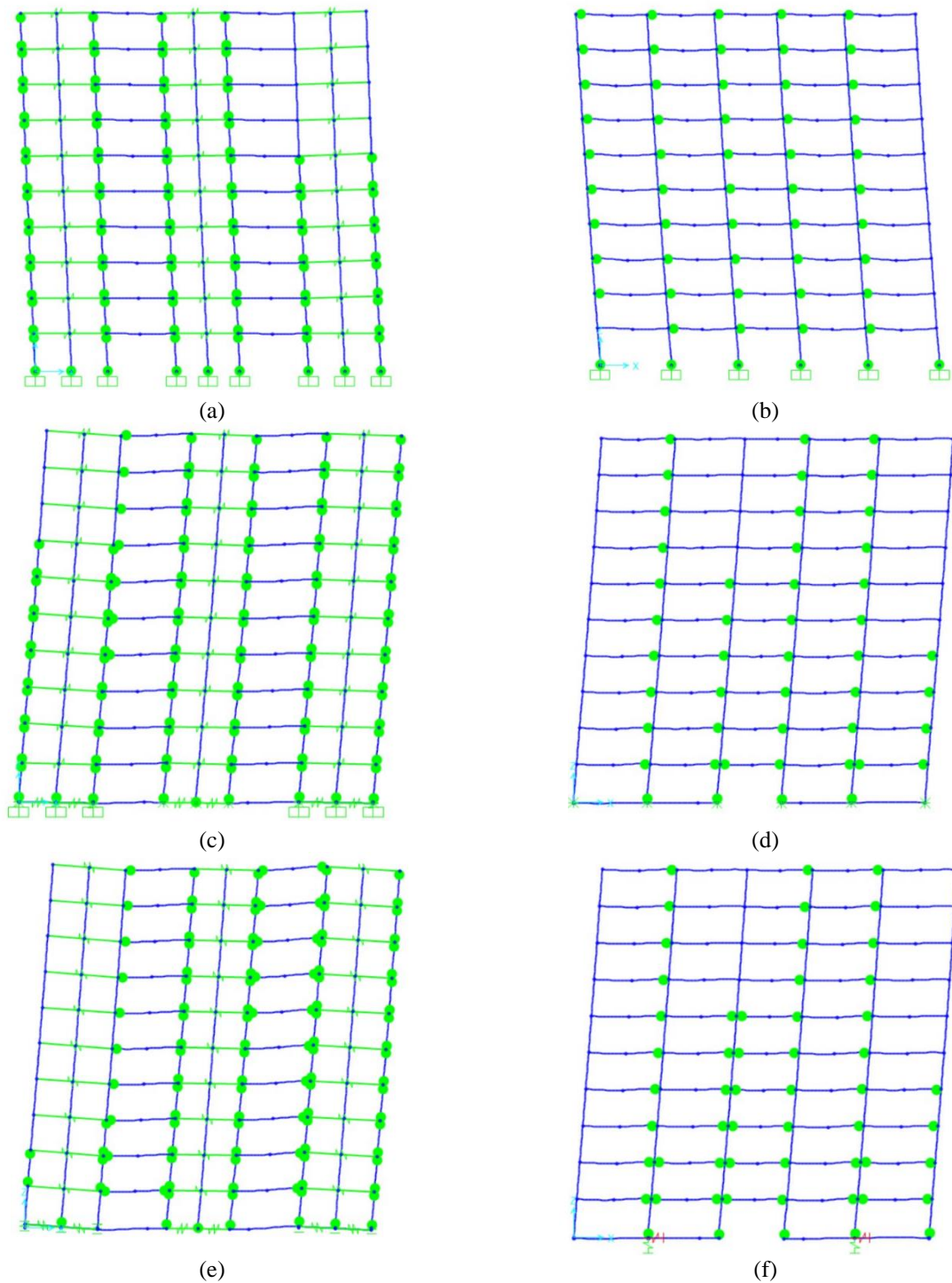
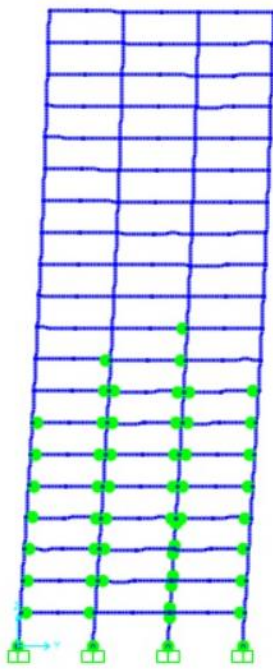
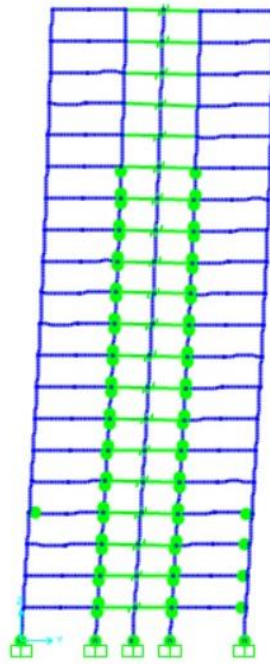


Figura 41 Rotulaciones de los sistemas de 10 pisos en el paso de desempeño en el plano principal.  
(a) rotulación Pórtico 1 modelo 10D, (b) rotulación Pórtico 2 modelo 10D (c) rotulación Pórtico 1 modelo 10D-324.50, (d) rotulación Pórtico 2 modelo 10D-324.50 (e) rotulación Pórtico 1 modelo 10D-249.0, (f) rotulación Pórtico 2 modelo 10D-249.0

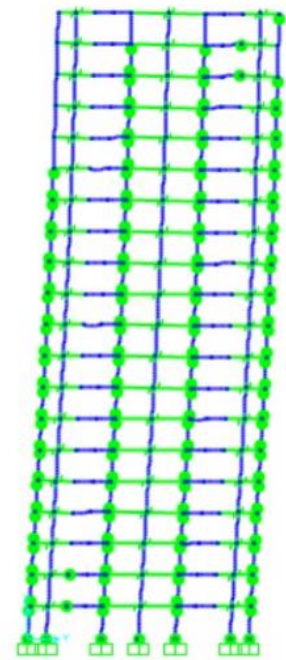
Fuente: Autora.



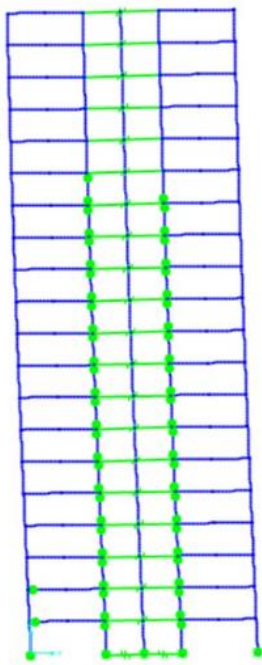
(a)



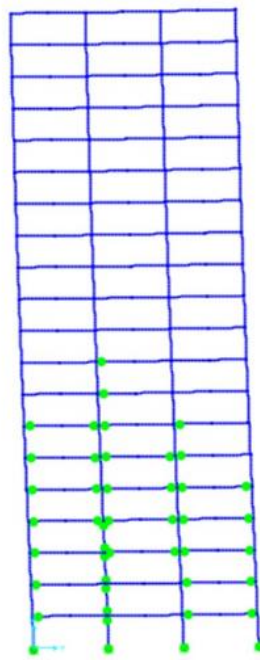
(b)



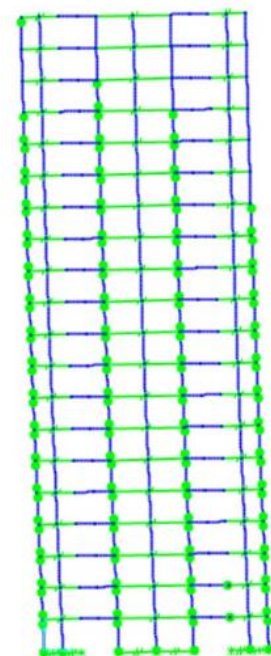
(c)



(d)



(e)



(f)

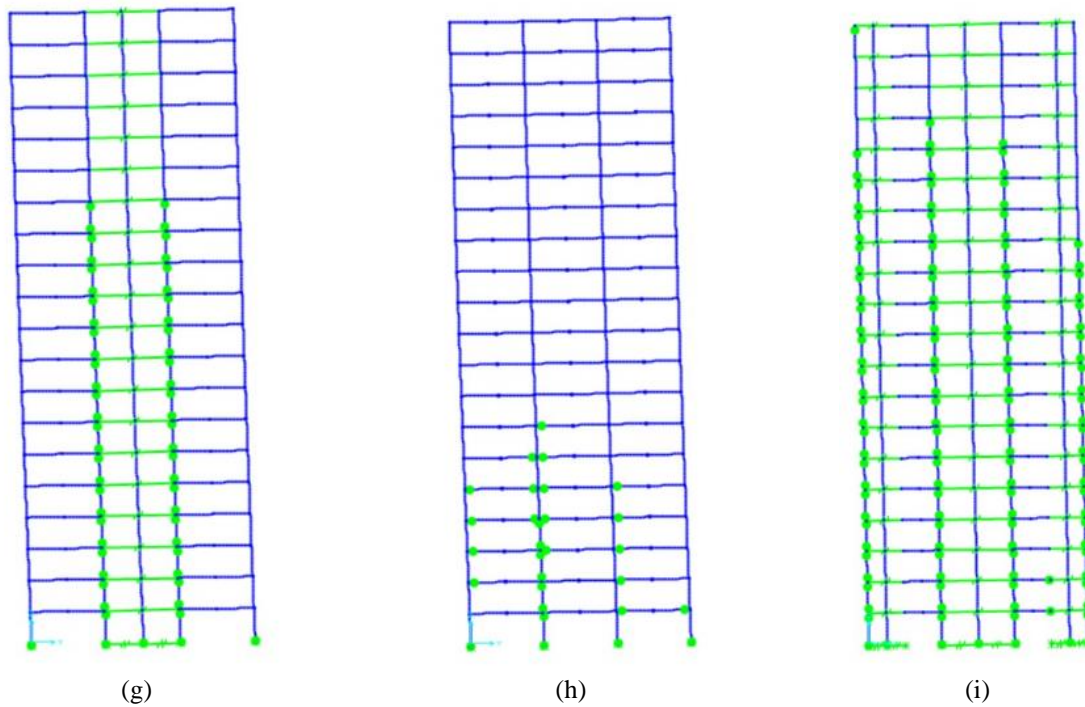


Figura 42 Rotulaciones de los sistemas de 20 pisos en el paso de desempeño en el plano principal.  
 (a) rotulación Pórtico A modelo 20D, (b) rotulación Pórtico B modelo 20D (c) rotulación Pórtico C modelo 20D,  
 (d) rotulación Pórtico A modelo 20D-324.5, (e) rotulación Pórtico B modelo 20D-324.5 (f) rotulación Pórtico C  
 modelo 20D-324.5, (g) rotulación Pórtico A modelo 20D-249.0, (h) rotulación Pórtico B modelo 20D-249.0  
 (i) rotulación Pórtico C modelo 20D-249.0

Fuente: Autora.

Estos resultados sugieren que, a medida que incrementa la flexibilidad de la base, los elementos verticales rotan y ceden, transfiriendo cargas adicionales a las vigas, lo que compromete la capacidad de la estructura para disipar energía, como lo han identificado otros autores (Liu et al., 2018; Mishra & Samanta, 2023; Tang et al., 2024; W. Xu et al., 2023). También se observa que el sistema de 20 pisos cimentado sobre losa presenta menor rotulación en comparación con el sistema de 10 pisos, el cual utiliza tres tipos de cimentación: losa de cimentación, zapata corrida y zapata aislada. Esta diferencia podría estar relacionada con el método de análisis descrito en la Figura 9, que asume una cimentación rígida. Los resultados son consistentes con estudios donde se indica

que, en sistemas estructurales con zapatas, el comportamiento de cada una dentro de la estructura no es uniforme (Trombetta et al., 2015).

Posteriormente, se realizó el muestreo de las 10,000 muestras generadas mediante el método de SHL descritas en el [Apéndice A](#), y presentadas en la Figura 43.

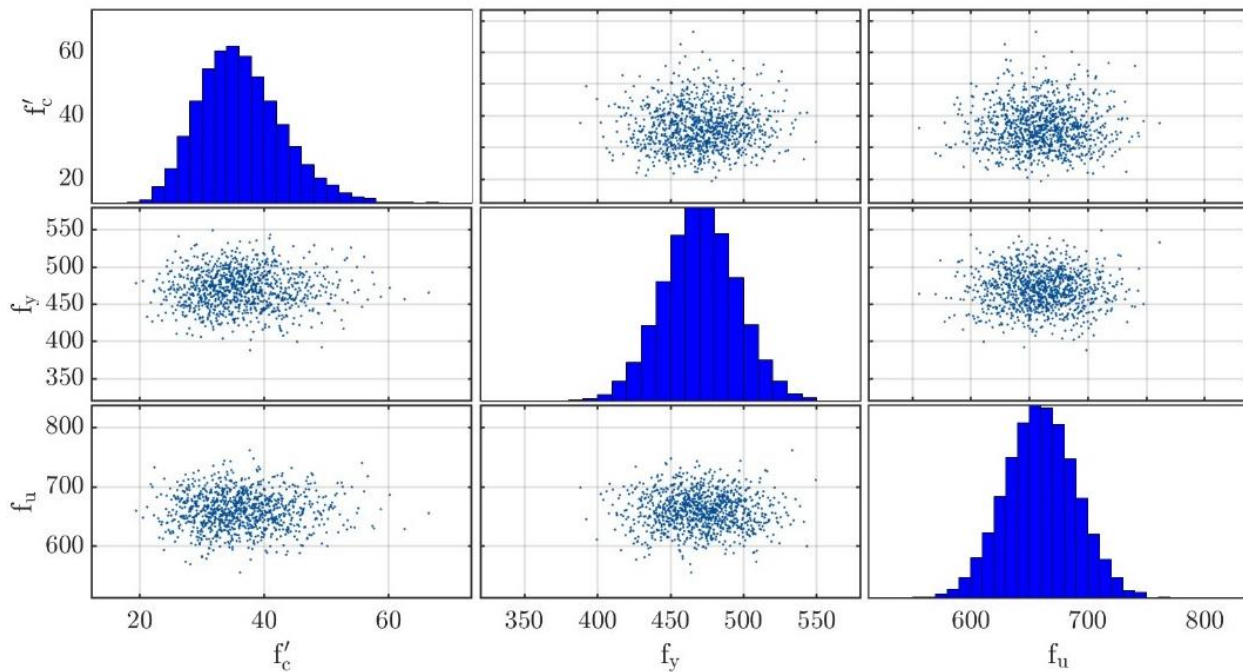


Figura 43 Muestreo de las variables  $f'_c$ ,  $f_y$  y  $f_u$  definidas como aleatorias.  
Fuente: Autora.

Estas muestras fueron aplicadas en los modelos de 10 y 20 pisos, considerando las diferentes condiciones de suelo: empotrado, flexible con  $V_s = 249.0$  m/s y  $V_s = 324.5$  m/s. Durante los cálculos para la ejecución de los análisis no lineales, se almacenaron los resultados correspondientes al desplazamiento total de la cubierta, los cuales se utilizaron posteriormente en el análisis de respuesta para el estado límite. La Figura 44 muestra que la distribución de estos valores sigue un ajuste de distribución Log-Normal, lo cual es coherente con lo reportado en otros estudios (Ge et al., 2021; Zhong et al., 2023).

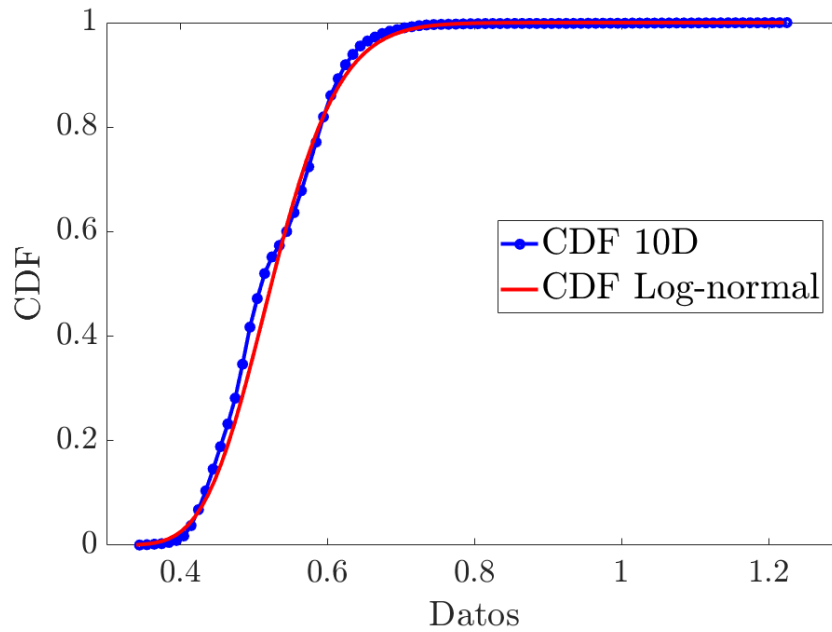


Figura 44 Comparación de distribución acumulada (CDF)  
Fuente: Autora

Los resultados obtenidos se sometieron a una prueba intercuartílica, utilizando el primer cuartil y cuarto cuartil para eliminar los valores atípicos (outliers) identificados durante los modelamientos no lineales, como se evidencia en la Figura 45.

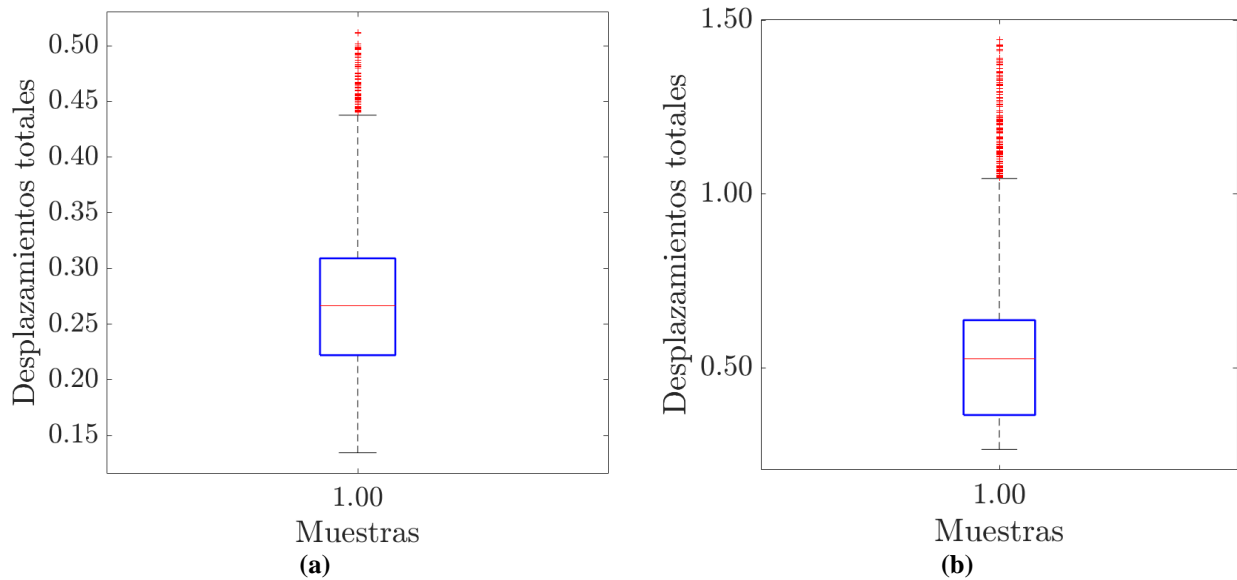
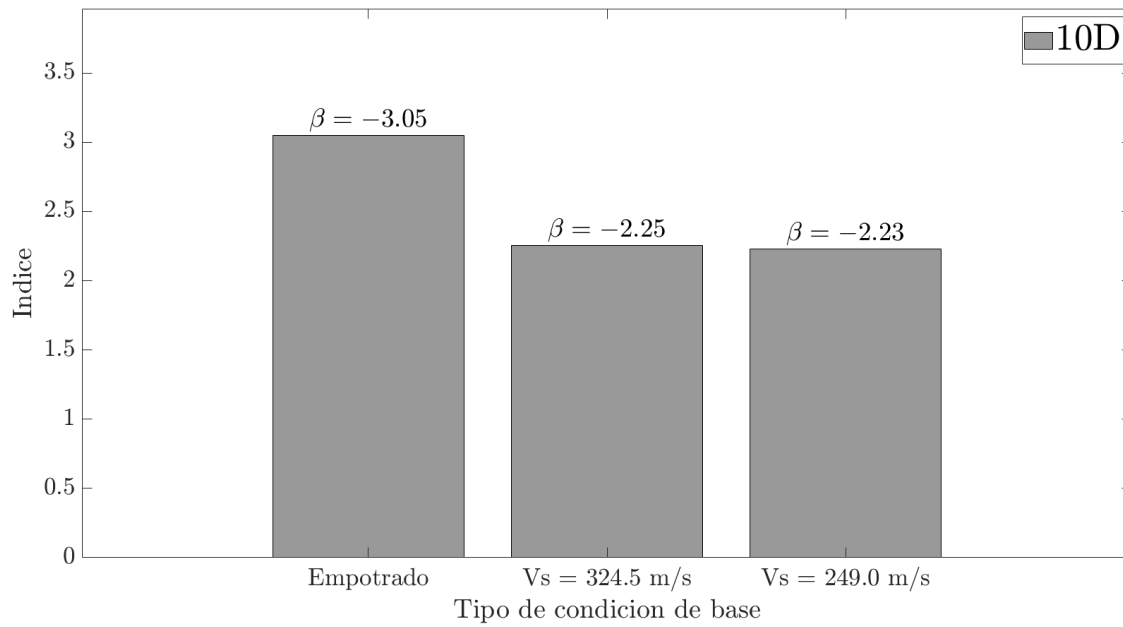
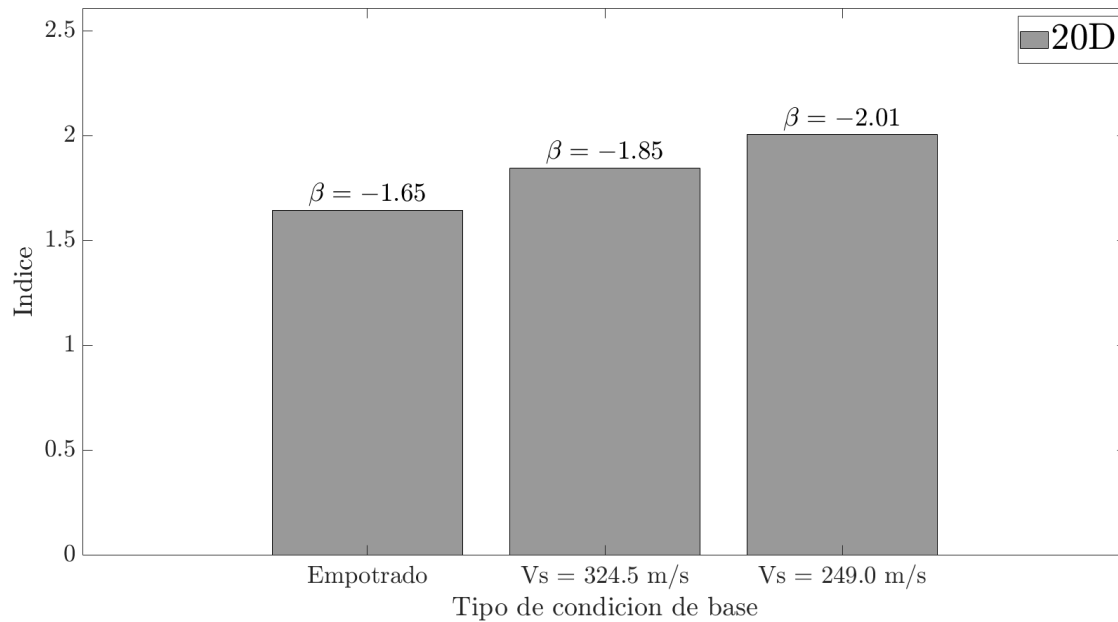


Figura 45 Diagrama de cajas  
(a) Muestras de los modelos de 10 pisos, (b) Muestras de los modelos de 20 pisos.  
Fuente: Autora.

Además, los resultados se evaluaron dentro del estado límite definido en la ecuación (16), lo que permitió calcular los índices de confiabilidad para cada uno de los modelos, como se muestra en la Figura 46 calculados de las respuesta obtenidas y adjuntadas en los apéndices G y H.



(a)



(b)

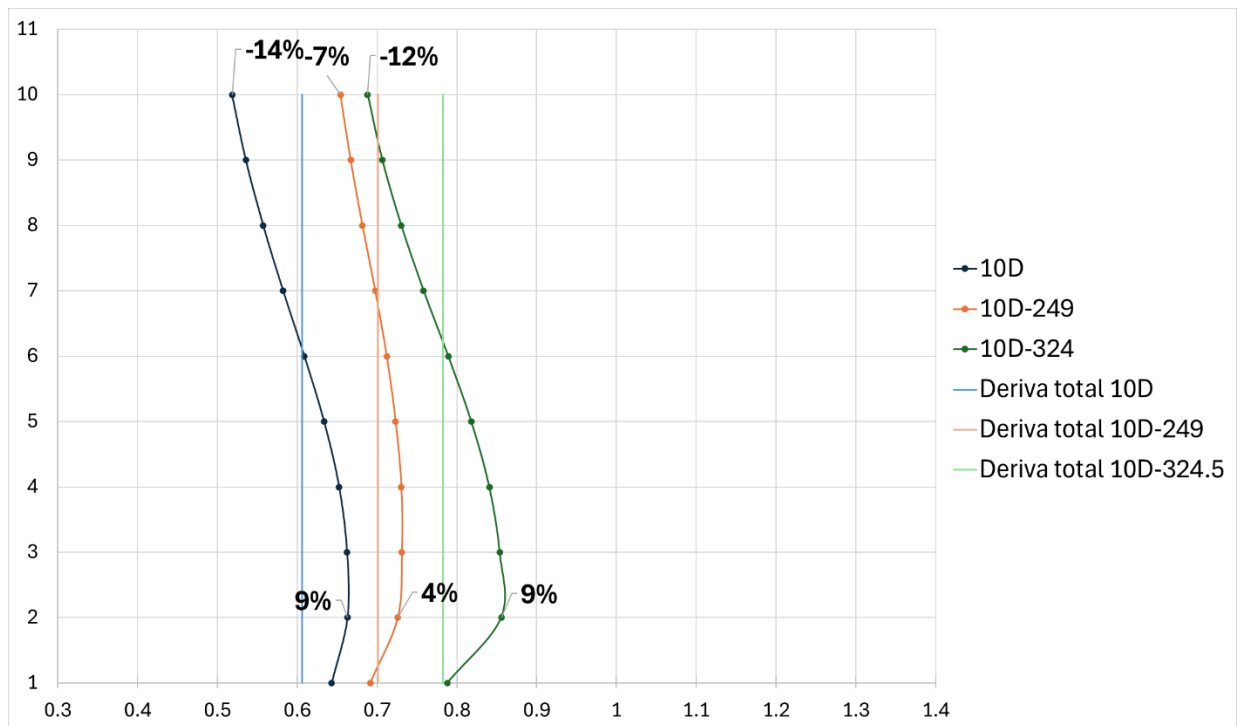
Figura 46 Índices de confiabilidad de los sistemas estructurales de análisis  
 (a) Modelos 10D, 10D-324.5 y 10D-249.0, (b) Modelos 20D, 20D-324.5 y 20D-249.0  
 Fuente: Autora.

En la Figura 46 se observa que la altura genera reducción en el parámetro  $\beta$  y, lo que incrementa la  $P_f$ , dado que estos dos parámetros son inversamente proporcionales. Esto se evidencia en los modelos de base empotrada, que muestran una reducción de casi el 46% a medida que se aumenta la altura y la flexibilidad de la base. Esta variación se reduce a un rango entre 18% al 10% para valores de  $V_s$  de 324.5 m/s y 249.0 m/s, respectivamente.

En la Figura 46 (a), se destaca que al incluir la flexibilidad de la base en sistemas muro-pórtico de 10 pisos, el parámetro  $\beta$  presenta reducciones de alrededor del 30% en suelos flexibles en comparación con el suelo rígido (empotrado). Esto sugiere que, a medida que se incorpora la flexibilidad del suelo, la  $P_f$  aumenta, dado que se observa una mayor excedencia de la deriva total de la cubierta. Sin embargo, entre los suelos flexibles con  $V_s = 324.5$  m/s y  $V_s = 240.0$  m/s, no se aprecia una diferencia significativa en los resultados, con variaciones no superiores al 1.0%. Por otro lado, en la Figura 46 (b), se observa que al considerar la flexibilidad de la base en sistemas muro-pórtico de 20 pisos, el parámetro  $\beta$  aumenta. Esto indica que la  $P_f$  disminuye para todas las condiciones de suelo, debido a una menor excedencia en la deriva total de la cubierta a esta altura. Este comportamiento concuerda con estudios previos que indican que la incorporación de la flexibilidad de la base en edificios de más de 15 pisos reduce generalmente la probabilidad de falla en muros de corte (Al Agha et al., 2020; Kant et al., 2022; Liu et al., 2018; Tang et al., 2024). Además, se ha encontrado en estudios incorporan la variabilidad de los materiales, que un aumento en la  $V_s$  generalmente conduce en una disminución en las respuestas de deriva total (Nguyen & Shin, 2021).

Sin embargo, otros estudios (Tang & Zhang, 2011), han señalado que la inclusión de la flexibilidad de la base puede aumentar las derivas máximas en el piso inferior y medio de la estructura,

particularmente en el primer y segundo piso (Mishra & Samanta, 2023). Este comportamiento puede atribuirse a la interacción inercial provocada por la deformación del suelo bajo acciones sísmicas, que altera el movimiento de la estructura en comparación con una base empotrada (Jara et al., 2023; Nguyen & Shin, 2021). Este efecto es evidente en la Figura 47, donde, para sistemas estructurales de 10 pisos, la relación de deriva de entrepiso y deriva total no supera 10%; en cambio, en sistemas de 20 pisos, la flexibilidad del suelo provoca una excedencia superior al 10% en pisos inferiores. Este fenómeno se debe a una rotación en la base, concentrada en los niveles inferiores, ocasionando desplazamientos adicionales debido a la compatibilidad entre los desplazamientos laterales de la estructura y los de la cimentación (Ozkul et al., 2019).



(a)

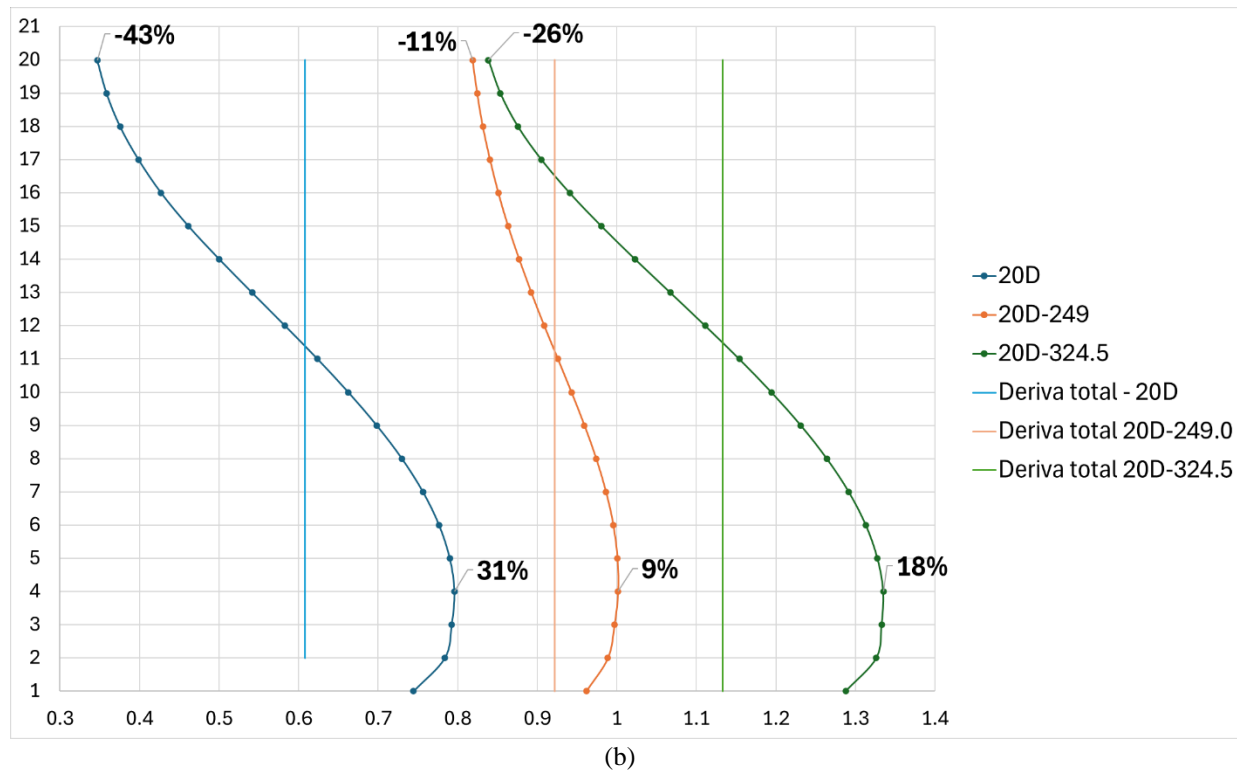


Figura 47 Comparación de deriva de entrepiso y deriva total en sistemas estructurales con propiedades medias de los materiales.

(a) Sistemas de 10 pisos sobre suelo D, (b) Sistemas de 20 pisos sobre suelo D.

Fuente: Autora.

Además, (Behnamfar & Banizadeh, 2016) encontraron que el componente rotacional del movimiento de la cimentación tiene una participación considerable en el desplazamiento lateral relativo de los pisos intermedios, especialmente aquellos que tienen un número de 10 o más pisos. Entre las diferentes propiedades de los sistemas suelo-estructura, (Farid et al., 2018) encontraron que el tipo de suelo y la flexibilidad de la estructura son más influyentes en las  $P_f$  que la relación de aspecto de la estructura y la relación de empotramiento de la cimentación. Esto sugiere que los  $\beta$  dependen no solo de los parámetros de flexibilidad del suelo, sino también de la altura del edificio (Jara et al., 2023).

## 10. CONCLUSIONES

La presente investigación evaluó la influencia de la interacción suelo estructura en el índice de confiabilidad de sistemas estructurales muro-pórtico localizados en alta sismicidad para diferentes escenarios de altura, tipo de suelo incluyendo la variabilidad en la resistencia del concreto y el acero. A partir de los resultados obtenidos, se extraen las siguientes conclusiones:

- La Simulación Hipercubo Latino (SHL) como técnica de muestreo, reduce en un tercio la cantidad de muestras necesarias en comparación con la técnica de Simulación Monte Carlo (SMC).
- La simplificación barra-enlace permite obtener un mayor número de pasos en el análisis no lineal en comparación con el modelo de área, antes de alcanzar la magnitud del desplazamiento de monitoreo del 2% de deriva máxima, asignada como condición de parada en los análisis. Esto resulta en una curva de capacidad más completa a un menor costo computacional, ya que este modelo simplificado es menos exigente que el modelo de muros con fibras, que tiende a detenerse al alcanzar problemas de convergencia.
- Los resultados obtenidos muestran que, con un costo computacional de aproximadamente tres meses en un software comercial como SAP2000®, es posible realizar los mismos análisis en un software de código abierto como OpenSees en un tiempo significativamente menor. Además, los resultados generados en el software comercial pueden utilizarse para calibrar y validar el modelo en OpenSees, lo que facilita la comparación entre ambos en términos de tiempo de ejecución y requisitos informáticos, así como en la precisión de los resultados.

- Las probabilidades de excedencia en sistemas de 20 pisos se encuentran subestimadas cuando se consideran estados límites en función de la deriva total para los pisos intermedios, ya que la deriva excede el 10% en los niveles inferiores, lo cual no ocurre en los sistemas de 10 pisos, donde la excedencia no supera el 10%. Este comportamiento resalta la influencia de la flexibilidad de la base y la altura del edificio en la respuesta sísmica, evidenciando que en estructuras más altas la interacción suelo-estructura puede generar mayores desplazamientos en los pisos inferiores, lo que impacta las probabilidades de falla estimadas en función de la deriva total.
- La interacción suelo-estructura aumenta los períodos efectivos y los desplazamientos de cubierta en la medida en que incrementa la flexibilidad de la base. Este aumento en la deformabilidad lateral reduce la rigidez inicial del sistema, lo que puede modificar el patrón de distribución de fuerzas internas y cortantes en los pisos inferiores, comprometiendo el comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- Los índices de confiabilidad se ven afectados por la velocidad de onda de corte  $V_s$  y el número de niveles de piso en el edificio. En sistemas estructurales muro-pórtico de 10 pisos, la probabilidad de excedencia aumenta en un 26% a medida que incrementa la flexibilidad del suelo sin presentarse gran variabilidad entre los suelos de  $V_s = 324.5$  m/s y  $V_s = 249.0$  m/s. Por otro lado, en sistemas de 20 pisos, la probabilidad de excedencia en el estado límite de deriva inelástica total disminuye entre un 12% a 22% dependiendo de la magnitud de  $V_s$ . Al comparar los efectos de la altura bajo condiciones de base constante, se observa que, a mayor número de pisos, hay un incremento en la probabilidad de excedencia al incluir los efectos de la ISE, con un aumento de la  $P_f$  en bases empotradas

de 46% y de menos del 20% en bases flexibles. Estos hallazgos evidencian que el índice de confiabilidad no solo varía según la flexibilidad del suelo, sino también de la altura del edificio.

- La altura influye en el índice de confiabilidad evaluado en un estado límite de deriva inelástica total, favoreciendo al nivel de cubierta y afectando los niveles intermedios e inferiores. Esta reducción puede deberse a que se contemplaron estado límites de deriva total y no de entrepiso, reservando los estados más críticos para los pisos inferiores cercanos al cimiento (primer piso), debido a la compatibilidad de los desplazamientos laterales con los de la cimentación. Por lo tanto, el uso de diferentes criterios de variabilidad y estado límite puede resultar en diversas capacidades de deformación.
- Es fundamental desarrollar formulaciones que correlacionen la variabilidad de los materiales con los cambios en el momento-curvatura de los diferentes elementos, ya que esto optimizaría el proceso de definición de las rótulas plásticas y el análisis de las secciones transversales.
- Efectivamente la influencia de la flexibilidad de la base cuida a los elementos verticales como muros y columnas, reduciendo la formación de rotula en estos e incrementándola en los elementos viga. Además, la presencia de diferentes configuraciones de cimentación superficial provoca mayor rotulación en los elementos estructurales que en el caso de presentar una única tipología.

## 11. RECOMENDACIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

Durante la ejecución de este trabajo de investigación, se generan las siguientes recomendaciones:

- i) Para el análisis de confiabilidad de sistemas estructurales muro-pórtico con interacción suelo-estructura en análisis inelásticos, es indispensable implementar estrategias que reduzcan el costo computacional. Esto permitirá evaluar un mayor número de muestras, dado que las probabilidades de falla son bajas. También es necesario contar con herramientas computacionales que faciliten la ejecución oportuna de estos sistemas, incluso bajo metodologías simplificadas.
- ii) En futuras investigaciones, se sugiere evaluar las respuestas de modelos de altura y velocidades de onda intermedias a las especificadas en este artículo, considerando estados límite que reflejen el mismo nivel de daño en sistemas estructurales de 10 y 20 pisos.
- iii) La definición de las propiedades de las rótulas definidas por el usuario requiere un análisis de momento-curvatura de cada elemento. Es por esto necesario desarrollar formulaciones que correlacionen la variabilidad de los materiales con los cambios en el momento-curvatura de los diferentes elementos. Estas formulaciones facilitarán la automatización del proceso de obtención de las propiedades de las rótulas definidas por el usuario, facilitando el análisis del comportamiento de la sección transversal y la determinación de la información de cada rótula plástica.
- iv) Los resultados obtenidos indican que es posible migrar de un software comercial a herramientas de código abierto como OpenSees, permitiendo una comparación de las

ventajas en tiempos de procesamiento y requisitos informáticos. Esta transición facilitaría la simplificación de modelos y validación de resultados, manteniendo la precisión de los análisis.

- v) Se recomienda evaluar el índice de confiabilidad en sistemas de mediana altura, considerando la flexibilidad del suelo en los estados límites de deriva de entrepiso. Para ello, se debe utilizar metodologías de análisis inelásticos que permitan captar el aporte de modos de vibración diferentes al primer modo, proporcionando una evaluación más completa.

## 12. REFERENCIAS

- Abdulaziz, M. A., Hamood, M. J., & Fattah, M. Y. (2024). Investigating seismic behavior in adjacent structures: A study on the impact of structures embedment level and existence of dead loads considering soil-structure interaction. *Results in Engineering*, 22, 102023. <https://doi.org/10.1016/J.RINENG.2024.102023>
- Acharjee, D. (2023). Stability analysis of tilted multi-storeyed RCC buildings over alluvial soil: A non-linear static approach. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/10.1016/J.MATPR.2023.03.627>
- Ahkam, D. N. I., Teguh, M., & Saleh, F. (2022). Seismic behavior of structural models of dual system building and flat slab-drop panel strengthened with shear-wall. *AIP Conference Proceedings*, 2489. <https://doi.org/10.1063/5.0094416>
- Ahmadi, E. (2019). Concurrent effects of inertial and kinematic soil-structure interactions on strength-ductility-period relationship. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 117, 174–189. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.043>
- Al Agha, W., Alozzo Almorad, W., Umamaheswari, N., & Alhelwani, A. (2020). Study the seismic response of reinforced concrete high-rise building with dual framed-shear wall system considering the effect of soil structure interaction. *Materials Today: Proceedings*, 43. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.111>
- Almeida, J. A., & Bandelt, M. J. (2024). Plastic hinge length in reinforced HPRCC beams and columns. *Engineering Structures*, 315, 118345. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2024.118345>

- American Society of Civil Engineers - ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers (ASCE). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Anand, V., & Satish Kumar, S. R. (2018). Seismic Soil-structure Interaction: A State-of-the-Art Review. *Structures*, 16, 317–326. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2018.10.009>
- Annad, M., Zourgui, N. H., Lefkir, A., Kibboua, A., & Annad, O. (2023). Scour-dependent seismic fragility curves considering soil-structure interaction and fuzzy damage clustering: A case study of an Algerian RC Bridge with shallow foundations. *Ocean Engineering*, 275. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.114157>
- Applied Technology Council - ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*.
- Asadi-Ghoozhdi, H., & Attarnejad, R. (2020). A Winkler-based model for inelastic response of soil–structure systems with embedded foundation considering kinematic and inertial interaction effects. *Structures*, 28, 589–603. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2020.09.009>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente- NSR-10*.

- Bararnia, M., Hassani, N., Ganjavi, B., & Ghodrati Amiri, G. (2018). Estimation of inelastic displacement ratios for soil-structure systems with embedded foundation considering kinematic and inertial interaction effects. *Engineering Structures*, 159. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.002>
- Barbagallo, F., Di Domenico, M., Terrenzi, M., Cantagallo, C., Marino, E. M., Ricci, P., Verderame, G. M., Camata, G., & Spacone, E. (2023). Influence of the modelling approach on the seismic assessment of RC structures by nonlinear static analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 172, 107970. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2023.107970>
- Barzgar Torghabeh, A., Tehranizadeh, M., & Taslimi, A. (2023). Probability of collapse evaluation for high-rise reinforced concrete buildings in the event of near-fault earthquakes and soil-structure interaction effects. *Structures*, 55, 1675–1691. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.06.113>
- Bathurst, R. J., Javankhoshdel, S., & Allen, T. M. (2017). LRFD Calibration of Simple Soil-Structure Limit States Considering Method Bias and Design Parameter Variability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001735](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001735)
- Bayraktar, A., & Hökelekli, E. (2020). Influences of earthquake input models on nonlinear seismic performances of minaret-foundation-soil interaction systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139, 106368. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2020.106368>
- Bezih, K., Chateauneuf, A., Kalla, M., & Bacconnet, C. (2015). Effect of soil–structure interaction on the reliability of reinforced concrete bridges. *Ain Shams Engineering Journal*, 6(3), 755–766. <https://doi.org/10.1016/J.ASEJ.2015.01.007>

- Birzhandi, M. S., & Halabian, A. M. (2020). Fast fragility analysis of plan-asymmetric structures considering soil-structure interaction using flexible base 2 degrees of freedom Modal Pushover Analysis (F2MPA). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106270>
- Botero, J. C., González Quintana, V., Álvarez Uribe, M. C., Rochel, R., & Vidal, J. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y ciencia (Medellín, Colombia)*, 1(1), 67–76.
- Boushehri, R., Stanton, K., Motamed, R., Ellison, K., & Almufti, I. (2023). Nonlinear time-domain soil-structure interaction analysis of a mid-rise building benchmarked against earthquake recordings: A case study of the BRI's annex building. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 172, 108031. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2023.108031>
- Buckle, I., Cassano, R., Ely, A., Forell, N., Representative, A. B., Gates, J. H., Idriss, I. M., Imbsen, R. A., Jirsa, J. O., Libby, J. R., Nicoletti, J. P., Penzien, J., Power, M. S., & Roberts, J. (2001). *ATC-32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations*.
- Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). Evaluating the response modification factor (R) for reinforced concrete and steel structures equipped with TADAS devices designed for high seismic hazard in Colombia. *Structures*, 65, 106748. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2024.106748>
- Camata, G., Marano, C., Sepe, V., Spacone, E., Siano, R., Petracca, M., Roca, P., & Pelà, L. (2022). Validation of non-linear equivalent-frame models for irregular masonry walls. *Engineering Structures*, 253, 113755. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.113755>

- Chiou, J. S., Hung, W. Y., Lee, Y. T., & Young, Z. H. (2020). Combined dynamic structure-pile-soil interaction analysis considering inertial and kinematic effects. *Computers and Geotechnics*, *125*. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103671>
- Claudia, M., Stefano, R., & Giovanni, V. (2017). Geotechnical Aspects in Seismic Soil–Structure Interaction of San Gimignano Towers: Probabilistic Approach. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, *31*(5), 04017059. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001041](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001041)
- Computers and Structures, Inc. (2022, October 24). *P-M2-M3 hinges*. <https://Wiki.Csiamerica.Com/Display/Kb/P-M2-M3+hinges>.
- Computers and Structures Inc. (2023). *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design* (25.0.0.).
- Cortez, C., Jünemann, R., Fernández, C., Urrutia, A., Crempien, J. G. F., & Cienfuegos, R. (2022). Performance of an RC building under seismic and tsunami actions in sequence via nonlinear dynamic analysis including soil-structure interaction. *Engineering Structures*, *272*, 114942. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114942>
- Dang, H. K., Thai, D. K., & Kim, S. E. (2023a). Stochastic analysis of semi-rigid steel frames using a refined plastic-hinge model and Latin hypercube sampling. *Engineering Structures*, *291*, 116313. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116313>
- Dang, H. K., Thai, D. K., & Kim, S. E. (2023b). Stochastic analysis of steel frames considering the material, geometrical and loading uncertainties. *Advances in Engineering Software*, *179*, 103434. <https://doi.org/10.1016/J.ADVENGSOFT.2023.103434>

- Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE. (2018a). *Características de la Vivienda - Material de las paredes - Concreto vaciado*. Censo Nacional de Población y Vivienda.
- Departamento Administrativo Nacional de Estadística - DANE. (2018b). *Censo de edificaciones (CEED)*.
- Dinh, H. B., Mac, V. H., & Doan, N. S. (2024). Comparative study on semi-probabilistic design methods to calibrate load and resistance factors for sliding stability design of caisson breakwaters. *Ocean Engineering*, 293, 116573.  
<https://doi.org/10.1016/J.OCEANENG.2023.116573>
- Ditlevsen, O. Dalager., & Madsen, H. O. . . (1996). *Structural reliability methods*. J. Wiley & sons.
- ESRI. (2021). ArcMap 10.8.2. In *ESRI, Redlands, California*.
- Farid, K., Mojtaba, M., & Ali, G. M. (2018). Soil–Structure Interaction in Seismic Design Code: Risk-Based Evaluation. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 4(4), 04018033.  
<https://doi.org/10.1061/AJRUA6.0000984>
- Fatahi, B., & Tabatabaieifar, S. H. R. (2014). Fully Nonlinear versus Equivalent Linear Computation Method for Seismic Analysis of Midrise Buildings on Soft Soils. *International Journal of Geomechanics*, 14(4). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000354](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000354)
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440*.

- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2020). *FEMA P-2091, A Practical Guide to Soil-Structure Interaction*. [www.ATCCouncil.org](http://www.ATCCouncil.org)
- Fernández Sola, L. R., & Avilés López, J. (2008). EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA BLANDA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 79. <https://doi.org/10.18867/ris.79.33>
- Fernández Sola, L. R., Tapia Hernández, E., & Dávalos Chávez, D. (2015). RESPUESTA INELÁSTICA DE MARCOS DE ACERO CON INTERACCIÓN INERCIAL SUELO - ESTRUCTURA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 92. <https://doi.org/10.18867/ris.92.242>
- Firoj, M., Bahuguna, A., Kanth, A., & Agrahari, R. (2022). Effect of nonlinear soil–structure interaction and lateral stiffness on seismic performance of mid–rise RC building. *Journal of Building Engineering*, 59, 105096. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.105096>
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50). <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Ge, F. W., Tong, M. N., & Zhao, Y. G. (2021). A structural demand model for seismic fragility analysis based on three-parameter lognormal distribution. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147, 106770. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.106770>
- Ghandil, M., & Behnamfar, F. (2017). Ductility demands of MRF structures on soft soils considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 203–214. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2016.09.051>
- González Quintana V. Botero J. C. Rochel R. Vidal J. Alvarez Uribe M. C. (2005). Propiedades Mecánicas Del Acero De Refuerzo Utilizado En Colombia. *Ingeniería y Ciencia - Ing.Cienc.*

- Hamid, R. T. S., Behzad, F., & Bijan, S. (2013). Seismic Behavior of Building Frames Considering Dynamic Soil-Structure Interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13(4), 409–420. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000231](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000231)
- Hokmabadi, A. S., Fatahi, B., & Samali, B. (2014). Assessment of soil–pile–structure interaction influencing seismic response of mid-rise buildings sitting on floating pile foundations. *Computers and Geotechnics*, 55, 172–186. <https://doi.org/10.1016/J.COMPGEO.2013.08.011>
- Inel, M., & Ozmen, H. B. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 28(11), 1494–1502. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.01.017>
- J. B. Mander, M. J. N. P. P. (1984). *Seismic design of bridge piers*.
- Jara, J. M., Florio, E., & Olmos, B. A. (2023). Seismic evaluation and reliability index of soft story buildings on flexible soils by using old and current seismic regulations in Mexico. *Engineering Structures*, 286, 116048. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116048>
- Jayalekshmi, B. R., & Chinmayi, H. K. (2016). Effect of soil stiffness on seismic response of reinforced concrete buildings with shear walls. *Innovative Infrastructure Solutions*, 1(1). <https://doi.org/10.1007/s41062-016-0004-0>
- Jiang, Q., Wang, H., Feng, Y., Chong, X., Huang, J., & Zhou, Y. (2023). Direct displacement-based seismic design for a retrofitted RC frame by hinged wall with BRBs at base. *Structures*, 57, 105182. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.105182>
- K. Kolozvari M. Fischinger S. Gavridou M. Hube T. Isakovic´ L. Lowes K. Orakcal J. Vásquez and J. Wallace, C. A. (2018). Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models for

- Planar Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 115(6), 1637–1657.  
<https://doi.org/10.14359/51710835>
- Kamal, M., Inel, M., & Cayci, B. T. (2022). Seismic behavior of mid-rise reinforced concrete adjacent buildings considering soil-structure interaction. *Journal of Building Engineering*, 51, 104296. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.104296>
- Kant, R., Al Agha, W., Alozzo Almorad, W., Thakur, M. S., & Umamaheswari, N. (2022). Study on seismic performance of reinforced concrete multi-storey building considering soil-structure interaction effect. *Materials Today: Proceedings*, 56.  
<https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.11.475>
- Kaplan, O., Guney, Y., & Dogangun, A. (2021). A period-height relationship for newly constructed mid-rise reinforced concrete buildings in Turkey. *Engineering Structures*, 232, 111807. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2020.111807>
- Khatibinia, M., Javad Fadaee, M., Salajegheh, J., & Salajegheh, E. (2013). Seismic reliability assessment of RC structures including soil–structure interaction using wavelet weighted least squares support vector machine. *Reliability Engineering & System Safety*, 110, 22–33.  
<https://doi.org/10.1016/J.RESS.2012.09.006>
- Lagardère, C., & Vargas, C. A. (2021). Earthquake distribution and lithospheric rheology beneath the Northwestern Andes, Colombia. *Geodesy and Geodynamics*, 12(1), 1–10.  
<https://doi.org/10.1016/J.GEOG.2020.12.002>
- Lee, C. S., & Jeon, J. S. (2022). Drift limit state predictions of rectangular reinforced concrete columns with superelastic shape memory alloy rebars. *Journal of Building Engineering*, 54.  
<https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104546>

- Lin, J.-L. (2019). Approximate Quantification of Higher-Mode Effects on Seismic Demands of Buildings. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 19(3). <https://doi.org/10.1142/S0219455419500238>
- Liu, Y., Kuang, J. S., & Huang, Q. (2018). Modified spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of dual wall-frame systems. *Engineering Structures*, 165, 302–314. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.03.043>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mario Rodríguez, J. B. (1997). EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO SOMETIDAS A CARGAS MONOTÓNICAS Y CÍCLICAS REVERSIBLES INCLUYENDO PANDEO. *Revista Ingeniería Sísmica*, 56(<https://doi.org/10.18867/ris.56.230>), 9–27.
- MINITAB. (2020). *Minitab, I*.
- Mishra, S., & Samanta, A. (2023). Seismic response of multi-storied building with shear wall considering soil-structure interaction in Patna, India. *Structures*, 56. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.104877>
- Mittal, V., Samanta, M., & Kanungo, D. P. (2024). Influence of isolated footing embedment on the seismic performance of building considering the soil-foundation-structure interaction: An experimental approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1016/J.JRMGE.2024.04.019>
- Montgomery, D. (2004). Diseño y análisis de experimentos. In *Limusa Wiley*.

- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277–301.  
<https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Natick, M. T. M. Inc. (2023). *MATLAB* (version R2023b).
- NEHRP. (2010). Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors (NIST GCR 10-917-8). *National Institute of Standards and Technology*, ....
- Nguyen, H. D., & Shin, M. (2021). Effects of soil–structure interaction on seismic performance of a low-rise R/C moment frame considering material uncertainties. *Journal of Building Engineering*, 44. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102713>
- Oliveros-Cacedo, M. A., Cotes-Prieto, D. S., & Zapata-Orduz, L. E. (2023). Análisis comparativo en la respuesta lineal de sistemas estructurales muro-pórtico representativos de Bucaramanga incorporando interacción suelo estructura. *Revista Politécnica*, 19(38).  
<https://doi.org/10.33571/rpolitec.v19n38a11>
- Olsson, A. M. J., Ran, G., & Sandberg, E. (2002). *Latin Hypercube Sampling for Stochastic Finite Element Analysis*. <https://doi.org/10.1061/ASCE0733-93992002128:1121>
- Ozkul, T. A., Kurtbeyoglu, A., Borekci, M., Zengin, B., & Kocak, A. (2019). Effect of shear wall on seismic performance of RC frame buildings. *Engineering Failure Analysis*, 100, 60–75.  
<https://doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2019.02.032>
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Strength of Members with Flexure and Axial Load. In *Reinforced Concrete Structures*. <https://doi.org/10.1002/9780470172834.ch5>

- Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. In *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*.  
<https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Peker, O., & Altan, M. F. (2024). The effect of errors in structural system design on the structure damaged in 2023 Turkey earthquakes: A case study. *Engineering Failure Analysis*, 157, 107923. <https://doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2023.107923>
- Peng, W. J., Li, Z. A., & Tao, M. X. (2023). Evaluation and story drift ratio limits of structures with separated gravity- and lateral-load-resisting systems using pushover analysis. *Journal of Building Engineering*, 76. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107223>
- Petridis, C., & Ptilakis, D. (2020). Fragility curve modifiers for reinforced concrete dual buildings, including nonlinear site effects and soil–structure interaction. *Earthquake Spectra*, 36(4).  
<https://doi.org/10.1177/8755293020919430>
- Pioldi, F., Salvi, J., & Rizzi, E. (2017a). Refined FDD modal dynamic identification from earthquake responses with Soil-Structure Interaction. *International Journal of Mechanical Sciences*, 127, 47–61. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2016.10.032>
- Pioldi, F., Salvi, J., & Rizzi, E. (2017b). Refined FDD modal dynamic identification from earthquake responses with Soil-Structure Interaction. *International Journal of Mechanical Sciences*, 127, 47–61. <https://doi.org/10.1016/J.IJMECSCI.2016.10.032>
- Pokhrel, M., & Bandelt, M. J. (2019). Plastic hinge behavior and rotation capacity in reinforced ductile concrete flexural members. *Engineering Structures*, 200, 109699.  
<https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.109699>

- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. In *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. <https://doi.org/10.1002/9780470172858>
- Requena-Garcia-Cruz, M. V., Bento, R., Durand-Neyra, P., & Morales-Esteban, A. (2022). Analysis of the soil structure-interaction effects on the seismic vulnerability of mid-rise RC buildings in Lisbon. *Structures*, 38, 599–617. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2022.02.024>
- Requena-Garcia-Cruz, M. V., Romero-Sánchez, E., & Morales-Esteban, A. (2022). Numerical investigation of the contribution of the soil-structure interaction effects to the seismic performance and the losses of RC buildings. *Developments in the Built Environment*, 12, 100096. <https://doi.org/10.1016/J.DIBE.2022.100096>
- Reza Tabatabaiefar, S. H., Fatahi, B., & Samali, B. (2013). Seismic Behavior of Building Frames Considering Dynamic Soil-Structure Interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13(4). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000231](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000231)
- Ruiz, D. M., Borrero, M. C., León, M. P., & Vacca, H. A. (1969). Estimación de los niveles de desempeño estructural y de la deriva inelástica de pórticos de concreto considerando la variabilidad de los materiales de Bogotá. *INGENIERÍA Y COMPETITIVIDAD*, 14(1). <https://doi.org/10.25100/iyc.v14i1.2646>
- Samanta, A., & Swain, A. (2019). Seismic Response and Vulnerability Assessment of Representative Low, Medium and High-rise Buildings in Patna, India. *Structures*, 19, 110–127. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2019.01.002>
- Scarfone, R., Morigi, M., & Conti, R. (2020). Assessment of dynamic soil-structure interaction effects for tall buildings: A 3D numerical approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105864. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2019.105864>

Secretaría de Planeación (2022).

Servicio Geológico Colombiano. (2018). Velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad (Vs30) en Colombia. *ArcGIS Web Application*. [https://srvags.sgc.gov.co/JSviewer/Velocidad\\_de\\_Onda\\_de\\_Corte\\_Vs\\_a\\_30\\_Mts\\_Colombia/](https://srvags.sgc.gov.co/JSviewer/Velocidad_de_Onda_de_Corte_Vs_a_30_Mts_Colombia/)

Shan, L., Petrone, F., & Kunnath, S. (2019). Robustness of RC buildings to progressive collapse: Influence of building height. *Engineering Structures*, 183. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.052>

Shang, H., Bao, C., Wang, H., Ma, X., Cao, J., & Du, J. (2023). Seismic response analysis of frame structures with uneven settlement of foundation considering soil-structure interaction. *Results in Engineering*, 20, 101574. <https://doi.org/10.1016/J.RINENG.2023.101574>

Sherif El-Tawil, B., & Deierlein, G. G. (2001). *NONLINEAR ANALYSIS OF MIXED STEEL-CONCRETE FRAMES. I: ELEMENT FORMULATION*.

Silvestri, F., de Silva, F., Piro, A., & Parisi, F. (2024). Soil-structure interaction effects on out-of-plane seismic response and damage of masonry buildings with shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 177, 108403. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2023.108403>

Song, C., & Kawai, R. (2023). Monte Carlo and variance reduction methods for structural reliability analysis: A comprehensive review. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 73, 103479. <https://doi.org/10.1016/J.PROBENGMECH.2023.103479>

State of California Department of Transportation. (2019). *CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA VERSION 2.0*.

- Tang, Y., Cai, C., & Xie, Y. (2024). Improved lumped parameter model for shear wall–frame structures with geometric and material nonlinearities. *Journal of Building Engineering*, 91, 109633. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2024.109633>
- Tang, Y., & Zhang, J. (2011). Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil–structure interaction effects. *Engineering Structures*, 33(1), 218–229. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2010.10.011>
- TIAN, N., CHEN, J., ZHOU, N., LAN, P., & HUANG, J. (2023). Simplified reliability assessment approach for tunnel structures considering the effects of adjacent excavation and soil uncertainty. *Structures*, 58, 105514. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.105514>
- Tilekar, S., & Joshi, A. (2023). Fragility analysis of containment reinforced masonry wall using equivalent frame model. *Materials Today: Proceedings*, 77, 871–878. <https://doi.org/10.1016/J.MATPR.2022.12.038>
- Toro, A., Ibarguen, S., Ortiz, A. R., & Carrillo, J. (2021). *CARACTERIZACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE ASOCIADA A LAS EXPRESIONES USADAS PARA ESTIMAR EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO PRODUCIDO EN COLOMBIA*  
*UNCERTAINTY QUANTIFICATION FOR THE ELASTIC MODULUS OF THE CONCRETE PRODUCED IN COLOMBIA.*
- Trombetta, N. W., Benjamin Mason, H., Hutchinson, T. C., Zupan, J. D., Bray, J. D., & Kutter, B. L. (2015). Nonlinear Soil–Foundation–Structure and Structure–Soil–Structure Interaction: Engineering Demands. *Journal of Structural Engineering*, 141(7). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001127](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001127)

- Trombetta, N. W., Mason, H. B., Hutchinson, T. C., Zupan, J. D., Bray, J. D., & Kutter, B. L. (2014). Nonlinear Soil–Foundation–Structure and Structure–Soil–Structure Interaction: Centrifuge Test Observations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *140*(5). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001074](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001074)
- Veletsos, A. S., & Nair, V. D. (1975). SEISMIC INTERACTION OF STRUCTURES ON HYSTERETIC FOUNDATIONS. *ASCE J Struct Div*, *101*(1). <https://doi.org/10.1061/jsdeag.0003962>
- Veletsos, A. S., & Verbič, B. (1973). Vibration of viscoelastic foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *2*(1). <https://doi.org/10.1002/eqe.4290020108>
- Verma, Y., & Debbarma, R. (2023). Influence of Soil Flexibility on Seismic Behavior of RC Buildings with Shear Wall. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, *28*(2). <https://doi.org/10.1061/ppscfx.sceng-1226>
- Vicencio, F., Alexander, N. A., & Saavedra Flores, E. I. (2023). A State-of-the-Art review on Structure-Soil-Structure interaction (SSSI) and Site-City interactions (SCI). *Structures*, *56*, 105002. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.105002>
- Vivek, B., & Raychowdhury, P. (2017). Influence of SSI on Period and Damping of Buildings Supported by Shallow Foundations on Cohesionless Soil. *International Journal of Geomechanics*, *17*(8). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000890](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000890)
- Wani, F. M., Vemuri, J., Rajaram, C., & Babu R, D. V. (2022). Effect of soil structure interaction on the dynamic response of reinforced concrete structures. *Natural Hazards Research*, *2*(4), 304–315. <https://doi.org/10.1016/J.NHRES.2022.11.002>

- Xie, W., & Sun, L. (2021). Assessment and mitigation on near-fault earthquake wave effects on seismic responses and pile-soil interactions of soil-pile-bridge model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *143*. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106596>
- Xu, D., Wang, J., Xiang, B. quan, Yan, J. B., & Wang, T. (2023). Behavior of double skin composite core wall subject to biaxial cyclic loads. *Engineering Structures*, *279*, 115591. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.115591>
- Xu, W., Zhao, Y., Yang, W., Zhang, J., & Chen, D. (2023). Seismic performance of RC frame-shear wall dual structural systems. *Structures*, *58*, 105610. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.105610>
- Yaghoubi, E., Emami, A. R., & Birzhandi, M. S. (2023). Seismic reliability analysis of plan-asymmetric reinforced concrete buildings with dual special frame-wall lateral force-resisting system. *Structures*, *56*, 104999. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.104999>
- Yazdani, H., Khatibinia, M., Gharehbaghi, S., & Hatami, K. (2017). Probabilistic Performance-Based Optimum Seismic Design of RC Structures Considering Soil–Structure Interaction Effects. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, *3*(2). <https://doi.org/10.1061/ajrua6.0000880>
- Zhang, W. X., Cai, X. D., Liu, R., Xie, H. T., & Yi, W. J. (2022). Seismic behavior of reinforced concrete frame substructure with cast-in-place slab on independent foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *157*, 107255. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2022.107255>

- Zhao, X., Zhu, W. D., Li, Y. H., Li, M., & Li, X. Y. (2022). Review, classification, and extension of classical soil-structure interaction models based on different superstructures and soils. *Thin-Walled Structures*, 173, 108936. <https://doi.org/10.1016/J.TWS.2022.108936>
- Zhong, J., Zhu, Y., Mangalathu, S., & Gao, K. (2023). Probabilistic curvature-and-drift limit states predictive models of high-strength bridge columns. *Engineering Structures*, 295, 116859. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116859>
- Zhou, P., Xiong, Z., Chen, X., & Wang, J. (2023). Seismic performance of RC frame structure across the earth fissure based on pushover analysis. *Structures*, 52, 1035–1050. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.03.148>

### 13. APÉNDICES

Los apéndices están adjuntos y pueden visualizarse en la base de datos de la Biblioteca UIS.

Apéndice A Muestras obtenidas de la Simulación de Hipercubo Latino (SHL)

Apéndice B Tiempos de análisis inelásticos de los sistemas estructurales

Apéndice C Análisis lineal elástico bajo condiciones de 10 pisos sobre perfil de suelo D

Apéndice D Análisis lineal elástico bajo condiciones de 20 pisos sobre perfil de suelo D

Apéndice E Refuerzo de elementos estructurales en sistemas de 10 pisos

Apéndice F Refuerzo de elementos estructurales en sistemas de 20 pisos

Apéndice G Resultados de la respuesta inelástica en el sistema estructural bajo condiciones de 10 pisos sobre perfil de suelo D

Apéndice H Resultados de la respuesta inelástica en el sistema estructural bajo condiciones de 20 pisos sobre perfil de suelo D