



Vigilada Mineducación

FUNCIÓN DE FRAGILIDAD PARA PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO DE BAJA
ALTURA CON MAMPOSTERÍA INTEGRADA EN COLOMBIA

Fragility function for low-rise reinforced-concrete moment-resisting frames with masonry infills
in Colombia

ANDREA MILENA JARAMILLO RIVERA

Trabajo de grado para optar por el título de Magister en Ingeniería

Asesores

Juan Diego Jaramillo Fernández

Mario Andres Lafontaine Roth

UNIVERSIDAD EAFIT

ESCUELA DE CIENCIAS APLICADAS E INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

MEDELLÍN

2023

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	12
1. DEFINICIÓN DE EDIFICACIONES TÍPICAS	14
1.1 Características de los edificios.....	14
1.1.1 Año de construcción.....	14
1.1.2 Número de pisos	15
1.1.3 Zona de amenaza sísmica	16
1.2 Definición de clases para funciones de fragilidad.....	17
1.3 Características principales de la tipología seleccionada	18
1.3.1 Antes de 1984: Edificaciones de pórticos de concreto reforzado de baja altura	19
1.3.2 Después de 1984: Edificaciones de pórticos de concreto reforzado de baja altura ...	20
2. METODOLOGÍA	21
2.1 Selección del edificio.....	21
2.1.1 Descripción edificación analizada	22
2.1.2 Configuración del modelo lineal.....	24
2.2 Definición de los componentes para el análisis y estimación de pérdidas.....	25
2.2.1 Componentes estructurales	25
2.2.2 Componentes no estructurales que contribuyen a la respuesta de la estructura	25
2.2.2 Componentes no estructurales que no contribuyen a la respuesta de la estructura ...	26
2.3 Selección del tipo de modelo no lineal.....	26
2.3.1 Definición de materiales	27
2.3.2 Fisuración de los elementos estructurales durante el análisis no lineal.....	29
2.3.3 Definición del modo de falla	30

2.3.4	<i>Definición de rotulas empleadas en elementos estructurales y consideraciones adicionales</i>	34
2.3.5	<i>Modelación no lineal de muros de mampostería</i>	39
2.4	Definición del tipo de análisis y registros sísmicos.....	46
3.	RESULTADOS.....	49
3.1	Definición de los estados de daño	49
3.1.1	<i>Daño leve</i>	49
3.1.2	<i>Daño moderado</i>	49
3.1.3	<i>Daño severo</i>	50
3.1.4	<i>Colapso</i>	50
3.2	Resultados del modelo no lineal.....	50
3.2.1	<i>Análisis curva de capacidad</i>	51
3.2.2	<i>Análisis secuencia de daños</i>	52
3.3	Curvas de fragilidad	56
3.3.1	<i>Nivel 1 (PGA=0.12g)</i>	56
3.3.2	<i>Nivel 2 (PGA=0.20g)</i>	57
3.3.3	<i>Nivel 3 (PGA=0.36g)</i>	57
3.3.4	<i>Nivel 4 (PGA=0.59g)</i>	58
4.	CONCLUSIONES.....	61
5.	REFERENCIAS	63
6.	ANEXOS	65
	ANEXO 1 - DETALLE DE RESULTADOS ENTREVISTAS FIRMAS DE INGENIERÍA. 65	
	Firmas de ingeniería a las que pertenecían los ingenieros entrevistados.....	65
	Sistema de entrespiso de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	65
	Sistema de cubierta de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	66

Irregularidades en planta de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	67
Irregularidades en altura de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	69
Elementos no estructurales: Muros divisorios típicos de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	71
Sistema de entrepiso de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	72
Sistema de cubierta de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	73
Irregularidades en planta de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	74
Irregularidades en altura de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	76
Elementos no estructurales de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	78
ANEXO 2 - DETALLE CARACTERISTICAS EDIFICIO SELECCIONADO	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Edificio construido.....	23
Figura 2. Plantas estructurales. (a) Losa piso 2. (b) Losas piso 3 y 4. (c) Cubierta.....	23
Figura 3. Distribución de elementos no estructurales en mampostería, pisos 2, 3 y 4.....	24
Figura 4. Representación del modelo lineal del edificio seleccionado. (a) Vista en 3 dimensiones. (b) Vista en planta piso 2. (c) Vista en planta pisos 3 y 4.....	25
Figura 5. Curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo empleada para el análisis no lineal, $f_{ye}=491$ MPa, $f_{ue}=737$ MPa.....	28
Figura 6. Curvas esfuerzo – deformación de los concretos empleados para el análisis no lineal. (a). Concreto confinado, $f'_c=21$ MPa, $f'_{ce}=27.3$ MPa. (b). Concreto confinado, $f'_c=28$ MPa, $f'_{ce}=36.4$ MPa.	29
Figura 7. Ejemplo ubicación de estribos de confinamiento, viga V-A, piso 2.....	32
Figura 8. Parámetros de modelación establecidos para la definición de las rotulas en las vigas...35	
Figura 9. Ejemplo definición de rotulas para vigas en el modelo no lineal. Unidades kN-m.....	36
Figura 10. Parámetros de modelación establecidos para la definición de rotulas en las columnas.	37
Figura 11. Ejemplo definición de rotulas para columnas en el modelo no lineal.	38
Figura 12. Ejemplo de valores de cargas axiales definidos en las rotulas plásticas de las columnas. Unidades kN.....	38
Figura 13. Gráfica histerética obtenida del ensayo en muro de mampostería.....	41
Figura 14. Curva esqueleto fuerza – deformación	42
Figura 15. Esquema propuesto para la simulación de un muro de mampostería integrado.	43
Figura 16. Esquema realizado en SAP2000 para la simulación del muro de mampostería integrado	44
Figura 17. Resultado del Pushover.....	44
Figura 18. Representación de los muros de mampostería en el modelo no lineal de la estructura completa	46
Figura 19. Ejemplo de algunos espectros de pseudoaceleración empleados en el análisis no lineal de la estructura.	48

Figura 20. Curva de capacidad obtenida del Pushover realizado y representación de los diferentes estados de daño definidos.....	51
Figura 21. Vista lateral del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas antes de los 10 cm de empuje con el Pushover. No se evidencian rotulas asociadas con algún indicador de daño.....	52
Figura 22. Vista 3D del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas después de 10 cm de empuje con el Pushover. Se evidencian las primeras rotulas que alcanzan el indicador de daño de ocupación inmediata.....	53
Figura 23. Vista 3D y lateral del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas después de 14 cm de empuje con el Pushover. Se evidencian las primeras rotulas en las columnas que alcanzan el indicador de daño de prevención del colapso.....	54
Figura 24. Vista 3D, lateral y en planta del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas después de 28 cm de empuje con el Pushover. Se evidencian varias rotulas en las columnas que alcanzan el indicador de daño de prevención del colapso.....	55
Figura 25. Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 1. Unidades kN – cm.....	56
Figura 26 Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 2. Unidades kN – cm.....	57
Figura 27. Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 3 Unidades kN – cm.....	57
Figura 28. Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 4 Unidades kN – cm.....	58
Figura 29. Curvas de fragilidad para edificaciones aporticadas de concreto reforzado de 4 y 5 pisos, de uso residencial, construidas y diseñadas después de 1984 en zona de Amenaza símica intermedia en Colombia, y desplantadas en depósitos de suelo.....	59

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Porcentaje de edificaciones de pórticos de concreto por rangos de años de construcción	15
Tabla 2. Porcentaje de edificaciones de pórticos de concreto por número de pisos	16
Tabla 3. Porcentaje de edificaciones de pórticos de concreto por zona de amenaza sísmica	17
Tabla 4. Clases definidas para el desarrollo de funciones de fragilidad de pórticos de concreto de baja altura en Colombia.....	17
Tabla 5. Estados de daño definidos según los cambios en la curva de capacidad de la estructura	51
Tabla 6. Intensidad (PGA) vs Número de casos que excede cada nivel de daño.....	58
Tabla 7. Intensidad (PGA) vs Probabilidad de exceder cada nivel de daño	59
Tabla 8. Intensidad media obtenida para cada estado de daño definido	60
Tabla 9. Respuestas consolidadas sobre el tipo de entrepiso en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	65
Tabla 10. Respuestas consolidadas sobre el tipo de cubierta en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	66
Tabla 11. Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad torsional en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	67
Tabla 12. Respuestas consolidadas sobre la presencia de retrocesos excesivos en esquinas en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	67
Tabla 13. Respuestas consolidadas sobre la presencia de discontinuidades en el diafragma en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	67
Tabla 14 Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamientos del plano de acción de elementos verticales en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	68
Tabla 15 Respuestas consolidadas sobre la presencia de sistemas no paralelos en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	68
Tabla 16. Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregularidades en planta diseñadas y construidas antes de 1984.....	68
Tabla 17. Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso flexible en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	69

Tabla 18. Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso débil en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	69
Tabla 19. Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad en la distribución de las masas en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	69
Tabla 20. Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamiento dentro del plano de acción en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	70
Tabla 21. Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad geométrica en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	70
Tabla 22. Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregulares en altura diseñadas y construidas antes de 1984.....	70
Tabla 23. Respuestas consolidadas sobre los tipos de muros divisorios en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984.....	71
Tabla 24. Respuestas consolidadas sobre la existencia de muros no estructurales integrados al sistema estructural en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984	71
Tabla 25. Respuestas consolidadas sobre el tipo de entrepiso en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	72
Tabla 26. Respuestas consolidadas sobre el tipo de cubierta en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	73
Tabla 27. Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad torsional en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	74
Tabla 28. Respuestas consolidadas sobre la presencia de retrocesos excesivos en las esquinas en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	74
Tabla 29. Respuestas consolidadas sobre la presencia de discontinuidades en el diafragma en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	74
Tabla 30. Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamientos del plano de acción de elementos verticales en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	74
Tabla 31. Respuestas consolidadas sobre la presencia de sistemas no paralelos en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	75
Tabla 32. Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregularidades en planta diseñadas y construidas después de 1984	75

Tabla 33. Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso flexible en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	76
Tabla 34. Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso débil en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	76
Tabla 35. Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad en la distribución de las masas en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	76
Tabla 36. Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamiento dentro del plano de acción en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	77
Tabla 37. Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad geométrica en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984.....	77
Tabla 38. Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregularidades en altura diseñadas y construidas después de 1984	77
Tabla 39. Respuestas consolidadas sobre el tipo de muros divisorios en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	78
Tabla 40. Respuestas consolidadas sobre existencia de muros no estructurales integrados al sistema estructural en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984	78

RESUMEN

Teniendo como objetivo reducir la incertidumbre en la evaluación del riesgo sísmico en Colombia, el siguiente trabajo de investigación entrega el resultado de una curva de fragilidad obtenida a partir del análisis no lineal estático de una estructura que representa las edificaciones típicamente construidas de uso residencial de pórticos de concreto de baja altura en el país. Para la selección del sistema estructural a evaluar, el rango de número de pisos y el periodo de construcción de interés, se tuvo en cuenta la base de datos de exposición de una empresa aseguradora con participación en gran parte del territorio nacional. Ello permitió identificar las principales edificaciones concentradas en las ciudades con mayor población: Bogotá, Cali y Medellín. Por otro lado, para el estudio se utilizaron, como referentes, los registros de aceleración obtenidos desde la amenaza sísmica que refieren las investigaciones al respecto. Para la selección del edificio típico que se modelaría, se identificaron las características principales de las edificaciones con base en las entrevistas llevadas a cabo con diferentes firmas de ingeniería colombianas.

Palabras clave: Función de fragilidad, pórticos de concreto reforzado, análisis de riesgo sísmico.

ABSTRACT

In addressing uncertainty within seismic risk evaluation in Colombia, this research unveils a fragility curve derived from the nonlinear static analysis of a structure representing the prevalent low-rise residential buildings with concrete frames in the country. The exposure database from an insurance company with a substantial presence nationwide allows it to determine the structural system, the range of floors, and construction periods of interest for assessment. This database facilitated the identification of the type of buildings concentrated in highly populated cities, Bogotá, Cali, and Medellín. The study incorporated acceleration records from seismic threat assessments conducted in relevant investigations. Key characteristics were identified through interviews with various engineering firms in Colombia to select and model the typical building.

Keywords: Fragility function, reinforced concrete frames, seismic risk analysis.

INTRODUCCIÓN

Las funciones de fragilidad relacionan la intensidad de la amenaza sísmica con la probabilidad de que se genere cierto estado daño en una estructura. Estas funciones representan un insumo para la evaluación del riesgo sísmico y la vulnerabilidad al permitir conocer, con una menor incertidumbre, cuáles pueden ser las posibles afectaciones de los edificios de una misma tipología estructural una vez son sometidos a un evento sísmico. Para poder llevar a cabo el cálculo de una función de fragilidad es necesario tener en cuenta las características estructurales de las edificaciones (Dimensiones, número de pisos, refuerzo, materiales, etc.) e información de la amenaza sísmica de la zona.

La evaluación del riesgo sísmico cobra importancia al permitir a entidades como el Gobierno Nacional y empresas privadas prepararse ante un evento de la naturaleza, teniendo en cuenta lo anterior, es fundamental tener acceso a funciones de fragilidad que representen el comportamiento de las edificaciones típicas en Colombia; sin embargo, la disponibilidad es poca y solo se encuentran funciones desarrolladas para edificaciones con características particulares, por lo que su uso entregaría resultados de un comportamiento estructural poco representativo en el país.

Al considerar la poca disponibilidad de estas funciones, se enfoca el trabajo de investigación en la identificación de las edificaciones construidas en las diferentes zonas del país y que, actualmente, conforman su exposición, y así desarrollar funciones de fragilidad que representen la mayor parte de estas. Para llevar a cabo el análisis, se tomó como referencia la base de datos de exposición del año 2021 de una empresa aseguradora con participación en gran parte del país, cuya distribución podría ser una buena aproximación de lo encontrado en Colombia. Particularmente se

enfocó el análisis en el entendimiento de la participación por sistemas estructurales y su uso, encontrando dentro de la información conocida la mayor concentración en edificios residenciales de pórticos de concreto reforzado.

El sistema estructural de pórticos de concreto reforzado es un sistema conformado por columnas y vigas como parte del sistema de resistencia sísmica. En estas edificaciones para los muros de fachada y divisorios se emplean muros de mampostería los cuales, normalmente, quedan integrados a la estructura por las prácticas constructivas en el país así, en el diseño original, no se haya considerado de esta manera. Para conocer con más detalle de las características principales de los pórticos de concreto se realizaron diferentes conversaciones con ingenieros expertos de firmas de ingeniería, así mismo, se estudiaron planos estructurales de edificios de este sistema estructural construidos en Medellín y Bogotá.

Por consiguiente y con el fin de tener una aproximación inicial a una evaluación del riesgo sísmico con menor incertidumbre, se realizó una función de fragilidad para un edificio típico que contara con la mayoría de las características. La metodología empleada para el análisis se basó en el documento *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise Buildings* de D'Áyala et al. (2015) y publicado en Global Earthquake Model Foundation (GEM) como guía para la evaluación de la vulnerabilidad y modelación de pérdidas de edificios de baja y mediana altura. Por otro lado, para el desarrollo de la función de fragilidad se creó un modelo no lineal en el programa SAP2000, buscando que fuera efectivamente representativo de lo construido y lo encontrado en planos estructurales. Las respuestas del modelo, al someterlo a un grupo de registros sísmicos, fueron procesadas para obtener la curva de fragilidad.

1. DEFINICIÓN DE EDIFICACIONES TÍPICAS

1.1 Características de los edificios

Adicional a la identificación del uso y el sistema estructural más común, también se evaluaron 3 variables de gran importancia que marcan diferencias en la caracterización estructural de los edificios y, por ende, en su comportamiento. En estas se encuentran el año de construcción, el número de pisos y la zona de amenaza sísmica.

1.1.1 Año de construcción

El año de construcción de un edificio juega un papel relevante ya que entrega insumos para identificar bajo qué normativa fue diseñada la estructura. García (2015) menciona que en Colombia se expidió el primer Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes en 1984 y estuvo vigente durante 14 años. En el año de 1998 se expidió el Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-98 (Ministerio de Vivienda, 1998) y su última actualización fue expedida en el 2010 como Reglamento NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010). Cabe destacar que con la norma de 1984 se hizo obligatorio por primera vez el diseño sísmico en el país, implicando grandes diferencias entre las edificaciones diseñadas antes y después de ese año (pre-código y post-código respectivamente).

Teniendo en cuenta estos periodos de modificaciones, se definen rangos de años de construcción que capturen las posibles variaciones en el diseño y construcción de las edificaciones.

En el análisis realizado para estructuras de pórticos de concreto reforzado que contaban con información del año de construcción, se identificó que las edificaciones construidas post-código representaban el mayor porcentaje, específicamente la mayor concentración está en las edificaciones construidas después del 2010.

Tabla 1

Porcentaje de edificaciones de pórticos de concreto por rangos de años de construcción

Rangos años de construcción	Porcentaje concentración*
2011 en adelante	38%
1998-2010	32%
1985-1997	18%
Antes de 1984	12%

*Porcentaje estimado sobre el total de edificaciones de pórticos de concreto reforzado con información de rangos de años de construcción

Fuente: Elaboración propia.

1.1.2 Número de pisos

El número de pisos es un factor que incide en el diseño de los elementos estructurales, se debe al aumento de cargas verticales en edificios más altos como el peso y las cargas vivas de los ocupantes, equipos, muebles, etc. Así mismo, se encuentran mayores cargas laterales, como las fuerzas sísmicas y de viento.

Por otro lado, la respuesta dinámica del edificio también varía de acuerdo con la altura. Edificios más altos tienden a tener vibraciones y oscilaciones más significativas una vez son sometidos a cargas laterales. Teniendo en cuenta la incidencia de la altura en el comportamiento de las edificaciones, se analizaron las estructuras de pórticos de concreto reforzado según su concentración por piso en los casos en los cuales era conocido, obteniendo que la mayoría tenían 5 pisos o menos.

Tabla 2*Porcentaje de edificaciones de pórticos de concreto por número de pisos*

Número de pisos	Porcentaje concentración*
2	24%
1	17%
3	15%
5	8%
4	7%
6 o más pisos	29%

*Porcentaje estimado sobre el total de edificaciones de pórticos de concreto reforzado con información de número de pisos

Fuente: Elaboración propia.

1.1.3 Zona de amenaza sísmica

Desde la implementación del primer Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (Ministerio de Obras Públicas), el país ha estado categorizado en diferentes zonas de amenaza sísmica. Previamente, en la norma de 1984, era conocido como zonas de riesgo sísmico, las cuales fueron definidas para efectos del diseño de la estructura. Ellas se encontraban divididas entre riesgo sísmico bajo, intermedio o alto y desde ese momento fue necesario identificar la ubicación de la edificación con el fin de conocer a cuál zona correspondía. La definición de cada uno de los riesgos sísmicos fue establecida a partir de información de los movimientos sísmicos de diseño esperados, teniendo en cuenta la aceleración pico efectiva y la velocidad pico efectiva. Pertenecer a una u otra zona generaría una variación en el espectro elástico de aceleraciones empleado en el diseño.

En la renovación con la NSR-98 (Ministerio de Vivienda, 1998) se siguieron teniendo en cuenta las zonas de riesgo sísmico, pero ya conocidas como zonas de amenaza sísmica. En estas actualizaciones se seguían categorizando las zonas en baja, intermedia y alta variando los valores

de las aceleraciones horizontales del sismo de diseño. La actualización del 2010 incluyó valores de aceleración horizontal para periodos de vibración cortos e intermedios.

Teniendo en cuenta la incidencia de la ubicación en el diseño de las edificaciones se analizó la información de pórticos de concreto reforzado con ubicación conocida y se encontró la mayor concentración en zona de amenaza sísmica intermedia seguida por la amenaza sísmica alta.

Tabla 3.

Porcentaje de edificaciones de pórticos de concreto por zona de amenaza sísmica

Zona de amenaza sísmica	Porcentaje concentración*
Intermedia	68%
Alta	27%
Baja	5%

*Porcentaje estimado sobre el total de edificaciones de pórticos de concreto reforzado con información de la ubicación

Fuente: Elaboración propia.

1.2 Definición de clases para funciones de fragilidad

Las variables anteriores, permitieron establecer cómo podría realizarse la clasificación de edificaciones para definir de manera acertada la cantidad de funciones de fragilidad que consideraran las variaciones en su diseño. En total se identificaron 12 clases agrupando en cada una diferentes variables.

Tabla 4

Clases definidas para el desarrollo de funciones de fragilidad de pórticos de concreto de baja altura en Colombia

Clase	Variabes
1	Antes de 1984 – 1 piso
2	Antes de 1984 – 2 y 3 pisos
3	Antes de 1984 – 4 y 5 pisos
4	Después de 1985 – 1 piso - Amenaza sísmica baja
5	Después de 1985 – 1 piso - Amenaza sísmica intermedia
6	Después de 1985 – 1 piso – Amenaza sísmica alta

7	Después de 1985 – 2 y 3 pisos - Amenaza sísmica baja
8	Después de 1985 – 2 y 3 pisos - Amenaza sísmica intermedia
9	Después de 1985 – 2 y 3 pisos - Amenaza sísmica alta
10	Después de 1985 – 4 y 5 pisos – Amenaza sísmica baja
11	Después de 1985 – 4 y 5 pisos – Amenaza sísmica intermedia
12	Después de 1985 – 4 y 5 pisos – Amenaza sísmica alta

Fuente: Elaboración propia.

La clasificación anterior, tuvo en cuenta la concentración de las edificaciones de pórticos de concreto reforzado en pisos de baja altura (1 a 5 pisos) y los cambios en las edificaciones por la exigencia de diseño sísmico después de 1984, sin considerar las actualizaciones posteriores de la norma ya que para edificios de baja altura no implicaron cambios grandes en los diseños. Así mismo, la categorización en altura en 3 clases se realizó teniendo en cuenta los cambios en el comportamiento de las edificaciones de un solo piso en comparación con las de 2 o más, principalmente, por el aumento de cargas y el cambio en el comportamiento dinámico de la estructura, considerando mayores exigencias en el diseño entre más alta es la edificación. Finalmente, se tomó en cuenta la zona de amenaza sísmica para la clasificación.

1.3 Características principales de la tipología seleccionada

Con el fin de seleccionar, de forma adecuada, los edificios típicos para cada clase, se contactaron firmas de ingeniería dedicadas al diseño estructural de edificaciones, cuya experiencia les ha permitido identificar las características geométricas, dimensiones y materiales más frecuentes en las estructuras de pórticos de baja altura a lo largo del tiempo, principalmente en las dos ciudades más pobladas del país: Bogotá y Medellín.

En el análisis se identificaron los tipos de sistemas de entrepiso, cubierta, irregularidades en planta y en altura, así como los materiales y construcción de los elementos no estructurales. Adicionalmente, la información se obtuvo para dos periodos de tiempo, antes y después de 1984. A continuación, se evidencia un resumen de los resultados obtenidos (Para más detalle de la información recopilada ver ANEXO 1):

1.3.1 Antes de 1984: Edificaciones de pórticos de concreto reforzado de baja altura

Los edificios construidos en esta época se caracterizan, en su mayoría, por ser pórticos en una sola dirección. Usualmente, este tipo de sistema estructural, se encontraba en viviendas de 3 o más pisos. En edificaciones de baja altura de la época, también eran comunes los sistemas estructurales como la mampostería confinada y la mampostería no reforzada.

Tipo de losa de entrepiso: Losa aligerada de concreto reforzado.

Tipo de cubierta: Estructuras de madera (vigas, alfardas, tablilla y teja).

Irregularidades en planta: Este tipo de edificaciones en su mayoría contaban con pocas irregularidades en planta. Sin embargo, en los pocos casos en los que se presentaban comúnmente eran irregularidades torsionales y/o discontinuidades en el diafragma.

Irregularidades en altura: Este tipo de edificaciones en su mayoría contaban con pocas irregularidades en altura. Sin embargo, en los pocos casos en los que se presentaban comúnmente era por piso flexible.

Tipo de elementos no estructurales: Mampostería en unidades de arcilla

Elementos integrados a la estructura: Si

1.3.2 Después de 1984: Edificaciones de pórticos de concreto reforzado de baja altura

Después de 1990 fue que se comenzó a hacer común el diseño de las edificaciones con pórticos en dos direcciones. Y solo fue después de 1998 que se inició la realización de diseños con un mayor rigor, empezando, incluso, a tener en cuenta el efecto de las irregularidades en el diseño. Así mismo se cayó en la cuenta de la importancia de los estudios de suelos.

Tipo de losa de entrepiso: Losa aligerada de concreto reforzado.

Tipo de cubierta: Estructuras de madera (vigas, alfardas, tablilla y teja), seguido de losa aligerada en concreto reforzado.

Irregularidades en planta: Este tipo de edificaciones en su mayoría contaban con pocas irregularidades en planta.

Irregularidades en altura: Este tipo de edificaciones en su mayoría contaban con pocas irregularidades en altura.

Tipo de elementos no estructurales: Mampostería en unidades de arcilla, seguido de divisiones livianas (Drywall, vidrio, etc.)

Elementos integrados a la estructura: Si

Teniendo en cuenta la información disponible se selecciona la clase número 11 de las definidas en la sección 1.2. como objetivo para el desarrollo de la función de fragilidad en el presente trabajo de investigación: **Edificaciones construidas después de 1985 – 4 y 5 pisos – Amenaza sísmica intermedia.**

2. METODOLOGÍA

Como guía metodológica se tomó de referencia el documento *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise Buildings* de D´Ayala et al. (2015), creado para la evaluación de la vulnerabilidad y modelación de pérdidas de edificios de baja y mediana altura. En la guía se presentan diversas alternativas para desarrollar la función de fragilidad. A continuación, se especifican cada uno de los pasos considerados en el cálculo de la función presentada en este documento.

2.1 Selección del edificio

Para el cálculo de la fragilidad se seleccionó una estructura de calidad estándar mediante la cual se representó un edificio típico colombiano. La selección se basó en las configuraciones arquitectónicas encontradas y en las características definidas previamente en la sección 2.3.2, las cuales influyen en la configuración, el comportamiento y la respuesta estructural.

Teniendo en cuenta lo anterior, se analizaron memorias de cálculo, planos estructurales y arquitectónicos de 18 edificaciones ubicadas en las ciudades de Medellín y Bogotá, diseñadas por diferentes profesionales. Se seleccionó la edificación que cumpliera con la mayor cantidad de características típicas y no tuviera alguna particularidad que generara un comportamiento específico y poco común.

Finalmente, en la información analizada, se identificó que las edificaciones compartían similitudes en características como: la ausencia de redundancia, cubiertas livianas de madera o metal y una configuración en planta regular.

2.1.1 Descripción edificación analizada

Sistema estructural: Pórticos de concreto reforzado resistente a momento en dos direcciones.

Año de construcción: 2021

Norma utilizada: Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10)

Numero de niveles aéreos: 4.

Ubicación: Medellín, Antioquia.

Nivel de amenaza sísmica: Intermedia

Uso: Residencial

Tipo de cubierta: Liviana.

Tipo de losa de entrepiso: Losa aligerada de concreto reforzado

Tipo de elementos no estructurales: Mampostería en unidades de arcilla

Irregularidades en planta y altura: No

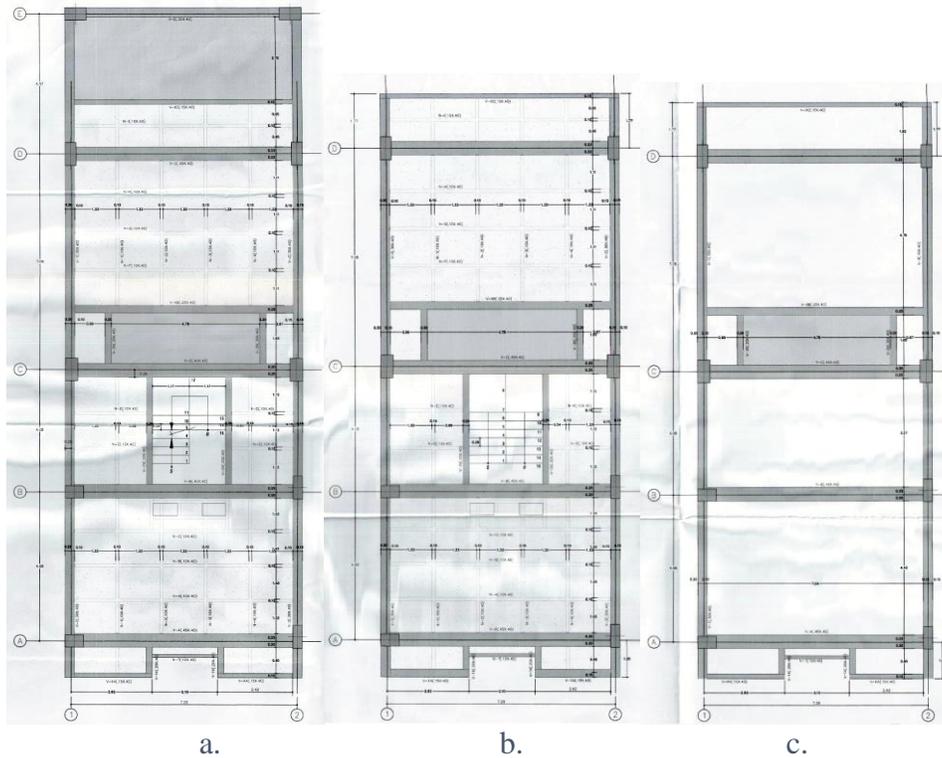
Irregularidad por ausencia de redundancia: Presenta ausencia de redundancia en sentido corto del edificio.

Figura 1.
Edificio construido.



Fuente: Google Street view

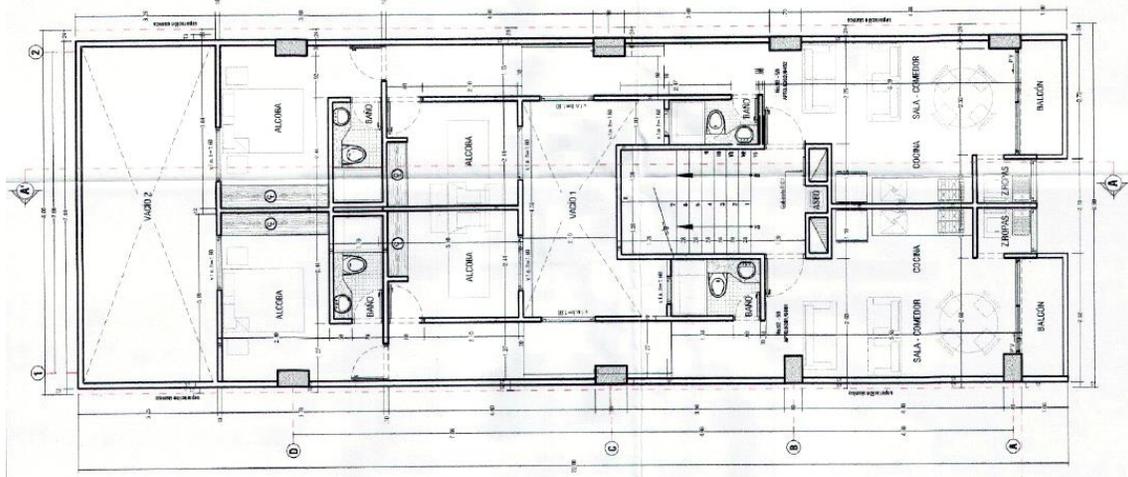
Figura 2
Plantas estructurales. (a) Losa piso 2. (b) Losas piso 3 y 4. (c) Cubierta.



Fuente: Planos estructurales del proyecto.

Figura 3

Distribución de elementos no estructurales en mampostería, pisos 2, 3 y 4.



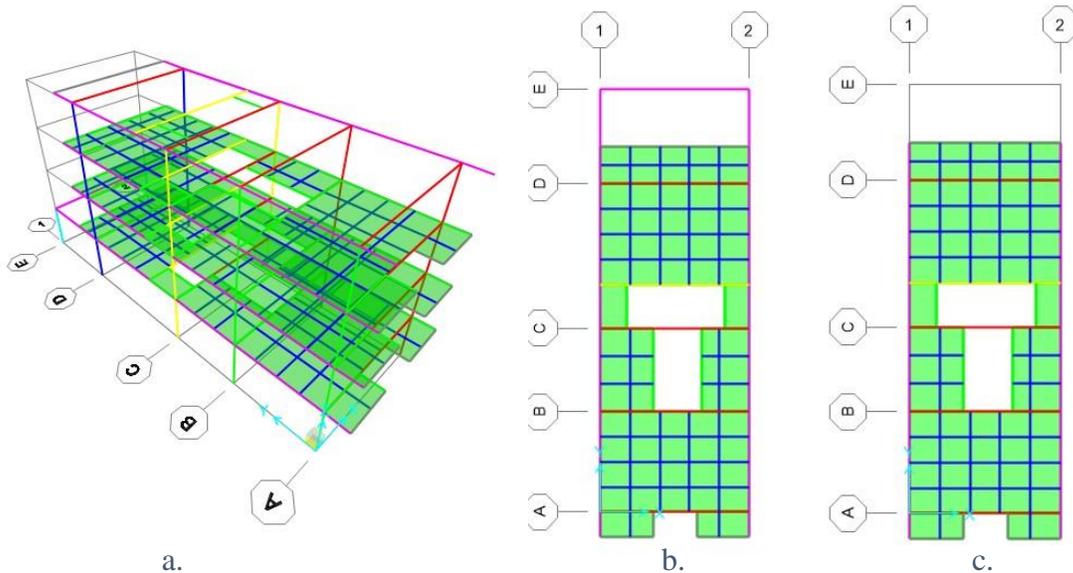
Fuente: Planos arquitectónicos del proyecto.

2.1.2 Configuración del modelo lineal

Una vez definida la estructura, se realizó un modelo lineal buscando representar lo evidenciado en las memorias de cálculo originales. La validación de los resultados se llevó a cabo teniendo en cuenta los valores obtenidos para el periodo y peso de la estructura, así como las derivas de entrepiso y participaciones modales con sus respectivos desplazamientos en “X” y “Y”, y comportamientos torsionales.

Figura 4

Representación del modelo lineal del edificio seleccionado. (a) Vista en 3 dimensiones. (b) Vista en planta piso 2. (c) Vista en planta pisos 3 y 4.



Fuente: Elaboración propia.

2.2 Definición de los componentes para el análisis y estimación de pérdidas

2.2.1 Componentes estructurales

Son los elementos principales que contribuyen a la respuesta sísmica de la estructura. En este caso, sólo las vigas y columnas cumplen con esta característica.

2.2.2 Componentes no estructurales que contribuyen a la respuesta de la estructura

Originalmente la propuesta de conexión en los planos estructurales de los muros de mampostería de división y de fachada, incluye un refuerzo vertical, embebido cada cierta distancia, entre los muros y el elemento superior al que llega. Sin embargo, teniendo en cuenta lo validado

con las firmas de ingeniería, es común encontrar que los detalles de los planos estructurales no se apliquen constructivamente y, por el contrario, queden estos elementos integrados al sistema principal.

La importancia de considerar la integración de la mampostería y su contribución a la respuesta de la estructura, radica en que al tener una tipología de pórticos de concreto en dos direcciones se está considerando una estructura flexible. La unión con los muros de mampostería provoca una rigidez adicional que no es tomada en cuenta en el diseño original, cambiando drásticamente el periodo del edificio, la respuesta estructural y el lugar en donde se produce el daño. Ello aumenta las fuerzas sísmicas y las atrae a partes de la estructura que no han sido diseñadas para resistirlas.

2.2.2 Componentes no estructurales que no contribuyen a la respuesta de la estructura

Los demás componentes no estructurales del edificio seleccionado solo representan una carga para la estructura, pero no inciden en la respuesta estructural.

2.3 Selección del tipo de modelo no lineal

La metodología seleccionada permite el uso de tipos de modelos en los cuales varían, principalmente, los grados de libertad considerados en el análisis. Los modelos con uno y dos grados de libertad, son representaciones simplificadas del comportamiento de la estructura y una vez empleados deben calibrarse con el fin de garantizar un resultado final coherente. Por otro lado,

se encuentran los modelos completos de la estructura, en los cuales se consideran múltiples grados de libertad y se pueden realizar en dos o tres dimensiones. Para el presente ejercicio, se selecciona esta última opción en tres dimensiones ya que permite generar un análisis más avanzado al capturar toda la dinámica de la estructura, las irregularidades, etc.

Por otro lado, para la modelación no lineal de los elementos estructurales como vigas y columnas, se emplea la plasticidad concentrada, ella permite controlar los modos de falla e imponer la resistencia y el límite de la deformación.

2.3.1 Definición de materiales

Teniendo en cuenta que en la realidad los elementos como: el concreto y el acero de refuerzo tienen mayor resistencia, se realiza el modelo no lineal con las propiedades esperadas que son las más probables que efectivamente tengan los materiales y no con las propiedades nominales usadas en diseño. Para esto se toman en cuenta los valores especificados en el documento de Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, (2020) definidos en la tabla 2., Expected Material Strengths, el cual tiene valores de referencia estándares.

Acero de refuerzo

Fuerza de fluencia (Fy): 60 ksi; 420 MPa

Fuerza ultima (Fu): 90 ksi, 630 MPa

Fuerza de fluencia esperada (Fye): 70 ksi, 491 MPa

Fuerza ultima esperada (Fue): 106 ksi, 737 MPa

Figura 5

Curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo empleada para el análisis no lineal, $F_{ye}=491$ MPa, $F_{ue}=737$ MPa



Fuente: Elaboración propia.

Concreto

$$f'_{ce}=1.3f'_c$$

Donde:

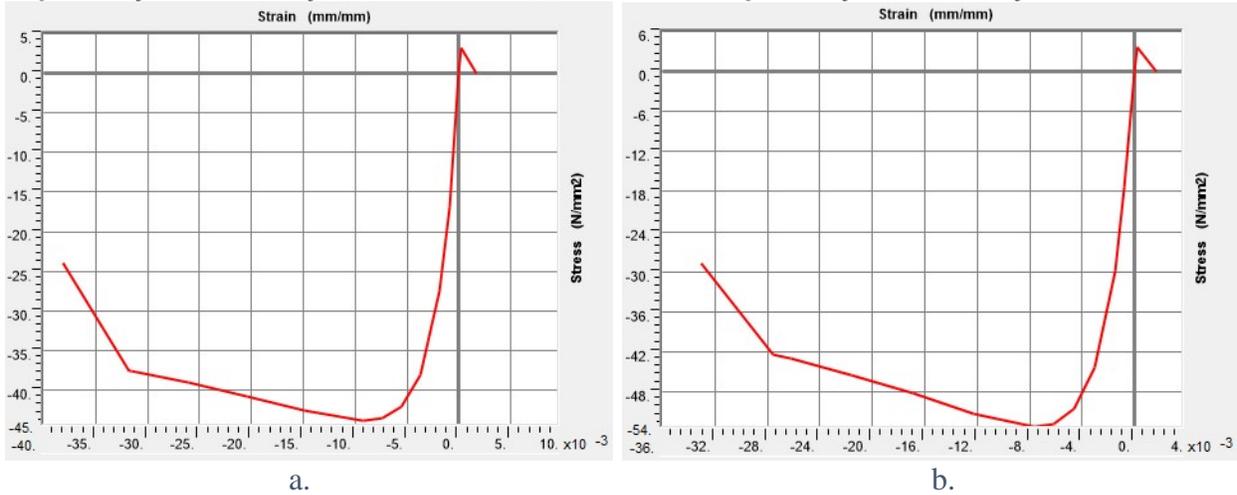
f'_c : Resistencia a la compresión

f'_{ce} : Resistencia a la compresión esperada

A partir de lo anterior, la resistencia a la compresión del concreto de 21 MPa y 28 MPa, se consideran en el análisis en 27.3 MPa y 36.4 MPa, respectivamente. Adicionalmente, se tienen en cuenta las características de un concreto confinado al evidenciar un buen confinamiento en el diseño.

Figura 6

Curvas esfuerzo – deformación de los concretos empleados para el análisis no lineal. (a). Concreto confinado, $f'_c=21$ MPa, $f'_{ce}=27.3$ MPa. (b). Concreto confinado, $f'_c=28$ MPa, $f'_{ce}=36.4$ MPa.



Fuente: Elaboración propia.

2.3.2 Fisuración de los elementos estructurales durante el análisis no lineal

Durante el análisis no lineal el concreto reforzado se fisura, sin embargo, esta fisuración no se captura al emplear rotulas plásticas para la modelación de la plasticidad concentrada, por lo tanto, debe indicarse cuánto es la inercia efectiva, la cual depende de la incursión inelástica que se tenga. La inercia efectiva de los elementos estructurales disminuye a lo largo del análisis mientras la estructura es sometida al empuje del sismo, así mismo esta variación afecta todo el comportamiento dinámico de la estructura.

Teniendo en cuenta lo anterior, se emplean los valores de rigidez del documento de Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, (2020) definidos en la tabla 3., Reinforced Concrete Stiffness Properties, para el caso del concreto reforzado en elementos de vigas y columnas sometidas a una deformación por flexión.

Valores de rigidez efectiva columnas

$$0.7 \times E_c \times I_g$$

Valores de rigidez efectiva vigas

$$0.3 \times E_c \times I_g$$

Donde:

E_c : Modulo de elasticidad del concreto

I_g : Momento de inercia de la sección bruta de hormigón con respecto al eje centroidal, despreciando el refuerzo.

Cabe resaltar que para un sismo de servicio se espera que las columnas y vigas no tengan una gran incursión inelástica debido a la restricción de desplazamiento que generan los muros de mampostería. Esta puede generarse una vez fallen los muros de mampostería resultado de un sismo severo.

2.3.3 Definición del modo de falla

Uno de los factores que más tienen incidencia en la fragilidad son los modos de falla de la estructura, dado que existen unos más dúctiles que otros. Los modos de falla basados en flexión son dúctiles y una estructura con este tipo de falla se caracteriza por no tener una gran variación en su fragilidad aun si se realizan pequeños cambios en el diseño, caso contrario a las estructuras que fallan por corte las cuales son completamente frágiles.

A partir de aquí, se analizaron los tipos de daño estructural que se requerían modelar según lo identificado respecto a la vulnerabilidad del edificio de referencia, incluyendo la validación del diseño y particularmente si era un diseño por capacidad que evitara fallas frágiles por corte.

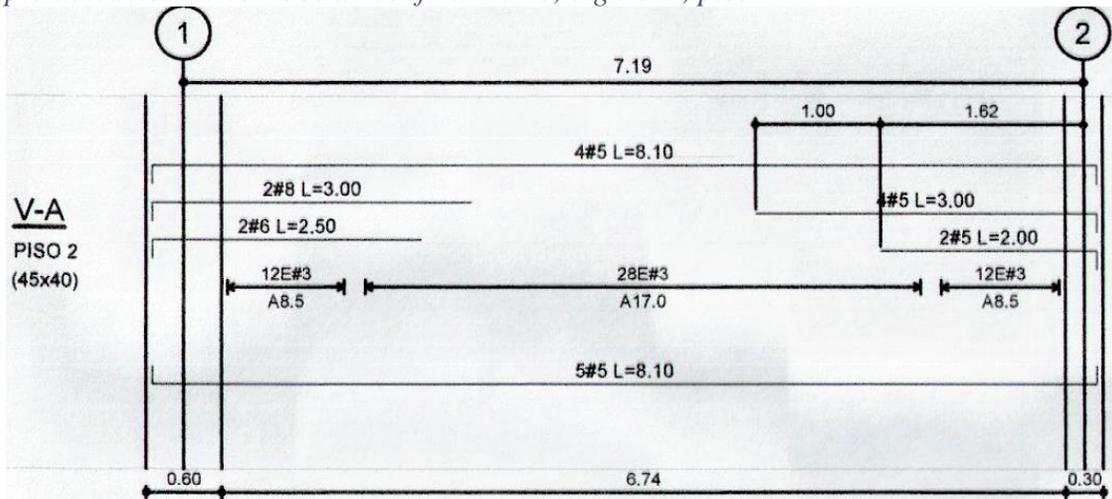
Para la evaluación de esta condición, se consideran las características con las que realmente queda el edificio una vez es construido, es decir, sin tener en cuenta los factores de reducción de capacidad ni las cargas mayoradas de diseño que se consideran como márgenes de seguridad extra durante el diseño de la estructura. Así mismo, se asumen las propiedades de los materiales esperadas.

Vigas

Para el análisis de la ductilidad, se tuvieron en cuenta los planos estructurales y el detallamiento del refuerzo transversal que especifican para las vigas. Inicialmente se calculó, en cada piso y por cada tramo, la resistencia al corte del elemento a partir del aporte del refuerzo y la geometría de la sección. Adicionalmente, se validó la separación de los estribos de confinamiento, encontrando que todas las vigas cuentan con un detallamiento dúctil al tener estribos concentrados cerca de los nodos, tal como se evidencia en la figura 7.

Figura 7

Ejemplo ubicación de estribos de confinamiento, viga V-A, piso 2.



Fuente: Planos estructurales del proyecto.

Por otro lado, con el fin de analizar si la resistencia al corte era suficiente para evitar una falla frágil, se calcula el cortante que se desarrolla en la estructura una vez entra en el rango inelástico al estar sometida a un evento sísmico fuerte. Para este caso, se tiene en cuenta el refuerzo longitudinal a partir del cual se obtienen los momentos esperados positivos y negativos en cada extremo de los tramos de las vigas, para luego calcular el cortante asociado al desarrollo de cada uno de estos.

Así mismo, se consideran los valores de cortante derivados de las cargas estáticas y gravitacionales a las que está sometida la estructura, asumiendo combinaciones de carga realistas que permitan representar el comportamiento de la estructura y que difieren de los escenarios de diseño que son más conservadores. Es por esto que los factores de mayoración para la carga gravitacional se definieron de la siguiente manera: 1.0 Carga Muerta + 0.25 Carga Viva.

Acorde a lo anterior, se realiza el respectivo análisis y se identifica un diseño por capacidad en las vigas, lo que evita cualquier daño frágil e indica que solo es necesario representar el

comportamiento inelástico de un modo de falla por flexión, el cual se representa mediante rotulas en los extremos de los elementos.

Columnas

Al igual que las vigas, para el análisis de la ductilidad, se tienen en cuenta los planos estructurales y el detallamiento del refuerzo transversal que especifican para las columnas. Inicialmente se calcula, para cada tipo de columna y en los diferentes tramos a lo largo de toda su altura, la resistencia al corte del elemento en cada dirección a partir del aporte del refuerzo y la geometría de la sección.

Por otro lado, para validar si la resistencia al corte en ambos lados de las columnas era suficiente para evitar una falla frágil, se tiene en cuenta el refuerzo longitudinal, las dimensiones de la sección y los rangos de cargas axiales a las que estaría sometida la columna correspondientes a las combinaciones por cargas gravitacionales y por sismo, mayoradas con los mismos factores mencionados previamente para las vigas y que se definen a continuación: 1.0 carga muerta + 0.25 carga viva + Sismo. De esta información se obtienen los momentos a partir de los cuales se calcula el respectivo cortante asociado al desarrollo de cada uno de estos comparándolos con la resistencia al corte en la zona.

Teniendo en cuenta lo anterior y según el análisis realizado, se identifica un diseño por capacidad en las columnas, lo que evita cualquier daño frágil e indica que solo es necesario considerar el comportamiento inelástico de un modo de falla por flexión, el cual se representa

mediante rotulas plásticas en los extremos de los elementos. Cabe resaltar que, en ciertos casos específicos, el concreto de las columnas también aporta resistencia al corte debido a la compresión generada por la carga axial que mantiene las grietas cerradas.

2.3.4 Definición de rotulas empleadas en elementos estructurales y consideraciones adicionales

En la construcción del modelo no lineal se cuantifica la ductilidad de los elementos en las zonas de máximo esfuerzo ubicadas en los extremos de las columnas y vigas. En base al código Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) del American Concrete Institute-ACI, (2019), en el cual se basa el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010), se determina cuál es la resistencia a momento. Por otro lado, se calcula la capacidad de deformación mediante el documento *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* de American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 21-13, 2014) el cual es el más completo en cuanto a capacidades de deformación y resistencias residuales.

Vigas

Los parámetros de modelación en los tramos de las vigas en cada uno de sus extremos, se obtienen de la figura 8. De la cual se consideran los valores asociados a la condición i), teniendo en cuenta que en la estructura elegida las vigas están controladas por flexión.

Figura 8

Parámetros de modelación establecidos para la definición de las rótulas en las vigas.

			Modeling Parameters ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio
Conditions			a	b	c
Condition i. Beams controlled by flexure ^b					
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d			
ρ_{bal}					
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2
Condition ii. Beams controlled by shear ^b					
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b					
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b					
			0.015	0.03	0.2

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 21-13, 2014. Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams.

Adicionalmente se deben considerar los valores de cuantía suministrados en el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal y el mismo valor de cortante obtenido previamente para la evaluación del modo de falla. Mediante estos se obtienen los valores de a, b y c que definen la rótula que se ingresa en el modelo y representa la capacidad de deformación del elemento.

Figura 9

Ejemplo definición de rotulas para vigas en el modelo no lineal. Unidades kN-m.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.045
C-	-1.	-0.025
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	0.025
D	0.2	0.045
E	0.2	0.05

Symmetric

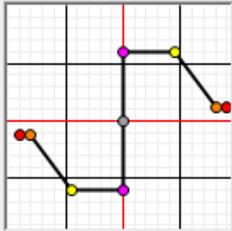
Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	Positive: 159.68	Negative: 344.31
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	1.	1.

(Steel Objects Only)



Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, el momento de fluencia especificado en la curva es el definido previamente en el análisis del modo de falla como el momento esperado obtenido a partir del refuerzo longitudinal.

Columnas

Los parámetros de modelación en los tramos de las columnas en cada uno de sus extremos y direcciones, se obtienen de la figura 10. De la cual se consideran los valores asociados a las condiciones i) y ii) teniendo en cuenta la capacidad por corte de la columna en cada una de sus direcciones y el detallamiento del refuerzo transversal.

Figura 10

Parámetros de modelación establecidos para la definición de rotulas en las columnas.

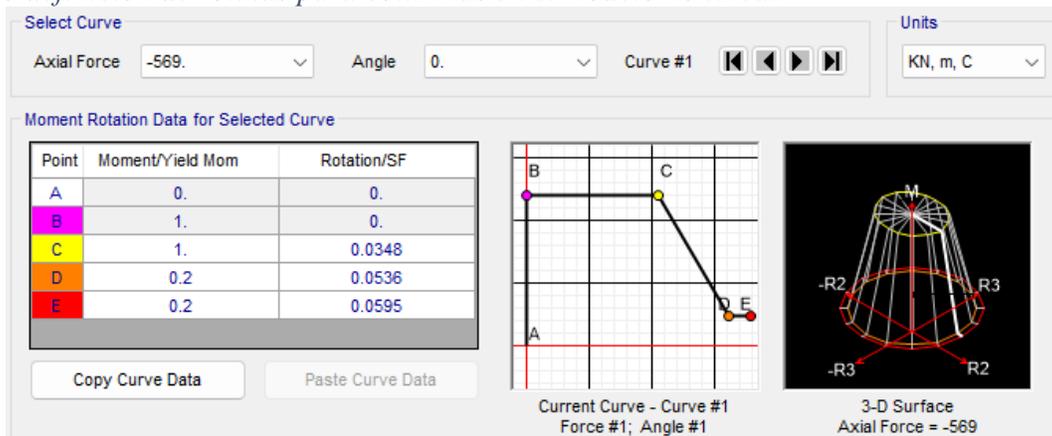
			Modeling Parameters*		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio
Conditions			a	b	c
Condition i.^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0
Condition ii.^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d			
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 21-13, 2014. Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns.

Adicionalmente para determinar los parámetros de modelación en los tramos de las columnas en cada uno de sus extremos, se tienen en cuenta los valores de cuantía del refuerzo transversal, así como la carga axial y el cortante obtenidos previamente para la evaluación del modo de falla. Mediante estos se extraen los valores de a, b y c que definen la rótula que se ingresa en el modelo y representa la capacidad de deformación del elemento.

Figura 11

Ejemplo definición de rotulas para columnas en el modelo no lineal.

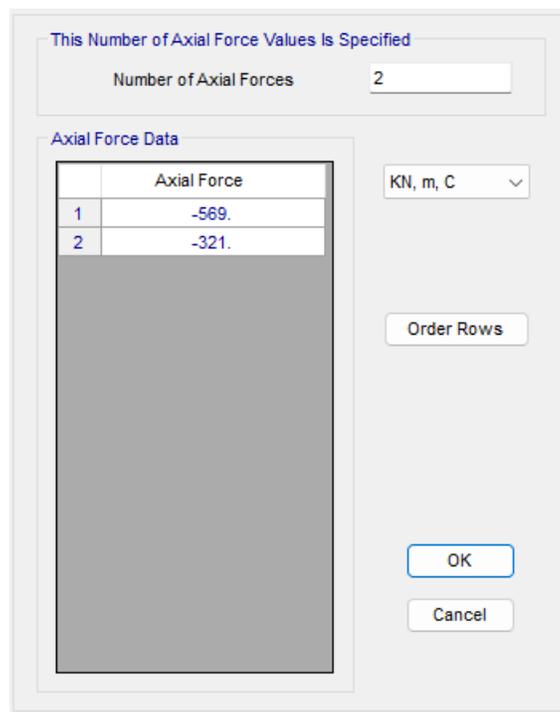


Fuente: Elaboración propia.

Es necesario detallar diferentes curvas, según el rango de cargas axiales a las que estará sometida la estructura y el refuerzo longitudinal aportado en cada una de las direcciones, los cuales definen los momentos de fluencia de la columna en cada una de sus direcciones.

Figura 12

Ejemplo de valores de cargas axiales definidos en las rotulas plásticas de las columnas. Unidades kN.



Fuente: Elaboración propia.

Consideraciones adicionales

Por último, las losas de entrepiso, los nervios y las vigas secundarias, se incluyen en la modelación como elementos lineales, por lo que no se evalúan las eventuales fallas de estos elementos. Particularmente para las losas se ha evidenciado empíricamente que son elementos que no presentan tantos daños, adicionalmente, se sabe que no hay gran transferencia de corte por lo que es una vulnerabilidad que no es necesario tener en cuenta.

Teniendo en cuenta lo anterior, las losas de entrepiso se representan como un elemento lineal tipo membrana, sin ninguna rigidez e inercia fuera del plano, mientras que a los nervios y vigas secundarias se les asignan rotulas elásticas en los extremos. En todos los casos se pretende evitar que una vez se empiecen a rotular por flexión las vigas principales apoyadas directamente sobre las columnas, las losas de entrepiso, los nervios y las vigas secundarias terminen conformando un pórtico con las columnas y/o genere un aporte de rigidez que no es posible teniendo en cuenta que son elementos mucho más flexibles que las vigas principales. En este caso el objetivo es que aporten peso, pero no rigidez.

2.3.5 Modelación no lineal de muros de mampostería

Los muros de mampostería integrados a la estructura, son los primeros en entrar en el rango inelástico, al ser los más rígidos y a pesar de no ser diseñados para esto. Se buscó que su representación en el modelo no lineal fuera lo más cercana posible a la realidad con el fin de

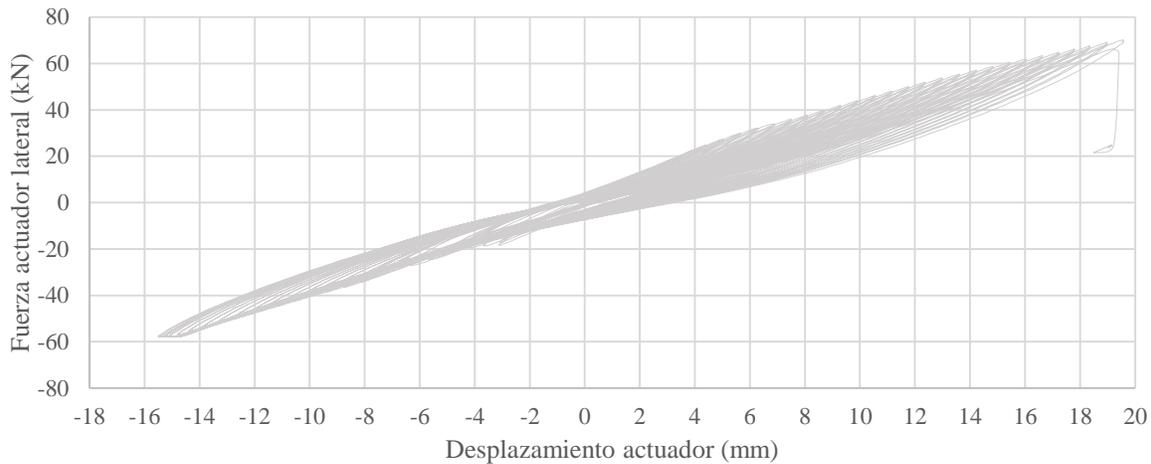
capturar su incidencia en el comportamiento de la estructura. Para esto se consideran los resultados de ensayos experimentales realizados en la Universidad EAFIT, (Fernando Alexis Osorio Vergara, Fragilidad sísmica de las edificaciones de uno y dos pisos de mampostería no reforzada del valle de Aburrá (Colombia), tesis doctoral sin publicar), en los cuales se construyeron muros de mampostería a escala real, con las características de altura, espesor y longitud típicamente encontradas en construcciones colombianas.

- Ladrillos: Perforación horizontal de 0.10 m de espesor
- Altura muro: 2.40 m
- Longitud muro: 2.04 m

En el ensayo se simuló el comportamiento de un muro de mampostería no reforzada integrado al sistema estructural principal. Para esto se construyó un elemento de mampostería unido con un mortero pobre en su base y parte superior, a unas vigas completamente rígidas, sin columnetas en los extremos, sometido a su vez a ciclos histéricos que permitieron identificar la secuencia de fisuras y grietas que aparecían, hasta finalmente alcanzar la falla. El muro fue sometido a esfuerzos axiales iniciales muy pequeños, debido a que en la realidad estos elementos de mampostería se incluyen después de la construcción de los elementos estructurales de todo el edificio.

Figura 13

Gráfica histerética obtenida del ensayo en muro de mampostería.



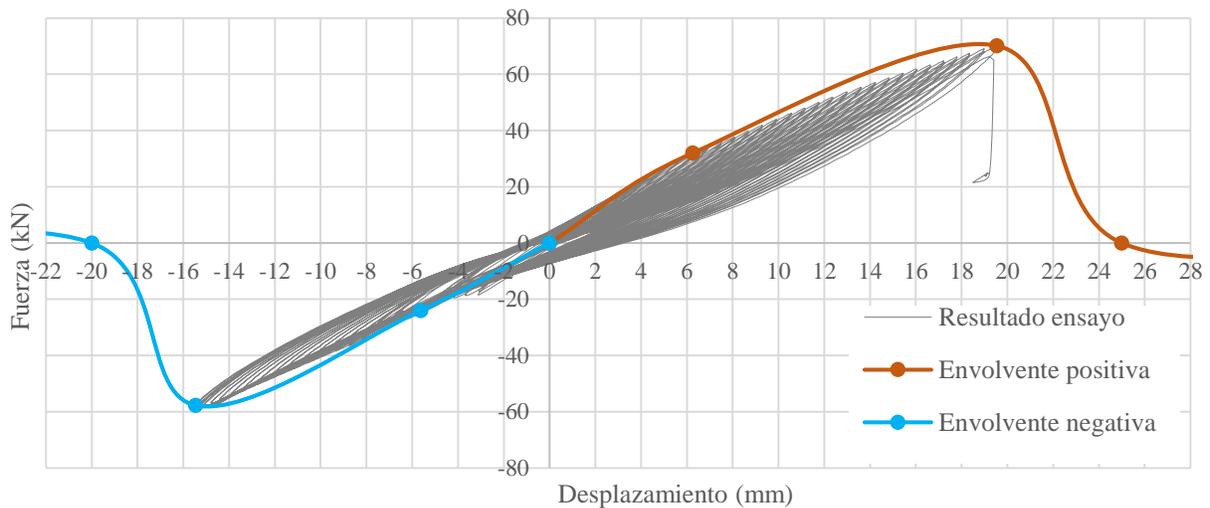
Fuente: Fernando Alexis Osorio Vergara, Fragilidad sísmica de las edificaciones de uno y dos pisos de mampostería no reforzada del valle de Aburrá (Colombia), tesis doctoral sin publicar.

En los resultados obtenidos se identificó que la ductilidad del muro es prácticamente nula y una vez falla y se rompe por completo, la carga cae abruptamente al alcanzar casi los 2 cm, menos del 1% de su altura. El ciclo generado, una vez el muro es sometido a cargas más allá de su rango elástico, es muy estrecho y tiene pinching, lo que evidencia un grado de estrangulamiento en el centro de la curva debido a la apertura y cierre de las grietas generadas en el muro, por lo que la disipación de energía es muy poca. Así mismo, se identifica que los daños empiezan a los 6 mm aproximadamente.

Para la modelación no lineal del elemento se tomó la gráfica histerética resultado del ensayo realizado y se obtuvo una envolvente, la cual se definió como la curva esqueleto fuerza-deformación y sirvió para indicar hasta que valores de deformación resistía el muro, a partir de los cuales se complementó la gráfica para representar la pérdida de resistencia por medio de una descarga gradual, con el fin de evitar problemas numéricos. Así mismo, se empleó la metodología especificada en el documento de Rodríguez et al. (2010 *Simplified Macro-Model for Infill Masonry*

Panels, la cual permitió considerar la interacción del comportamiento del muro de mampostería en cada dirección, teniendo en cuenta que el daño en una dirección afectó su comportamiento en ambas direcciones. Adicionalmente, se eligió un método simplificado ya que particularmente no es de interés el modo de colapso del muro.

Figura 14
Curva esqueleto fuerza – deformación



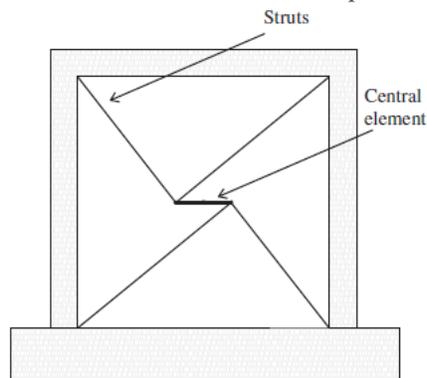
Fuente: Elaboración propia.

La representación se realiza mediante un resorte no lineal el cual solamente puede tomar fuerzas axiales y al que se le impone la curva esqueleto fuerza-deformación obtenida del ensayo, seleccionando el tipo de elemento en el modelo como no lineal elástico, considerando en este caso que es un elemento frágil y tiene poca disipación de energía (consecuente con el nulo detallamiento). Con la anterior definición se captura el aporte de rigidez que estos muros tienen mientras no se rompan. Así mismo, se emplean cuatro diagonales completamente rígidas que conectan el resorte con los demás elementos estructurales, garantizando, de esta manera, que toda la deformación este concentrada en este. Estas diagonales cuentan con propiedades para que solo

transmitan carga axial y no intenten formar un pórtico con las columnas una vez se empieza a generar la rotulación de las vigas que hacen parte del sistema de resistencia sísmico.

Figura 15

Esquema propuesto para la simulación de un muro de mampostería integrado.

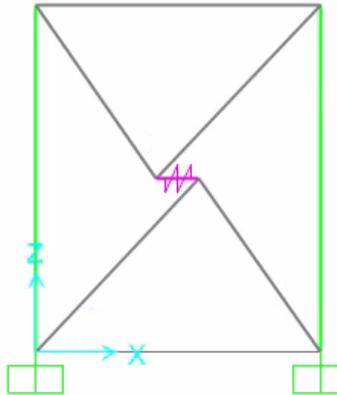


Fuente: Rodríguez et al. (2010). FIGURE 3 Macro-model for the simulation of an infill masonry panel and forcedisplacement monotonic behaviour curve.

Para la calibración del modelo propuesto, se recrean las condiciones del ensayo experimental, mencionado previamente, y se somete a una carga por medio de un análisis estático no lineal (Pushover) primero en una dirección y después en otra, obteniendo resultados satisfactorios al existir una compatibilidad cinemática completa entre la fuerza horizontal que toma el muro y su desplazamiento horizontal en el techo, con la fuerza y desplazamiento que toma el link, por lo que se usó la modelación propuesta en el modelo no lineal completo de toda la estructura.

Figura 16

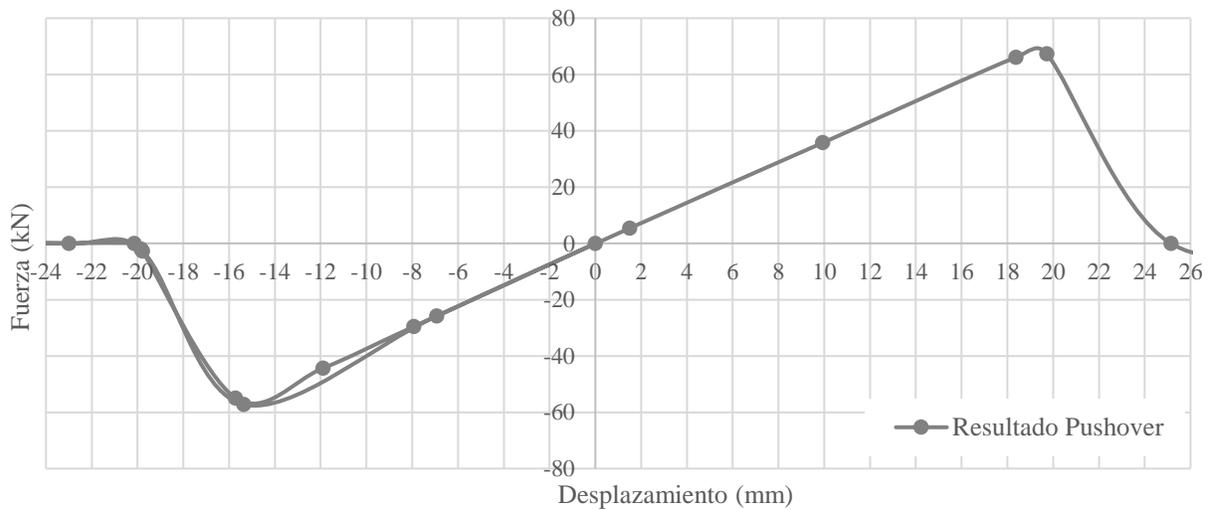
Esquema realizado en SAP2000 para la simulación del muro de mampostería integrado.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 17

Resultado del Pushover.



Fuente: Elaboración propia.

Al tener en cuenta que el comportamiento de los muros está influenciado por su altura y longitud, y que a su vez no se contó con mayor información experimental que la que se menciona previamente, se calcula el esfuerzo y deriva a partir de los resultados obtenidos y la geometría del muro, y se emplean para determinar las curvas de fuerza-deformación aplicables para cada

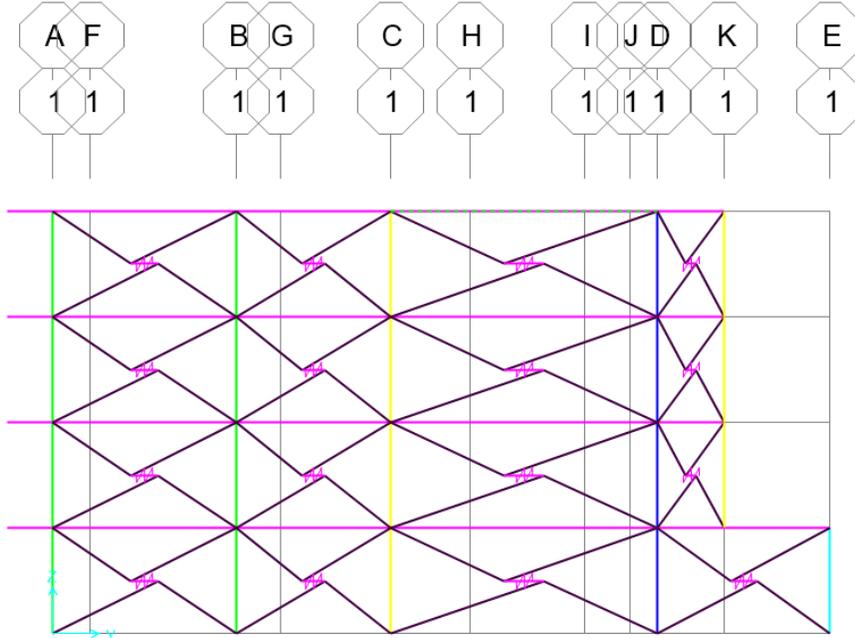
geometría particular que capturen las variaciones de capacidad y rigidez a la hora de someter los muros a la carga.

Para el modelo global fue necesario incluir elementos verticales y horizontales, como columnas y vigas ficticias, las cuales no tenían peso y se rotularon en ambos extremos. Estas permitieron tomar las cargas de los muros divisorios o de fachada apoyados realmente sobre losas o sin ningún tipo de confinamiento lateral, y repartirla hacia las vigas que hacían parte del sistema de resistencia sísmica.

La rotulación se realizó ya que era importante evitar que estos elementos intentaran formar pórticos, lo cual sucedería una vez vigas y columnas pertenecientes al sistema de resistencia sísmica se empezaran a rotular. Estas rotulas permiten que estos elementos ficticios solo tomen cargas axiales y no momentos.

Figura 18

Representación de los muros de mampostería en el modelo no lineal de la estructura completa.



Fuente: Elaboración propia.

2.4 Definición del tipo de análisis y registros sísmicos

Se realiza un análisis estático no lineal (Pushover) en el modelo construido, dando como resultado la curva de capacidad de la estructura la cual contiene información del desplazamiento en el último nivel versus la suma de los cortantes de las columnas del primer piso. El punto de la estructura donde se mide el desplazamiento está ubicado lo más cercano posible al centro de masa, teniendo en cuenta que no todos los puntos de la estructura se desplazan igual. Para llevar a cabo el análisis se aplica una carga monotónica en la dirección del primer modo, teniendo en cuenta que es un edificio de baja altura por lo que la mayor participación de la masa está en este modo.

Por otro lado, se contacta el equipo del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico en Colombia, el cual suministra los registros de aceleración consistentes con la amenaza sísmica del país,

particularmente con el nivel de amenaza intermedia. A partir de ello, los acelerogramas empleados fueron los entregados para la ciudad de Medellín con condiciones de sitio en suelo.

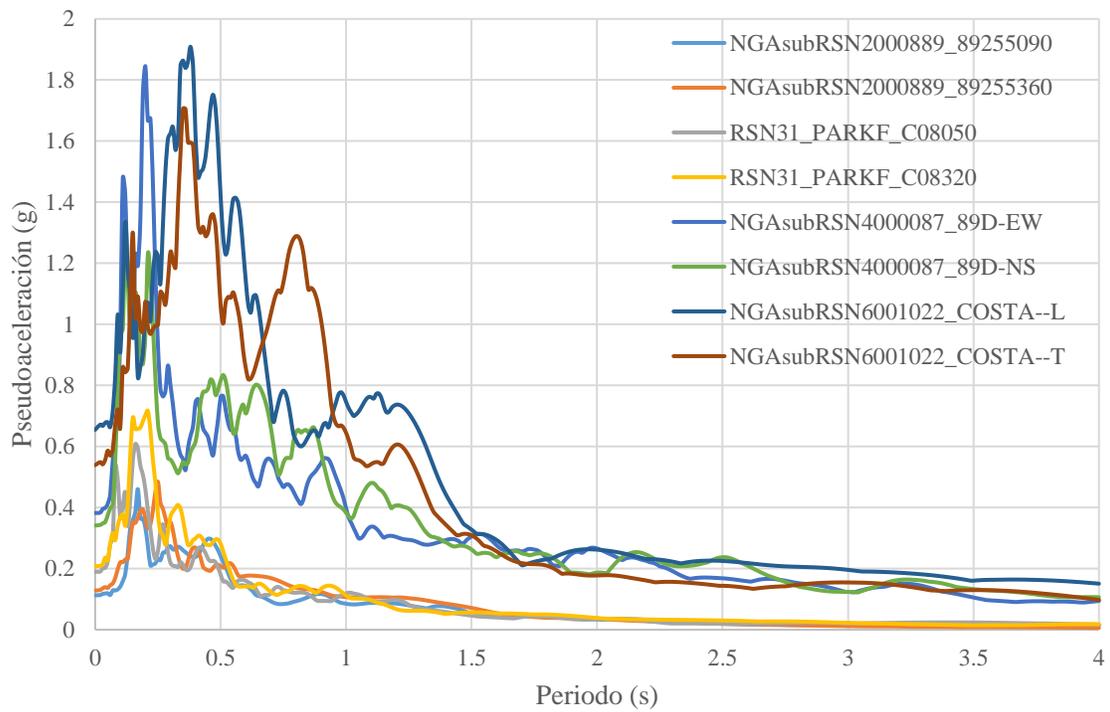
La técnica de selección de series de tiempo utilizada fue el Escenario de Espectros Condicionales (CSS por sus siglas en inglés) (Carlos A. Arteta, 2019), aproximando la amenaza para un periodo de oscilación de 0.01 segundos (PGA) y discretizando la amenaza en diferentes periodos de retorno, sobre los cuales se basan el número de niveles de amenaza. En total se emplearon 113 pares de registros, que permitían evaluar la respuesta de la estructura en ambas direcciones.

- Nivel 1 (PGA=0.12g): 30 parejas de registros
- Nivel 2 (PGA=0.20g): 29 parejas de registros
- Nivel 3 (PGA=0.36g): 29 parejas de registros
- Nivel 4 (PGA=0.59g): 25 parejas de registros

Los registros seleccionados tienen en cuenta la contribución a la amenaza por ambiente tectónico para PGA, en este caso los acelerogramas corresponden en su mayoría a ambientes tectónicos interplaca y corticales, y en una menor cantidad intraplaca. Para el modelo no lineal se ingresaron los espectros de pseudoaceleración obtenidos para cada par de registros. En la figura 19 se evidencia una muestra de algunos espectros empleados en el análisis para cada uno de los niveles de amenaza definidos previamente.

Figura 19

Ejemplo de algunos espectros de pseudoaceleración empleados en el análisis no lineal de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

3. RESULTADOS

3.1 Definición de los estados de daño

Para la definición de los estados de daño se identificó en el modelo todo lo que se podía catalogar como daño en la estructura, en este caso, la fisuración y colapso de los muros de mampostería y la secuencia de rotulación de las vigas y las columnas.

3.1.1 Daño leve

Se evalúa a nivel local por elemento y se alcanza una vez se identifican los primeros agrietamientos en los muros de mampostería. Los demás elementos estructurales como vigas y columnas evaluados mediante rotulas plásticas, no muestran alguna afectación para este nivel de daño. Para los muros de mampostería integrada no se tienen modelados los mecanismos de colapso, por esta razón el indicador de daño es el desplazamiento lateral de cada muro modelado.

3.1.2 Daño moderado

Ocurre cuando aparece el primer elemento que alcanza el indicador de ocupación inmediata (rotula verde). En este indicador se empiezan a evidenciar pequeñas fisuras, fluencia limitada y desprendimientos de recubrimiento de los elementos. (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 21-13 (2014)).

3.1.3 Daño severo

Ocurre cuando aparece la primera columna que alcanza el indicador prevención del colapso (rotula roja). En este indicador los elementos ya exceden su capacidad elástica y se encuentran en el rango plástico, así mismo hay gran presencia de grietas en la estructura. (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 21-13, 2014).

3.1.4 Colapso

Se evidencia articulación de todas las columnas, especialmente las ubicadas en el primer nivel, en este caso la estructura presenta daños en todos sus componentes.

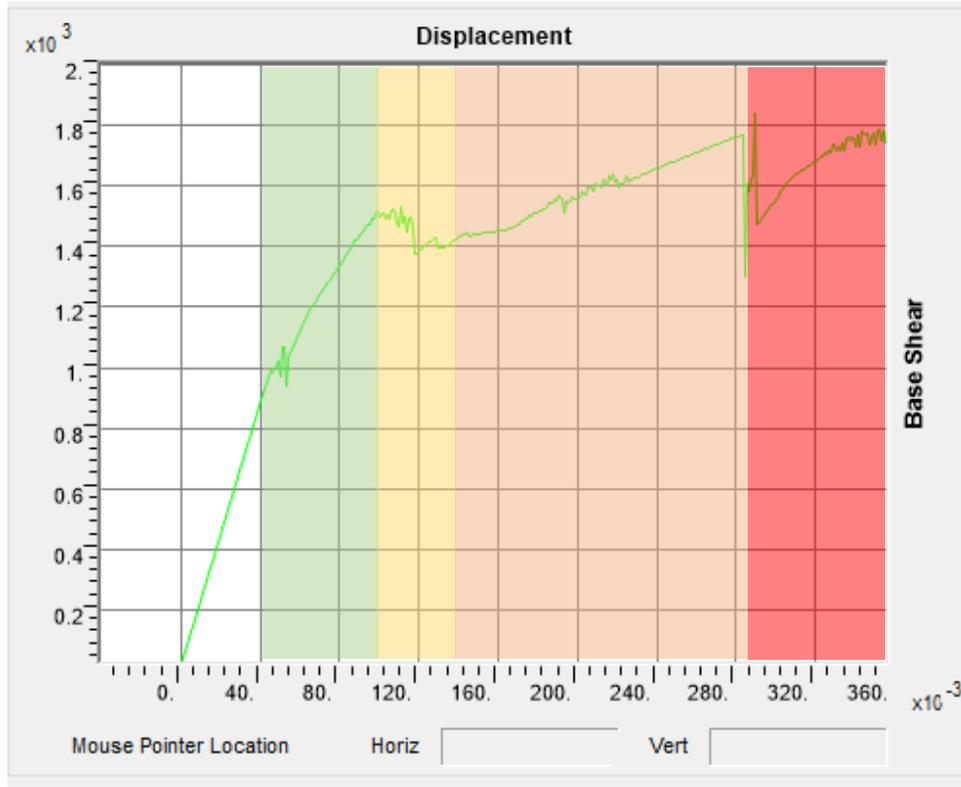
3.2 Resultados del modelo no lineal

Teniendo en cuenta la definición de los estados de daño, se analizaron los resultados del modelo, particularmente en cada uno de los pasos en los cuales variaba progresivamente el desplazamiento de la cubierta del edificio. Así mismo, se consideró la curva de capacidad obtenida para la estructura mediante y la relación de los estados de daño con las diferentes variaciones que se visualizaban en esta.

3.2.1 Análisis curva de capacidad

Figura 20

Curva de capacidad obtenida del Pushover realizado y representación de los diferentes estados de daño definidos.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.

Estados de daño definidos según los cambios en la curva de capacidad de la estructura

Estados de daño	Cambios en la curva de capacidad
Daño leve	Desplazamiento entre los 4 cm y 10 cm
Daño moderado	Desplazamiento después de los 10 cm hasta los 14 cm
Daño severo	Desplazamiento después de los 14 cm hasta 28 cm
Colapso	Desplazamientos mayores a 28 cm

Fuente: Elaboración propia.

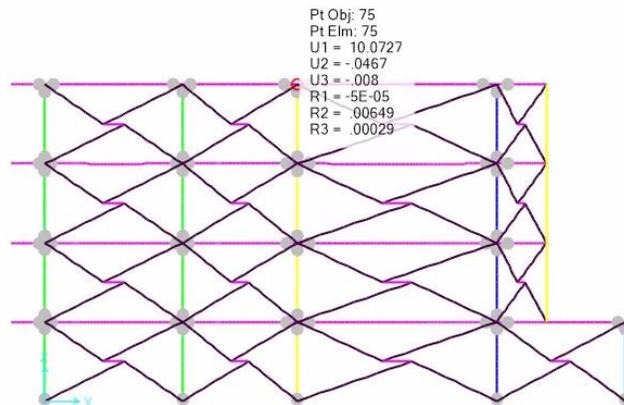
3.2.2 Análisis secuencia de daños

Daño leve

Se evidencia que después de los 4 cm se rompen los primeros muros de mampostería del modelo, correspondientes a los muros divisorios ubicados en el eje corto de la estructura.

Figura 21

Vista lateral del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas antes de los 10 cm de empuje con el Pushover. No se evidencian rotulas asociadas con algún indicador de daño.



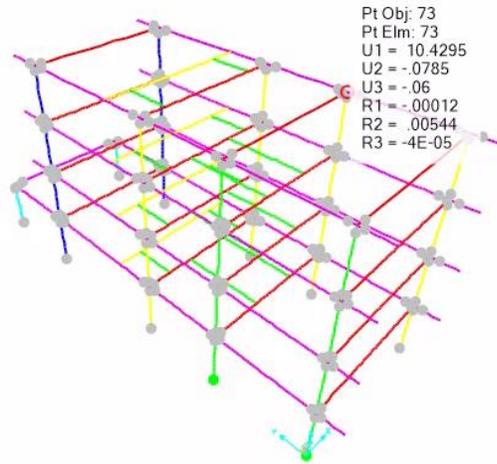
Fuente: Elaboración propia.

Daño moderado

Después de los 10 cm empiezan a aparecer las primeras rotulas en la parte inferior de las columnas del primer piso. De forma adicional, se identifica la rotura de más muros divisorios de mampostería en la dirección corta del edificio ubicados cerca a los muros fracturados previamente.

Figura 22

Vista 3D del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas después de 10 cm de empuje con el Pushover. Se evidencian las primeras rotulas que alcanzan el indicador de daño de ocupación inmediata (rotulas verdes).



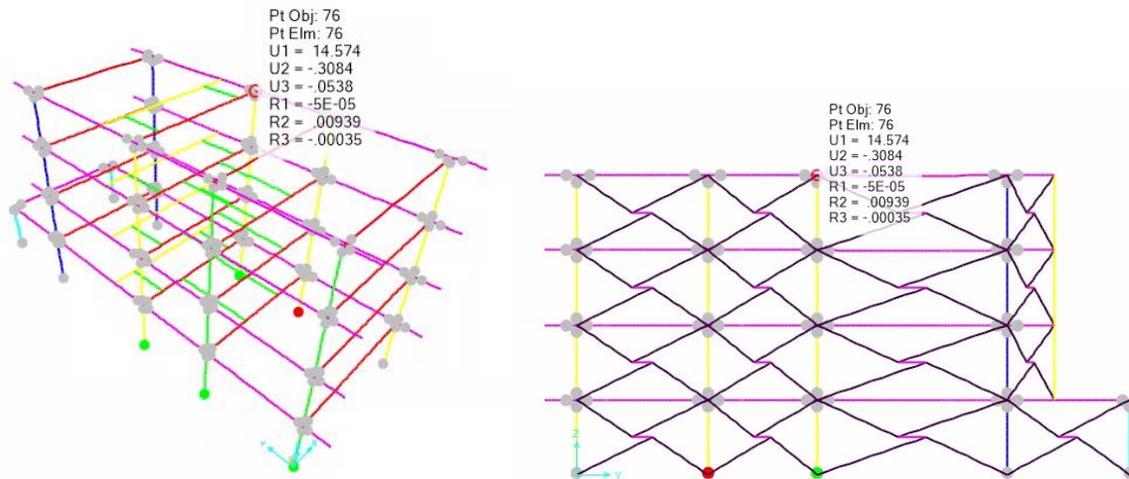
Fuente: Elaboración propia.

Daño severo

Entre los 14 y 15 cm de desplazamiento, se muestran en el primer piso las primeras columnas que alcanzan el indicador prevención del colapso (rotulas rojas) en su parte inferior. Después de los 22 cm de desplazamiento, aparecen más rotulas en las demás columnas del primero piso. Así mismo, se presentan las primeras rotulas en las vigas del segundo piso en su sentido corto. Durante este rango de desplazamientos se terminan de romper los demás muros divisorios de mampostería en el sentido corto de la estructura.

Figura 23

Vista 3D y lateral del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas después de 14 cm de empuje con el Pushover. Se evidencian las primeras rotulas en las columnas que alcanzan el indicador de daño de prevención del colapso.



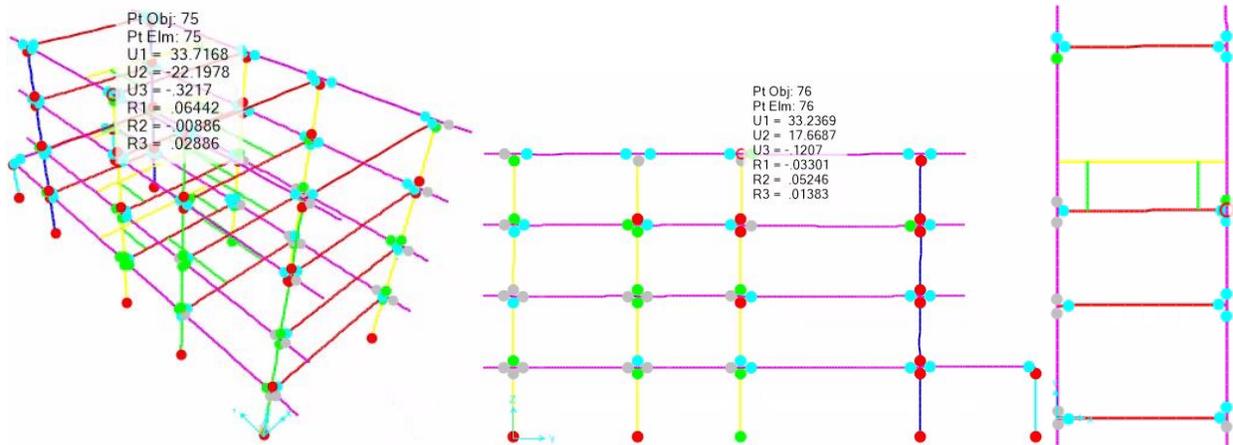
Fuente: Elaboración propia.

Colapso

Después de los 28 cm de desplazamiento, se presentan rotulas en todas las columnas del primer piso en la parte inferior del tramo, en su mayoría con indicador de prevención del colapso. Así mismo, en todos los pisos se evidencian rotulas en gran parte de las vigas. Todos los muros de mampostería están completamente colapsados.

Figura 24

Vista 3D, lateral y en planta del modelo y estado de las rotulas en vigas y columnas después de 28 cm de empuje con el Pushover. Se evidencian varias rotulas en las columnas que alcanzan el indicador de daño de prevención del colapso.



Fuente: Elaboración propia.

Como se evidencia en la secuencia de daños que presenta la estructura, los primeros elementos en fallar son los muros de mampostería, específicamente los divisorios que no se encuentran enmarcados completamente entre vigas y columnas. Seguidamente, se rompen los de mampostería ubicados en la fachada, estos tuvieron una mayor resistencia al encontrarse completamente confinados por los elementos de columnas y vigas que se encontraban alrededor.

De forma adicional, se confirma que la estructura no tiene un comportamiento de piso débil, lo cual es de esperarse al contar con una buena cantidad de muros de mampostería en el primer nivel. Por otro lado, se evidencia que los pórticos de concreto tardan un poco más en presentar las primeras afectaciones en sus elementos, parte de esto debido a la restricción de desplazamiento generada por los muros, lo cual cambia completamente una vez estos se empiezan a fracturar.

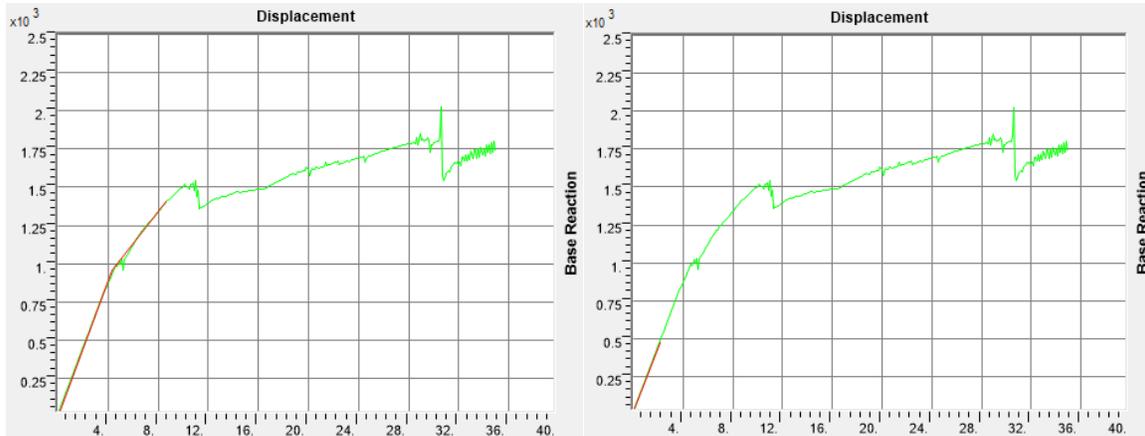
3.3 Curvas de fragilidad

A partir de la curva de capacidad que representa el comportamiento de toda la estructura, se calcula el desempeño, es decir, el valor de desplazamiento de techo y la fuerza de corte de la estructura una vez esta es sometida a un espectro de aceleración, todo esto empleando la metodología de los coeficientes especificada en el (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 21-13 (2014)). Esta metodología se caracteriza por dar resultados más conservadores.

3.3.1 Nivel 1 (PGA=0.12g)

Figura 25

Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 1. Unidades kN – cm.

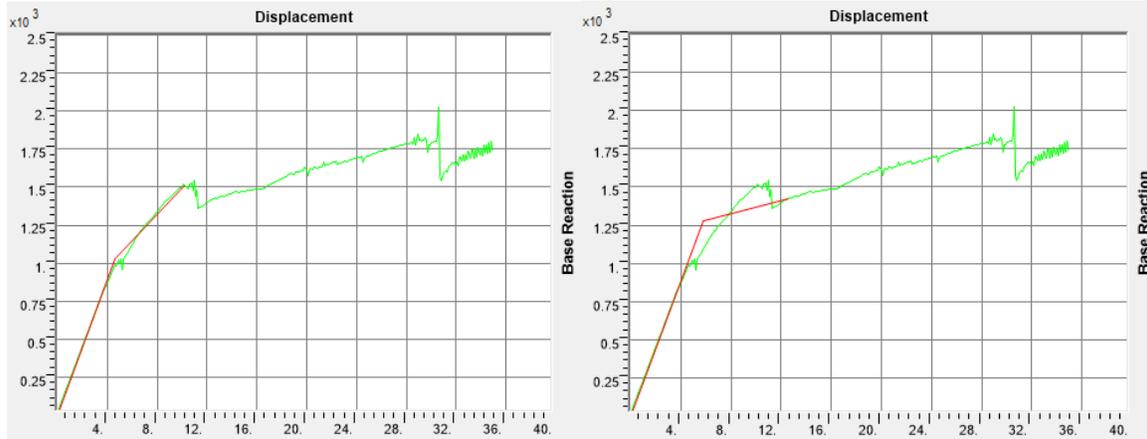


Fuente: Elaboración propia.

3.3.2 Nivel 2 (PGA=0.20g)

Figura 26

Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 2. Unidades kN – cm.

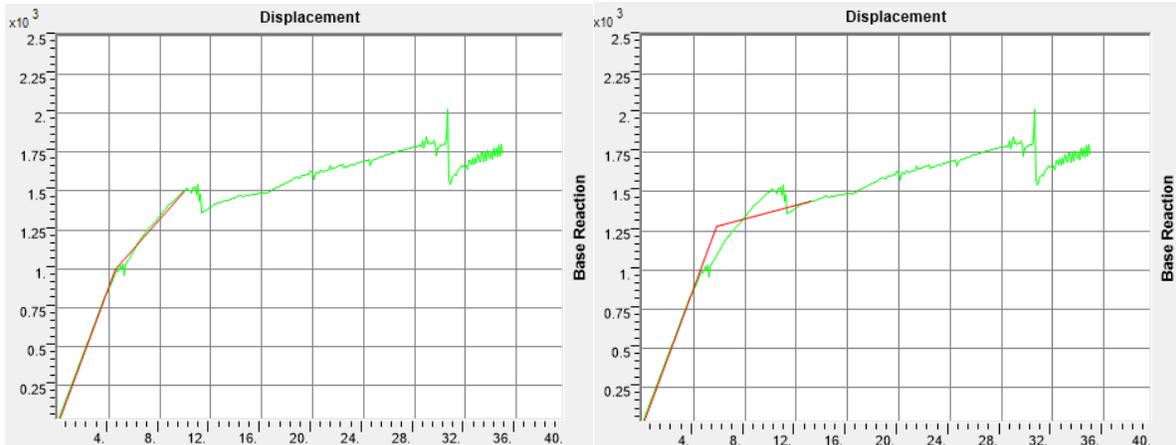


Fuente: Elaboración propia.

3.3.3 Nivel 3 (PGA=0.36g)

Figura 27

Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 3. Unidades kN – cm.

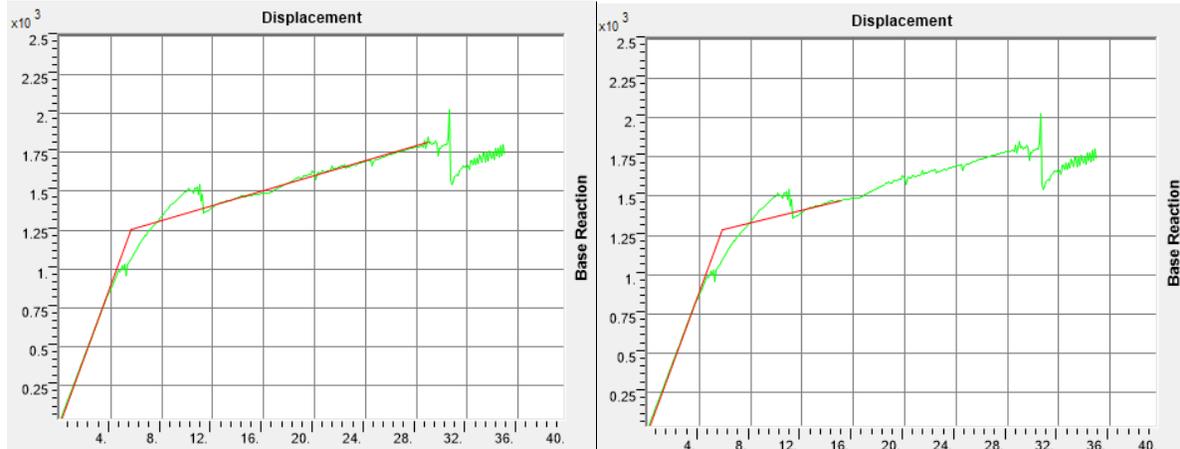


Fuente: Elaboración propia.

3.3.4 Nivel 4 (PGA=0.59g)

Figura 28

Curva de capacidad de la estructura (línea verde) y desempeño (punto de la curva de capacidad en el que termina la línea roja) para dos registros diferentes pertenecientes a un nivel de amenaza 4 Unidades kN – cm.



Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta lo definido en la sección 4.2.1, y los valores de desempeño obtenidos se observa como para registros asociados a un mismo valor de PGA se obtienen resultados en los que la estructura clasifica en diferentes estados de daño, esto se debe a la gran incertidumbre que tiene la amenaza, lo cual finalmente queda representado en la curva de fragilidad. Asociando estos resultados con los estados de daño, para cada valor de PGA se extrae el número de casos en cada estado de daño o que los excede, y a continuación se calculan las probabilidades de cada intensidad para exceder algún tipo de daño.

Tabla 6

Intensidad (PGA) vs Número de casos que excede cada nivel de daño

	Sin daño	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Colapso
PGA 0.12 g	27	33	3	1	0
PGA 0.20 g	17	41	23	8	0
PGA 0.36 g	3	55	37	27	3
PGA 0.59 g	0	50	38	32	19

Fuente: Elaboración propia.

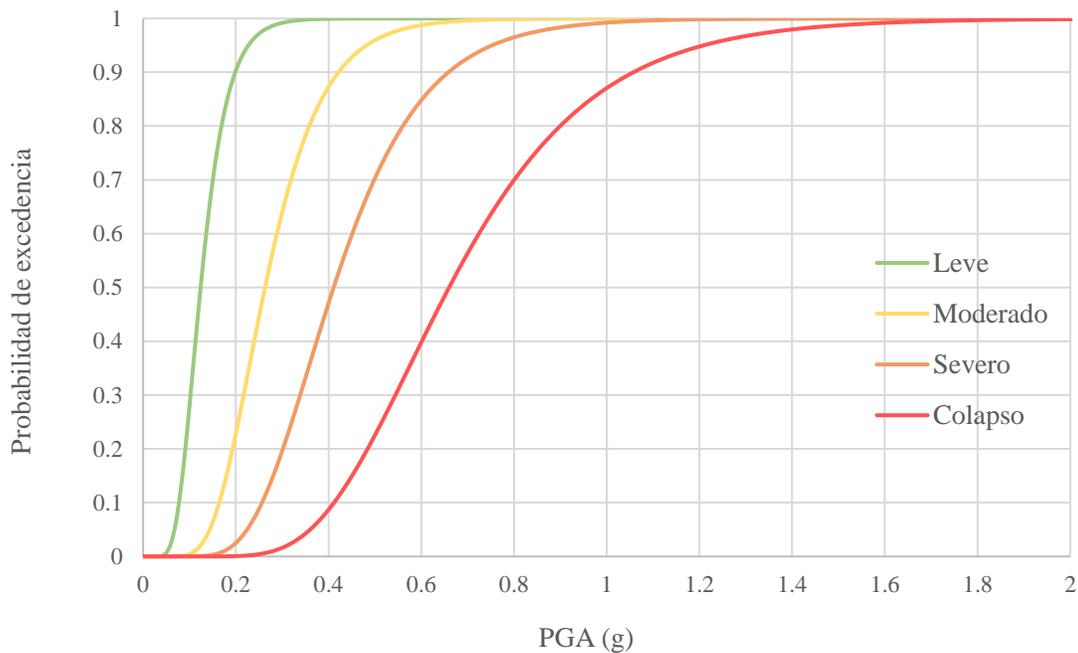
Tabla 7*Intensidad (PGA) vs Probabilidad de exceder cada nivel de daño*

	Sin daño	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Colapso
PGA 0.12 g	0.45	0.55	0.05	0.02	0
PGA 0.20 g	0.29	0.71	0.40	0.14	0
PGA 0.36 g	0.05	0.95	0.64	0.47	0.05
PGA 0.59 g	0	1	0.76	0.64	0.38

Fuente: Elaboración propia.

Figura 29

Curva de fragilidad para edificaciones aporticadas de concreto reforzado de 4 y 5 pisos, de uso residencial, construidas y diseñadas después de 1984 en zona de Amenaza sísmica intermedia en Colombia, y desplantadas en depósitos de suelo.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 29., en el eje x se muestra la intensidad sísmica descrita por la aceleración máxima del terreno, PGA, y en el eje y se muestra la probabilidad de exceder cada uno de los cuatro estados de daño definidos en este trabajo. Se realiza un ajuste por mínimos cuadrados y se obtiene una desviación de 0.368 y las intensidades medias definidas en la tabla 8.

Tabla 8

Intensidad media obtenida para cada estado de daño definido

	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Colapso
Intensidad media	0.124 g	0.263 g	0.411 g	0.66 g

Fuente: Elaboración propia

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos confirman que la integración de los muros de mampostería a la estructura, así en el diseño no estén considerados como elementos estructurales, incide en gran medida en el comportamiento del resto de elementos que conforman el sistema principal de resistencia sísmica. Se evidencia que la mampostería agrega una rigidez adicional a la estructura que ocasiona que los elementos como vigas y columnas tarden en entrar en el rango inelástico y solo lo empiezan a hacer una vez se da la desintegración de los primeros muros de mampostería.

La integración a la estructura de elementos que originalmente no han sido diseñados para hacer parte del sistema de resistencia sísmica, alteran en gran medida la respuesta de las edificaciones una vez estas son sometidas a un movimiento sísmico. La fragilidad en este caso se altera y se aleja de lo que originalmente se concibió con el diseño original. Además, se evidencian comportamientos frágiles a pesar de que la estructura fue diseñada para tener un comportamiento dúctil por flexión. Esto sucede particularmente con los muros de mampostería que cuentan con poca disipación de energía por no tener cuantías y detallamiento del refuerzo para resistir las cargas a las que queda sometido por estar integrado a la estructura.

Los muros de mampostería al ser frágiles, solo presentan dos estados de daño y no pasan por estados de daño intermedios (moderado y severo). El colapso de estos elementos por sí solos no hacen colapsar la estructura, pero si genera que otros elementos estructurales lleguen más fácilmente al colapso.

La autoconstrucción o las modificaciones del diseño original son una actividad común en el país y evaluar las particularidades de este tipo de edificaciones se convierte en un reto. La función de fragilidad obtenida representa estructuras que originalmente han sido concebidas para cumplir con el reglamento Colombiano de diseño Sismo Resistente, NSR-10 del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (2010), y que han sido modificadas constructivamente con la integración de los muros de mampostería. La variación en la forma de integración de estos elementos, puede generar comportamientos completamente diferentes, al evidenciar que los resultados ante un evento sísmico son sensibles a este tipo de características.

La función de fragilidad obtenida de este análisis es el primero de los insumos para acercarse a una evaluación del riesgo sísmico en el país con una menor incertidumbre, empleando un resultado representativo de características típicas en el diseño y construcción de este tipo de edificaciones en Colombia. Para evaluar el riesgo sísmico es esencial emplear funciones de fragilidad estimadas para el tipo y características de las edificaciones que se tienen en el país. Esta es solo una muestra de lo que se debe hacer para cada una de las numerosas tipologías de edificaciones, lo que finalmente redundará en estimaciones más precisas del riesgo sísmico de la infraestructura del país, que a su vez permitirá definir políticas a nivel público y privado para reducirlo.

5. REFERENCIAS

- American Concrete Institute. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). https://www.usb.ac.ir/FileStaff/5526_2020-1-25-11-12-7.pdf
- American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 21-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/15247/ASCE%2041-13.pdf>
- Carlos A. Arteta, N. A. (2019). Conditional Scenario Spectra (CSS) for Hazard-Consistent Analysis of Engineering Systems. Earthquake Engineering Research Institute.
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Silva, V. (2015) Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings, Vulnerability Global Component Project. DOI 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12
- García, L. (2015). Desarrollo de la Normativa Sismo Resistente Colombiana en los 30 años desde su primera expedición. Revista De Ingeniería, 0(41), 71-77. doi:10.16924/riua.v0i41.785
- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council. (2020). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the los angeles region. https://drive.google.com/file/d/1cBv7S4Eh_c8IoPtrch7uxIHP9FbQELO_/view
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Reglamento colombiano de Construcción sismo resistente NSR-10. <https://www.unisdr.org/campaign/resilientcities/uploads/city/attachments/3871-10684.pdf>
- Ministerio de Vivienda. (1998). Diario Oficial. Año CXXXIII, N 43229 9 de enero de 1998 Decreto 33 Por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-98. <https://minvivienda.gov.co/sites/default/files/normativa/0033%20-%201998.pdf>

Ministerio de Obras Públicas. (1984). Diario Oficial, N°36.704. (25 de julio de 1984). Decreto-Ley 1400 de 7 de junio de 1984: Por el cual se adopta el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes. https://nuevaleislacion.com/files/susc/cdj/conc/dl_1400_84.pdf

Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels. Aveiro, Portugal: Journal of Earthquake Engineering, 14:3, 390-416. <https://doi.org/10.1080/13632460903086044>

6. ANEXOS

ANEXO 1 - DETALLE DE RESULTADOS ENTREVISTAS FIRMAS DE INGENIERÍA

Firmas de ingeniería a las que pertenecían los ingenieros entrevistados

- P&D PROYECTOS Y DISEÑOS S.A.S.
- Villegas & Ramírez S.A.S.
- Ingestructuras Ingenieros S.A.S.
- Loto Ingeniería Estructural S.A.S.
- Estructuras Interventorías y Proyectos S.A.S.
- Ingenio Construcciones y Consultoría S.A.S.
- Structo Taller Estructural S.A.S.
- Castañeda Muñoz Ingeniería Civil S.A.S.
- Ingeniar S.A.S.
- Ingeniería, Tecnología e Instrumentación, S.A. (Inteinsa)
- Triángulo Ingeniería S.A.S.
- Área Ingenieros Consultores S.A.S.

Sistema de entrepiso de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tabla 9

Respuestas consolidadas sobre el tipo de entrepiso en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tipo de entrepiso	Porcentaje de respuestas para cada tipo*
Losa aligerada de concreto reforzado	92%
Losa maciza de concreto reforzado	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

No existía amarre sísmico.

Antes de 1960: Losa de concreto aligerada en una o en dos direcciones. Se hacían los nervios y posteriormente el afinado de piso sin la loseta estructural. Solo tenía los nervios y no había refuerzo.

Entre el 1960 y 1984: Losa de concreto aligerada con mortero entre 2 y 3 cm. Aligerantes no recuperables de ladrillo de arcilla, bloque de concreto, bloquelón, guadua, y el más popular, casetón de madera (Usualmente de mala calidad). Dependiendo de la época también se encontraba ladrillo macizo. Losa con torta inferior con un mortero de baja resistencia reforzado con malla de gallinero.

Sistema de cubierta de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tabla 10

Respuestas consolidadas sobre el tipo de cubierta en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tipo de cubierta	Porcentaje de respuestas para cada tipo*
Estructuras de madera (vigas, alfardas, tablilla y teja)	77%
Cerchas o vigas de acero con teja liviana o pesada	15%
Losa aligerada en concreto reforzado	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por cada firma de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Cubiertas livianas, predominantemente en madera, integradas por alfardas, tablillas y tejas de barro, asbesto cemento o en algunos casos con techos en teja de Eternit. En la parte superior no existían vigas de amarre, solamente en el perímetro de la edificación.

También se encuentran en una menor medida las losas aligeradas o macizas, normalmente con las mismas características de las losas de entrepiso y realizadas con el objetivo de continuar después con la construcción.

Irregularidades en planta de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tabla 11

Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad torsional en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	69%
50%-100% de las edificaciones	23%
30% - 50% de las edificaciones	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12

Respuestas consolidadas sobre la presencia de retrocesos excesivos en esquinas en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50%-100% de las edificaciones	8%
0% - 30% de las edificaciones	77%
30% - 50% de las edificaciones	15%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13

Respuestas consolidadas sobre la presencia de discontinuidades en el diafragma en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	23%
0% - 30% de las edificaciones	62%
30% - 50% de las edificaciones	15%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14

Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamientos del plano de acción de elementos verticales en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	8%
30% - 50% de las edificaciones	15%
0% - 30% de las edificaciones	77%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15

Respuestas consolidadas sobre la presencia de sistemas no paralelos en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	15%
0% - 30% de las edificaciones	85%
30% - 50% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16

Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregularidades en planta diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones sin presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	54%
0% - 30% de las edificaciones	31%
30% - 50% de las edificaciones	15%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Estructuras muy regulares en planta por su arquitectura simple. Algunas de las irregularidades que se encontraban se debía a alguna de las siguientes prácticas de la época:

Los sistemas no paralelos se presentaron debido a irregularidades en los lotes. La irregularidad torsional se debía a que se encuentran ascensores y escaleras en cualquier ubicación con muros

muy grandes que volvían más rígida esa zona. Las discontinuidades en el diafragma se presentaban por la presencia de patios o edificios con zonas centrales vacías.

Irregularidades en altura de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tabla 17

Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso flexible en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
30% - 50% de las edificaciones	38%
0% - 30% de las edificaciones	62%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18

Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso débil en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
30% - 50% de las edificaciones	15%
0% - 30% de las edificaciones	85%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19

Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad en la distribución de las masas en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	85%
30% - 50% de las edificaciones	15%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20

Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamiento dentro del plano de acción en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
30% - 50% de las edificaciones	8%
0% - 30% de las edificaciones	92%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21

Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad geométrica en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
30% - 50% de las edificaciones	8%
0% - 30% de las edificaciones	92%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22

Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregulares en altura diseñadas y construidas antes de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	85%
0% - 30% de las edificaciones	15%
30% - 50% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Muy común el piso flexible debido a mayor altura en los primeros pisos para aprovechamiento de locales y el piso débil debido a parqueaderos en los primeros niveles y muros divisorios en mampostería en pisos superiores.

Elementos no estructurales: Muros divisorios típicos de edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tabla 23

Respuestas consolidadas sobre los tipos de muros divisorios en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Tipo de muros divisorios	Porcentaje de respuestas para cada tipo*
Mampostería en unidades de arcilla	100%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24

Respuestas consolidadas sobre la existencia de muros no estructurales integrados al sistema estructural en edificaciones diseñadas y construidas antes de 1984

Muros no estructurales integrados al sistema estructural	Porcentaje de respuestas para cada opción*
Si	92%
No	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Mampostería de arcilla con perforación horizontal o macizas, normalmente revocadas, sin refuerzo y diseño. Constructivamente no se dejaban las dilataciones, los elementos no estructurales no tenían separación entre las columnas y las vigas, por lo que la mampostería quedaba integrada a la estructura. Los muros en la mayoría eran de arcilla aligerados, pero eran muy pesados. Después de cierta época en la década de los 80 empezaron a ser más livianos.

Sistema de entrepiso de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tabla 25

Respuestas consolidadas sobre el tipo de entrepiso en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tipo de entrepiso	Porcentaje de respuestas para cada tipo*
Losa aligerada de concreto reforzado	100%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Entre 1984 y 1998 eran comunes las losas aligeradas en una y dos direcciones usando adobe como aligerante, casetones de guadua o madera no recuperable. Después del 1998 empezaron a emplearse con mayor frecuencia las losas aligeradas de concreto reforzado con casetones recuperables de icopor, las cuales ya no contaban con loseta inferior la cual se sustituye por materiales livianos.

A partir del 2010 empieza a ser común en las losas de concreto aligeradas el uso de los aligerantes de fibra plástica reutilizable y empiezan a utilizarse los cielos falsos. Asimismo, se aumenta el uso de estructura metálica y losas macizas apoyadas en viguetas de concreto o metálicas. por temas de acabados y redes. Actualmente en las losas de concreto aligeradas se usan formaletas metálicas y de madera reutilizable.

Sistema de cubierta de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tabla 26

Respuestas consolidadas sobre el tipo de cubierta en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tipo de cubierta	Porcentaje de respuestas para cada tipo*
Estructuras de madera (vigas, alfardas, tablilla y teja)	53%
Cerchas o vigas de acero con teja liviana o pesada	31%
Losa maciza	8%
Otro	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Combinación de losas de concreto macizas y estructuras de madera.

Después del 1984 nació la conciencia de las vigas de amarre superior.

Inicialmente el tipo de cubierta más común eran los techos en madera con tejas de barro.

Posteriormente empezó a ser más frecuente el uso de cubiertas en estructura metálica y losas macizas o aligeradas para el apoyo de tanques, aires acondicionados, terrazas, etc.

Actualmente empieza a ser más común el uso de cubiertas verdes y paneles solares.

Irregularidades en planta de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tabla 27

Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad torsional en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	85%
30% - 50% de las edificaciones	15%
50%-100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28

Respuestas consolidadas sobre la presencia de retrocesos excesivos en las esquinas en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	85%
30% - 50% de las edificaciones	15%
50%-100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29

Respuestas consolidadas sobre la presencia de discontinuidades en el diafragma en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	92%
50% - 100% de las edificaciones	8%
30% - 50% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30

Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamientos del plano de acción de elementos verticales en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	100%

30% - 50% de las edificaciones	0%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31

Respuestas consolidadas sobre la presencia de sistemas no paralelos en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	92%
50% - 100% de las edificaciones	8%
30% - 50% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32

Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregularidades en planta diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones sin presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	85%
0% - 30% de las edificaciones	15%
30% - 50% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Las irregularidades en planta en viviendas y en edificaciones de baja altura no son tan comunes. Sin embargo, en la actualidad la carencia de espacios favorece aparición de irregularidades como los sistemas no paralelos. Por otro lado, la irregularidad de discontinuidades en el diafragma aparece por la existencia de patios o escaleras, encontrados frecuentemente en este tipo de edificaciones. Así mismo sigue presentándose irregularidad torsional en ciertos edificios

por la presencia de elementos rígidos como los muros de ascensores y escaleras en un lado particular de la estructura.

Irregularidades en altura de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tabla 33

Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso flexible en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	77%
30% - 50% de las edificaciones	23%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34

Respuestas consolidadas sobre la presencia de piso débil en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	92%
30% - 50% de las edificaciones	8%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35

Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad en la distribución de las masas en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	100%
30% - 50% de las edificaciones	0%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36

Respuestas consolidadas sobre la presencia de desplazamiento dentro del plano de acción en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
30% - 50% de las edificaciones	100%
0% - 30% de las edificaciones	0%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37

Respuestas consolidadas sobre la presencia de irregularidad geométrica en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
0% - 30% de las edificaciones	92%
30% - 50% de las edificaciones	8%
50% - 100% de las edificaciones	0%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38

Respuestas consolidadas sobre estructuras sin irregularidades en altura diseñadas y construidas después de 1984

Porcentaje de edificaciones con presencia irregularidad	Porcentaje de respuestas para cada rango*
50% - 100% de las edificaciones	84%
0% - 30% de las edificaciones	8%
30% - 50% de las edificaciones	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

Presencia de piso débil por presencia de parqueaderos. Irregularidades en la distribución de las masas por cambio en el uso de la estructura.

Elementos no estructurales de edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tabla 39

Respuestas consolidadas sobre el tipo de muros divisorios en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Tipo de muros divisorios	Porcentaje de respuestas para cada tipo*
Mampostería en unidades de arcilla	92%
Divisiones livianas (Drywall, vidrio, etc.)	8%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40

Respuestas consolidadas sobre existencia de muros no estructurales integrados al sistema estructural en edificaciones diseñadas y construidas después de 1984

Muros no estructurales integrados al sistema estructural	Porcentaje de respuestas para cada opción*
Si	77%
No	23%

* Porcentaje estimado sobre el total de respuestas dadas por las firmas de ingeniería

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los comentarios dados por las firmas de ingeniería

La integración de estos muros implica que se agrieten.

Entre 1984 a 1998: Muros divisorios principalmente en mampostería de arcilla y completamente integrados a la estructura.

Entre 1998 y 2010: Se encuentran principalmente muros divisorios en mampostería, siendo cada vez más común el uso de unidades de arcilla con perforación vertical, en lugar de mampostería maciza. También empiezan a emplearse estructuras livianas tipo DryWall.

Después del 2010: Se hace aún más frecuente el uso de estructuras livianas.

ANEXO 2 - DETALLE CARACTERISTICAS EDIFICIO SELECCIONADO

Capacidad de energía: Capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

Dimensiones aproximadas en planta: 7.24 m x 21.80 m

Luces típicas: 7.29 m en la dirección horizontal y 7.08 m en la dirección vertical

Dimensiones típicas vigas: 40 cm de alto y 30 cm a 45 cm de ancho

Suelo: Tipo D.

Cimentaciones: Sistema de pilas preexcavadas

Cargas aplicadas y combinaciones de carga: Consideran los requisitos mínimos establecidos por la NSR-10 título B.

Calculo detallado de cargas de particiones y fachada según planos arquitectónicos.

Concreto vigas, losa aéreas y columnas (f'_c): 28 Mpa

Módulo de elasticidad del concreto: $4700\sqrt{f'_c}$ en Mpa

Acero de refuerzo barras (f_y): 420 MPa

Mallas de refuerzo (f_y): 515 Mpa

Módulo de elasticidad acero de refuerzo: 200000 Mpa

Coefficiente de importancia (I): 1

Diseño sismoresistente: Se emplea el espectro elástico de diseño determinado por la norma NSR-10 para la ciudad de Medellín y un suelo tipo D.

Periodo de la estructura: 0.45 s