

Evaluación de la respuesta no lineal en un sistema combinado diseñado por los métodos de
fuerzas y desplazamientos

Juan David Guerrero Delgado

Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director

David Sebastián Cotes Prieto

Mágister en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2022

Dedicatoria

Este trabajo está dedicado a todas las personas que creyeron en mí desde pequeño, especialmente a toda mi familia, que siempre quiso que alguien más llegara a ser profesional dentro de nuestra familia. Lo logramos.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia, especialmente a mi mamá, a Jorge y a Santiago, por el apoyo día tras día en mi hogar, a mi papá y a mis abuelos que me ayudaron de inicio a fin. A Katherin, porque sin ella este proyecto no habría sido posible, haciendo correcciones, ayudándome con las figuras y el orden, y siendo mi principal apoyo emocional durante la redacción de esta tesis. Finalmente, a todos los compañeros que hice a lo largo de la carrera, que ayudaron de una u otra manera para la obtención de este título.

Tabla de Contenido

Introducción	13
1. Objetivos	16
2. Metodología	17
2.1. Descripción de la estructura	17
2.2. Diseño por fuerzas de la estructura	18
2.2.1. Predimensionamiento	18
2.2.1.1. Evaluación de cargas nominales	19
2.2.2. Análisis estructural con software comercial	22
2.2.3. Diseño de elementos estructurales	22
2.3. Análisis Pushover	23
2.3.1. Modelos constitutivos de los materiales	24
2.3.2. Diagramas momento-curvatura	25
2.3.3. Modelos de plastificación	26
2.3.4. Curva Capacidad	29
2.4. Diseño por desplazamientos	31
2.4.1. Bilinearización de la curva de capacidad	31
2.4.2. Método N2	33

RESPUESTA NO LINEAL DE SISTEMA COMBINADO	5
2.4.3. Diseño de la estructura	38
2.4.4. Comparación de los diseños	39
3. Resultados y discusión	40
3.1. Diseño por fuerzas	40
3.2. Modelos constitutivos	44
3.3. Diagramas Momento-Curvatura	45
3.4. Análisis no lineal	45
3.5. Diseño por desplazamientos	52
3.6. Comparación de respuesta no lineal	56
4. Conclusiones	61
Referencias Bibliográficas	62

Lista de Figuras

Figura 1.	Configuración en planta de la estructura.	18
Figura 2.	Modelo 3D de la edificación modelado en ETABS.	19
Figura 3.	Espectro elástico de aceleraciones de diseño de la estructura.	21
Figura 4.	Diagrama momento-curvatura real y bilinealizado. Adaptado de: Caltrans (2019)	26
Figura 5.	Modelos de plasticidad concentrada y distribuida en elementos estructurales. Adaptado de: Deierlein et al. (2010)	27
Figura 6.	Modelo de muro como OVLEM. Adaptado de: Wu et al. (2017)	28
Figura 7.	Pórtico plano con elementos rígidos y links.	30
Figura 8.	Curva típica Pushover. Adaptado de: Krawinkler and Seneviratna (1998)	31
Figura 9.	Curva de capacidad real idealizada. Adaptado de: ASCE (2017)	33
Figura 10.	Espectro elástico e inelástico de demanda vs diagrama de capacidad. Adaptado de: Fajfar (2000)	37
Figura 11.	Vista del pórtico plano del análisis.	41
Figura 12.	Ilustración de irregularidad torsional, Adaptado de: de Ingeniería Sísmica (2010)	43
Figura 13.	Curva esfuerzo-deformación de concreto confinado, valores positivos a com- presión.	44
Figura 14.	Curva esfuerzo-deformación del acero.	45
Figura 15.	Diagrama momento-curvatura de Viga 1-2 en el punto A, real e idealizado.	46

Figura 16.	Diagrama momento-curvatura de Columna C2' real e idealizado.	46
Figura 17.	Diagrama momento-curvatura de Muro 2-2' real e idealizado.	47
Figura 18.	Curva Pushover por fuerzas.	47
Figura 19.	Gráfica Pushover real vs Pushover bilineal.	48
Figura 20.	Estructura por fuerzas en estado de colapso en sentido X .	48
Figura 21.	Estructura por fuerzas en estado de colapso en sentido $-X$.	49
Figura 22.	Gráfica de Método N2 por fuerzas sentido X .	50
Figura 23.	Gráfica de Método N2 por fuerzas sentido $-X$.	51
Figura 24.	Estructura por fuerzas en estado de desempeño en X .	52
Figura 25.	Estructura por fuerzas en estado de desempeño en $-X$.	52
Figura 26.	Gráfica de Método N2 por desplazamientos sentido X .	54
Figura 27.	Gráfica de Método N2 por desplazamientos sentido X .	55
Figura 28.	Estructura por desplazamientos en estado de desempeño en X .	55
Figura 29.	Estructura por desplazamientos en estado de desempeño en $-X$.	56
Figura 30.	Estructura por desplazamientos en estado de colapso en sentido X .	57
Figura 31.	Estructura por desplazamientos en estado de colapso en sentido $-X$.	58

Lista de Tablas

Tabla 1.	Dimensiones de vigas y columnas	19
Tabla 2.	Cargas en la estructura.	20
Tabla 3.	Coeficientes Sísmicos.	21
Tabla 4.	Dimensiones finales de vigas y columnas.	40
Tabla 5.	Dimensiones finales de muros.	40
Tabla 6.	Refuerzos de vigas mediante diseño por fuerzas.	42
Tabla 7.	Refuerzo de columnas mediante diseño por fuerzas.	42
Tabla 8.	Refuerzo de muros mediante diseño por fuerzas.	42
Tabla 9.	Verificación de regularidad torsional en dirección <i>X</i> .	43
Tabla 10.	Verificación de regularidad torsional en dirección <i>Y</i> .	44
Tabla 11.	Niveles de desempeño elementos diseño por fuerzas.	48
Tabla 12.	Criterios para niveles de desempeño.	50
Tabla 13.	Refuerzos en muros y columnas diseño por desplazamientos.	53
Tabla 14.	Refuerzos en vigas diseño por desplazamientos.	53
Tabla 15.	Comparación de refuerzos en vigas de ambos diseños y relación de punto de desempeño - seguridad de la vida.	58
Tabla 16.	Comparación de rótulas en cada nivel de desempeño, previo al colapso.	59
Tabla 17.	Comparación reducción de acero en elementos estructurales.	59

Glosario

Análisis no lineal Tipo de análisis el cual tiene en cuenta las propiedades no lineales de los materiales y de la relación fuerza desplazamiento

Concreto Reforzado Material de construcción que combina concreto y acero de refuerzo con el fin de aprovechar sus bondades para el diseño de elementos estructurales

Diseño por desplazamientos Filosofía de diseño que busca obtener una estructura la cual cumpla con criterios de desplazamientos específicos.

Diseño por fuerzas Filosofía de diseño que busca concebir estructuras con la resistencia adecuada a fuerzas sísmicas de diseño.

Sistema estructural combinado Tipo de sistema estructural que busca que las cargas verticales y horizontales se encuentren soportadas por elementos de pórtico y/o muros.

Resumen

Título: Evaluación de la respuesta no lineal en un sistema combinado diseñado por los métodos de fuerzas y desplazamientos *

Autor: Juan David Guerrero Delgado **

Palabras Clave: diseño por fuerzas; diseño por desplazamientos; concreto reforzado; análisis no lineal; sistema estructural combinado.

Descripción: Actualmente, el diseño estructural se suele realizar a través del método basado en fuerzas, este busca determinar las dimensiones y los refuerzos de la edificación a partir de una respuesta lineal elástica a fuerzas reducidas de diseño. Sin embargo, posteriores avances han demostrado cómo la resistencia a fuerzas es importante en la medida que límite los desplazamientos o deformaciones, sin comprometer la capacidad de disipar energía. Es por esto que el diseño por desplazamientos se ha empezado a implementar, haciendo énfasis en los estados límites de diseño a partir de una ingeniería basada en desempeño. En el presente trabajo se calculó la cantidad de refuerzo requerida y la secuencia de rotulación de un pórtico plano de concreto reforzado, de sistema estructural combinado. Se comparó el diseño del pórtico obtenido con los métodos de fuerzas y desplazamientos. El refuerzo en el método de desplazamientos se calculó a través de un procedimiento iterativo mediante el método N2, utilizando como desplazamiento objetivo la deriva para el nivel de desempeño de seguridad de la vida. Se encontró que la estructura diseñada por desplazamientos tuvo una reducción del acero, junto con una rotulación de más elementos para el estado de desempeño, con respecto a su contraparte diseñada por fuerzas. Se concluye que mediante el uso del diseño por desplazamientos se tuvo un mayor control en el comportamiento estructural que presentó la edificación, y una reducción de refuerzo longitudinal

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingenierías Civil, Electrónica y telecomunicaciones. Director: David Sebastián Cotes Prieto, Mágister en Ingeniería Civil.

superior al 20 % para los distintos elementos estructurales.

Abstract

Title: Evaluation of the nonlinear response in a combined system designed by force and displacement methods *

Author: Juan David Guerrero Delgado **

Keywords: force-based design; displacement-based design; reinforced concrete; nonlinear analysis; combined structural system

Description: Currently, structural design is usually performed through the force-based method, which seeks to determine the dimensions and reinforcements of the building from a linear elastic response to reduced design forces. However, subsequent advances have shown how resistance to forces is important to the extent that it limits displacements or deformations, without compromising the capacity to dissipate energy. This is why displacement-based design has started to be implemented, emphasizing design limit states based on performance-based engineering. In the present work, the required amount of reinforcement and the rotation sequence of a reinforced concrete plane frame of a combined structural system, designed with the force-displacement method, were calculated. The reinforcement in the displacement method was calculated through an iterative procedure using the N2 method and using the drift for the life safety performance level as the target displacement. It was found that the displacement-based designed structure had a reduction in reinforcement required, along with the yielding of more elements for the performance state, with respect to its force-designed counterpart. It was observed how the use of displacement-based design provided greater control over the structural behavior of the building, and a reduction of longitudinal reinforcement higher than 20% for the different structural elements.

* Bachelor Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingenierías Civil, Electrónica y telecomunicaciones. Director: David Sebastián Cotes Prieto, Mágister en Ingeniería Civil.

Introducción

En la ingeniería estructural les corresponde a los ingenieros civiles diseñar y ejecutar edificaciones funcionales y seguras ante fuerzas de la naturaleza cómo lo son los sismos. La filosofía de diseño utilizada en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismorresistentes (NSR-10) (de Ingeniería Sísmica, 2010) es el diseño basado en fuerzas, el cual tiene como principal objetivo que la estructura a construir tenga una resistencia y ductilidad adecuada para soportar las solicitaciones, incluyendo el sismo.

Sin embargo, se ha constatado que un aumento en la resistencia de las estructuras no conlleva necesariamente a una mejora en la seguridad, ni necesariamente reduce los daños que puedan ser ocasionados debido al sismo (Priestley, 2000). Es por lo anterior que se llegó a la conclusión de que el aumento de resistencia es bueno en la medida que este ayude a limitar los desplazamientos y las deformaciones, que son los que se encuentran directamente relacionados con la vulnerabilidad estructural (Priestley et al., 2008), siempre y cuando no se comprometa la ductilidad y capacidad de disipación de energía de la edificación.

A pesar de los diferentes criterios y puntos de vista que atienden la tarea del diseño de un controlador, siempre será necesario cumplir con una premisa básica: la estabilidad del sistema controlado.

Mientras que en un diseño por fuerzas se desconoce la fiabilidad del comportamiento de la estructura, enfoques más modernos, como el diseño por desplazamientos, buscan alcanzar ciertos objetivos de desempeño, los cuales pueden ser obtenidos al establecer mecanismos de plastificación

que permitan la disipación de energía al llegar a desplazamientos objetivos. (Ghobarah, 2001; Moehle, 1996).

El diseño basado en desplazamientos ha adquirido interés en la comunidad de ingenieros estructurales. Actualmente, estas metodologías ya se encuentran lo suficientemente desarrolladas para ser tenidas en cuenta en los códigos de diseño sismorresistentes alrededor del mundo. Además de ser una opción atractiva para los diseñadores, cuyos beneficios incluyen la posibilidad de reducir la cantidad de refuerzo de manera significativa.

Esta metodología es mucho más compleja que el enfoque tradicional de fuerzas, debido a que implica un análisis no lineal de la estructura, lo que se traduce en un costo computacional mayor y un conocimiento más específico por parte del ingeniero. Sin embargo, actualmente existen métodos computacionalmente eficientes para realizar este tipo de diseños, como lo es el análisis no lineal estático Pushover.

El análisis Pushover es un método que permite predecir las fuerzas sísmicas y las demandas de deformación y desplazamiento de una estructura existente o nueva Krawinkler (1996), mediante una curva de capacidad donde se observa cómo se relaciona el desplazamiento de la estructura al ser sometida a una carga incremental hasta su colapso. Conociendo la capacidad de la estructura es posible determinar el nivel de desempeño a partir del daño de elementos estructurales y no estructurales, los cuales son indicativos de cómo se comporta la edificación frente al sismo.

El análisis Pushover también es la base de algunos métodos de diseño basados en desplazamientos que ya se encuentran en códigos de diseño, como lo son el método N2, adoptado por el Eurocódigo Fajfar (2021) y el método de los coeficientes de desplazamientos del ASCE-41 ASCE

(2017). Sin embargo, a pesar de las ventajas inherentes al diseño basado en desplazamientos, no es usual su implementación en el diseño de edificaciones en Colombia. Lo anterior puede deberse a la falta de recomendaciones directas en la NSR-10 para su aplicación.

Con el fin de evaluar el impacto de implementar ambos métodos de diseño, en esta investigación se realizó el diseño de un pórtico plano de una edificación de sistema estructural combinado, mediante la metodología de fuerzas apoyada en la NSR-10, y se comparó con un diseño basado en desplazamientos. Para este último usó el método N2 con el fin de estimar el punto de desempeño para la edificación, y con eso obtener las demandas sísmicas requeridas para el diseño por desplazamientos. A continuación, se hizo una comparación entre la respuesta no lineal de ambas estructuras planares a partir de un análisis Pushover y se evaluó el comportamiento en función del desempeño de cada una y se comparó el refuerzo obtenido por ambos métodos. En la sección 2 se presenta la metodología implementada para llevar a cabo este trabajo investigativo. En la sección 3 se muestran los resultados y su respectivo análisis. Finalmente, en la sección 4, se presentan las conclusiones y obtenidas en esta investigación.

1. Objetivos

Objetivo general

Comparar la respuesta no lineal de un edificio real en sistema estructural combinado, diseñado mediante los métodos basados en fuerzas y desplazamientos.

Objetivos específicos

Realizar el diseño de una edificación de un sistema estructural combinado mediante métodos basados en fuerzas;

Realizar el diseño de una edificación de un sistema estructural combinado mediante métodos basados en desplazamientos;

Determinar la respuesta no lineal del edificio diseñado con los métodos de fuerzas y desplazamientos mediante un análisis estático no lineal Pushover.

2. Metodología

A continuación, se describe la metodología que fue utilizada en la presente investigación, establecida por secciones que siguen el orden definido en el trabajo.

2.1 Descripción de la estructura

Para el presente trabajo, la estructura estudiada fue una estructura existente de la ciudad de Bucaramanga. La edificación, cuya planta se observa en la Figura 1, es en concreto reforzado, tiene seis niveles en altura, alturas de entrepiso que varían entre $3.10m$ y $2.80m$, una altura total de $17.10m$, sistema estructural combinado de pórticos y muros, y sistema de entrepiso en placa aligerada. Como se expondrá en secciones posteriores, la estructura se dimensionó para tener regularidad en planta, altura y redundancia. La estructura se diseñó considerando un concreto de resistencia máxima a la compresión $f'_c = 28MPa$ para las columnas y $f'_c = 21MPa$ para el resto de los elementos, además de esto también se tuvieron módulos de elasticidad E de $24.87GPa$ y $21.54GPa$ respectivamente, y un módulo de Poisson de 0.2. Para el acero de refuerzo se trabajó con una resistencia a la fluencia $f_y = 420MPa$ y un módulo de elasticidad de $200GPa$. La edificación se encuentra cimentada sobre suelo tipo C (según NSR-10), tiene uso residencial y se ubica en una zona de amenaza sísmica alta, por lo cual demanda una capacidad especial de disipación de energía según la NSR-10.

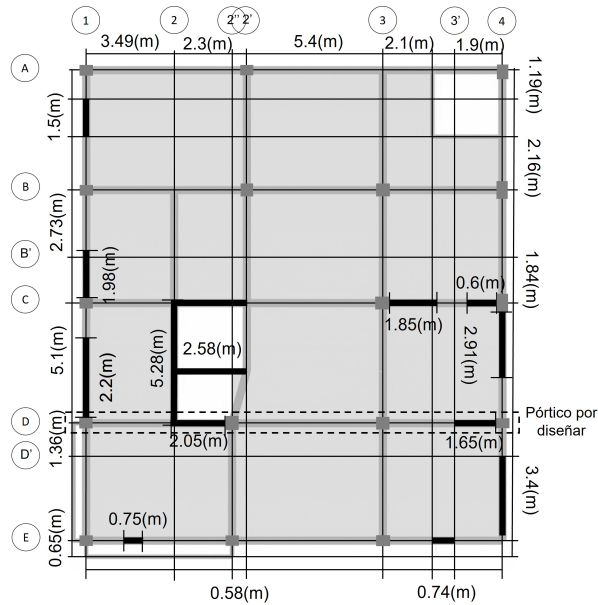


Figura 1

Configuración en planta de la estructura.

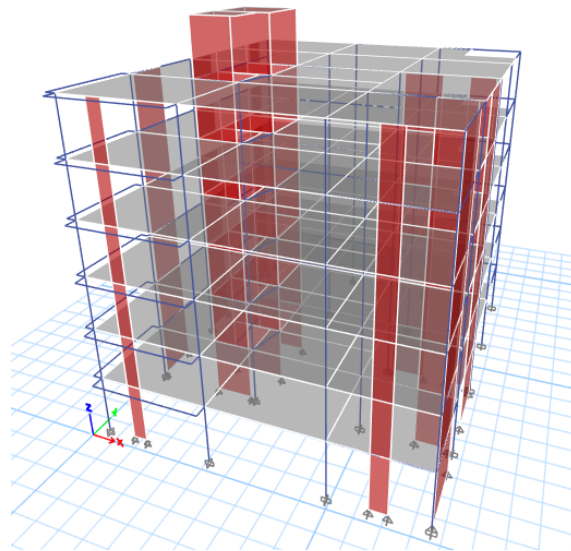
2.2 Diseño por fuerzas de la estructura

2.2.1 Predimensionamiento

Primero se realizó un predimensionamiento de las secciones de los elementos estructurales con base en la NSR-10 para obtener las secciones de vigas, columnas y losa aligerada. Se seleccionaron las dimensiones de los muros teniendo en cuenta criterios de espacio y funcionamiento de la edificación, y contando con un espesor de $0.20m$ cada uno. A partir de los criterios de dimensiones mínimas exigidas por el reglamento las dimensiones preliminares de los elementos obtenidas fueron las que se observan en la Tabla 1, y posteriormente se realizó el modelado de la estructura en software ETABS en su versión 19 (Computers and Structures, Inc., 2019), cómo se observa en la Figura 2.

Tabla 1*Dimensiones de vigas y columnas*

Elemento	Base [mm]	Altura [mm]
Vigas	300	400
Columnas A1-B1-C1-D1- E1-A2'-E2-E3-D4	500	300
Columnas B2''-D2'-C2'-B3 -C3-D3	500	500
Columnas A3-A4-B4-C4 -D4-E4	700	400

**Figura 2***Modelo 3D de la edificación modelado en ETABS.*

2.2.1.1 Evaluación de cargas nominales. Para el análisis de cargas se utilizaron las tablas B.3.4.3-1 y B.4.2.1-1 de la NSR-10 para estimar los valores de cargas muertas súper impuestas y vivas sobre el sistema de losa mostrados en la Tabla 2. Además de estas también se tuvo en cuenta una carga de ascensor de 4 toneladas, establecida en la cubierta de la estructura. El peso propio de los elementos se consideró en el posterior modelado, considerando un peso específico para el

concreto reforzado de $24kN/m^3$.

Tabla 2

Cargas en la estructura.

Tipo de Cargas	Carga [kN/m^2]
Entrepiso	
Muerta súper impuesta	5.60
Viva	1.80
Cubierta	
Muerta súper impuesta	1.60
Viva	1.80

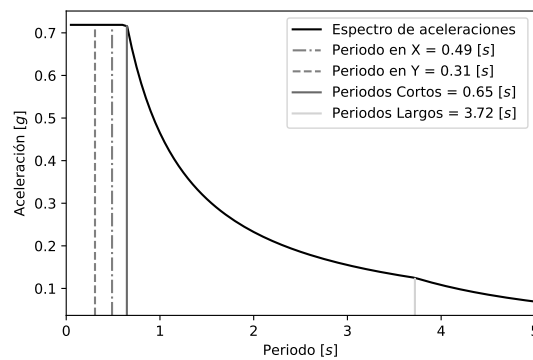
El análisis sísmico se realizó mediante el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE). Para esto, se utilizaron los parámetros sísmicos que se pueden observar en la Tabla 3. Más adelante, el periodo de la estructura se obtuvo a partir de un análisis dinámico lineal, cuyos valores obtenidos fueron de $0.49s$ en dirección X y de $0.31s$ en dirección Y . Finalmente, fue posible obtener el espectro elástico de aceleraciones de diseño, el cual se observa en la Figura 3.

La fuerza sísmica evaluada incluyó los efectos direccionales ortogonales exigidos por la NSR-10, donde se debe tener en cuenta la concurrencia simultánea del 100% de la fuerza en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a esta. Para la revisión de derivas se utilizó la fuerza sísmica sin reducir F_s y para el cálculo de fuerzas de diseño se utilizó la fuerza sísmica reducida E , considerando un factor de disipación de energía $R = 7$ según la NSR-10.

Al tener el valor del coeficiente R fue posible obtener los valores de fuerzas sísmicas reducidas de diseño E al dividir F_s entre R . Luego, se realizó la evaluación de cargas a partir de las combinaciones de cargas del título B de las modificaciones técnicas de la NSR-10. Las com-

Tabla 3*Coefficientes Sísmicos.*

Parámetro	Valor
Aa	0.25
Av	0.25
Fa	1.15
Fv	1.55
I	1.00

Aa Aceleración horizontal pico efectiva*Av* Aceleración vertical pico efectiva*Fa* Coeficiente de amplificación para periodos cortos*Fv* Coeficiente de amplificación para periodos intermedios*I* Coeficiente por grupo de uso**Figura 3***Espectro elástico de aceleraciones de diseño de la estructura.*

binaciones asignadas a la edificación para el diseño correspondientes a las cargas mayoradas y de servicio fueron i) $1.4D$, ii) $1.2D + 1.6L + 0.5Lr$, iii) $1.2D + 1.0E + 1.0L$, iv) $0.9D + 1.0E$; y i) D , ii) $D + L$, iii) $D + Lr$ respectivamente.

2.2.2 Análisis estructural con software comercial

El análisis de la estructura que permitió determinar fuerzas internas para diseño y deformaciones se realizó en el software comercial ETABS v19 (Computers and Structures, Inc., 2019). Los tipos de análisis realizados fueron lineal-estático y lineal-dinámico. Para el modelado se utilizaron elementos tipo barra para las columnas y las vigas, y tipo Shell-Thick para los muros. Se le asignó a la estructura diafragmas y nodos rígidos, empotramientos en la base para las columnas, mientras que para la condición de apoyo de los muros se utilizaron múltiples elementos de articulaciones. Las cargas se asignaron directamente en las losas con la excepción a las de pesos propios de los elementos, la asignada de ascensor y las de escaleras. Para estas últimas se usaron los valores de la norma y se asignaron en las vigas adyacentes a la zona de escalera, asumiéndolas como autoportantes. El modelado realizado en el software se encuentra en la Figura 2.

2.2.3 Diseño de elementos estructurales

El diseño de elementos estructurales se realizó incluyendo los criterios de disipación especial de energía, los cuales se fundamentan en la filosofía de diseño por capacidad, la cual busca garantizar jerarquías de falla (plastificación en vigas antes que en columnas) a partir de detallados especiales del refuerzo de los elementos (Paulay and Priestley, 1992). Para cumplir con el diseño por capacidad se buscó un comportamiento de columna fuerte viga débil para la formación de rótulas plásticas por flexión. Mientras que, mediante un diseño a cortante por momentos probables, el cual a través de un detallado especial del refuerzo transversal limita la posibilidad de fallas frágiles en estos elementos (George and Varghese, 2012).

Es por lo anterior que los elementos se diseñaron con un acero longitudinal resistente a los momentos y cargas axiales mayoradas; y un acero transversal acorde a los lineamientos del apartado C.21 de la NSR-10, dónde se especifican las separaciones de estribos de las zonas confinadas y no confinadas para vigas, columnas y muros. Cabe recalcar que en estos últimos el diseño se hizo acumulando el acero longitudinal en los extremos de los elementos. En los elementos sometidos a flexo-compresión, cómo lo son las columnas y los muros, además de lo anterior, también se verificó que cumplieran requisitos de interacciones de fuerzas axiales y momentos, en una y dos direcciones.

Para este estudio se usó el pórtico plano del eje *D* de la estructura, el cual se puede observar en la Figura 1. Se buscó que este fuera representativo del sistema estructural al ser un pórtico intermedio, lo que genera que tenga que soportar carga gravitacional significativa, además de contar con dos muros y cuatro columnas, lo que permitió estudiar los efectos del comportamiento del sistema combinado. Para este análisis se diseñaron los aceros correspondientes a las secciones de columnas, muros y de las zonas de los extremos y centrales de las vigas.

2.3 Análisis Pushover

Posterior al diseño, se realizó un análisis no lineal estático en uno de los pórticos planos de la edificación. Este tipo de análisis, también llamado Pushover, usa técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones estructurales debido al sismo (ASCE, 2017). Esto se realizó con el fin de conocer el desempeño de la edificación a partir de los objetivos determinados que contiene el ASCE-41 dentro del estándar de evaluación sísmica y adecuación de edificios existentes, definido por la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE por sus siglas en inglés).

Los objetivos de desempeño consisten en una o más combinaciones de un nivel determinado de peligrosidad sísmica y su correspondiente desempeño en elementos estructurales y no estructurales (ASCE, 2017). En ellos se encuentran los niveles de desempeño con los que se puede conocer el estado de daño a nivel local de elementos y a nivel global de la estructura. Estos son ocupación inmediata (IO por sus siglas en inglés), seguridad a la vida (LS) y prevención del colapso (CP), los cuales fueron usados para la evaluación del comportamiento de la estructura. En los distintos códigos de diseño, en los que se incluye la NSR-10, el objetivo de diseño es la seguridad de la vida, con un control de daños para sismos de baja y moderada magnitud y prevención de colapso en los de alta (Ghobarah, 2001).

Para la realización del análisis fue necesario tener en cuenta las propiedades no lineales a nivel de materiales, de sección y de elementos, lo que se hizo mediante modelos constitutivos de acero y concreto, y diagramas bilineales momento-curvatura. La respuesta de la estructura se determinó implementando un modelo de rotulación concentrada para los elementos.

2.3.1 Modelos constitutivos de los materiales

Para el concreto se implementó el modelo de Mander (Mander et al., 1988) y para el acero, se usó un modelo simple paramétrico incorporado en el software ETABS (unk, 2008). Para este último, los parámetros considerados se obtuvieron de las propiedades del acero de refuerzo utilizado en Colombia (González et al., 2005). El modelo de Mander del concreto permite tener en cuenta el efecto del confinamiento del acero transversal en las propiedades mecánicas del material. Este fue utilizado para obtener las relaciones esfuerzo deformación de las distintas configuraciones, y de espaciamiento de los estribos en los elementos estructurales. Para el modelo no lineal del acero

se tuvo en cuenta tres zonas: la elástica, el endurecimiento por deformación y el descenso en la resistencia. Para los valores de esfuerzos que se utilizaron en el programa fueron usados los valores medios del estudio de propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia (González et al., 2005).

2.3.2 Diagramas momento-curvatura

Una vez obtenidas las propiedades a nivel de material fue posible utilizar el software ETABS para modelar el comportamiento no lineal a nivel seccional de los elementos mediante diagramas momento-curvatura. Es necesario recalcar que únicamente se tuvo en cuenta la no linealidad correspondiente a momento, porque en el diseño se considera que la falla ocurrirá por plastificación debida a momento flector. Los diagramas fueron obtenidos sin carga axial para las vigas, y con configuraciones que variaban desde el doble de la máxima carga axial de compresión, hasta una carga nula o de tensión, dependiendo del caso, para columnas y muros. La variación anterior se realizó debido a la interacción que se presenta entre el momento flector y la carga axial para estos elementos. Posteriormente, se realizó un balance energético para tener un diagrama momento-curvatura idealizado perfectamente elasto-plástico basado en el propuesto por el departamento de transporte de California (CALTRANS) (Caltrans, 2019). Para esto, se asumió un valor de fluencia a partir del diagrama original y se buscó que el área debajo de los dos diagramas fuera la misma, encontrando así el valor del momento plástico con el que se trabajó, cómo se observa en la Figura 4. Es necesario aclarar que esto se realizó para las vigas y las columnas en sus extremos, y para los muros en la base, al ser zonas dónde se espera plastificación de los elementos.

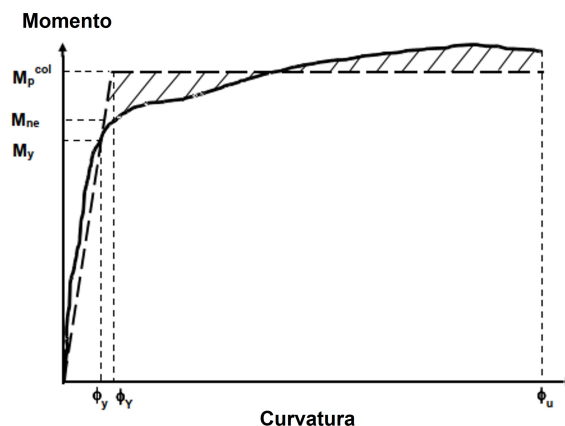


Figura 4

Diagrama momento-curvatura real y bilinealizado. Adaptado de: Caltrans (2019)

2.3.3 Modelos de plastificación

Una vez obtenidos los diagramas momento-curvatura bilineales de las secciones transversales de vigas, columnas y muros, se procedió con el modelado no lineal de los elementos. Para representar el comportamiento plástico de los componentes estructurales es posible utilizar distintos modelos, los cuales se dividen dentro de dos grupos principales que son de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida, cómo se observa en la Figura 5.

Los modelos de plasticidad concentrada son los más simples y concentran las deformaciones inelásticas en los extremos de los elementos mediante rótulas plásticas o resortes, usando parámetros de momento-curvatura permitiendo formulaciones matemáticas más eficientes para el programa (Deierlein et al., 2010). También es posible utilizar modelos de plasticidad distribuida que utilizan análisis por elementos finitos mediante zonas discretizadas en los extremos, secciones de fibras a lo largo del elemento o discretizando el miembro en su totalidad.

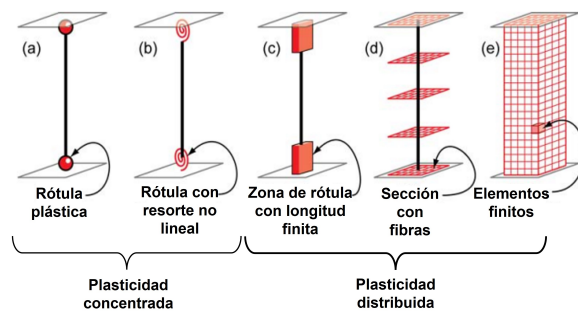


Figura 5

Modelos de plasticidad concentrada y distribuida en elementos estructurales. Adaptado de: Deierlein et al. (2010)

Para este modelado se optó usar el modelo de rótulas concentradas debido a su eficiencia computacional y simplicidad en el uso (Kim and Chen, 1998). Para esto se les asignó a las vigas y columnas rótulas en sus extremos, y se decidió modelar los muros como elementos de una barra vertical (OVLEM, por sus siglas en inglés), el principal beneficio de este modelo es su simpleza, la computacionalmente eficiente, al limitar las rótulas en el extremo del elemento (Montaser et al., 2021; Wu et al., 2017). La ilustración del modelo OVLEM se puede observar en la Figura 6. Las longitudes de estas rótulas plásticas son definidas como las zonas donde, debido a que los momentos flexores exceden los valores de fluencia, el elemento plastifica y presenta un comportamiento inelástico junto a deformaciones excesivas (Paulay and Priestley, 1992; Megalooikonomou et al., 2017).

Para calcular las longitudes de rótula plástica se utilizó la ecuación (1) de Paulay and Priestley (1992) para vigas de concreto reforzado, la cual fue dependiente del mayor diámetro de varilla de refuerzo usada en cada viga (d_b), su correspondiente resistencia a la fluencia (f_y) y la longitud de la ubicación del lugar de la sección crítica al punto de inflexión más cercano del

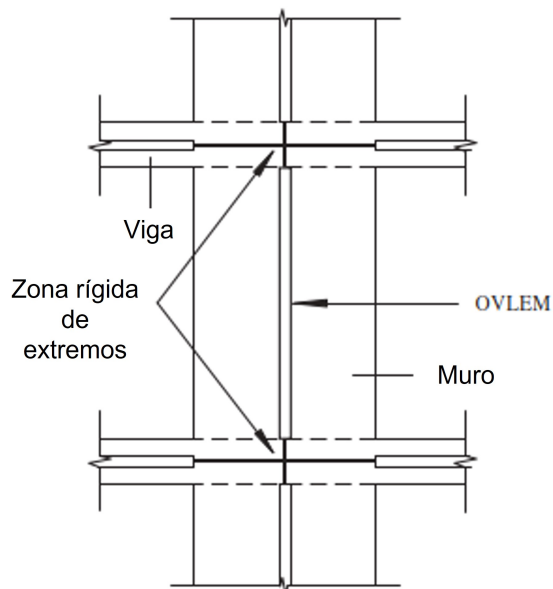


Figura 6

Modelo de muro como OVLEM. Adaptado de: Wu et al. (2017)

elemento (z). Esa ecuación resultaba en valores aproximados de $l_p \cong 0.5h$ para columnas según los mismos autores, por lo que se usó dicho valor para esas rótulas. Finalmente, para los muros, se usó el valor sugerido por el ASCE-41 descrito por la ecuación (2), el cual depende de la profundidad a flexión (d), válido siempre y cuando sea menor a la altura de un entrepiso, cómo fue el caso del muro modelado.

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (1)$$

$$l_p = 0.5d \quad (2)$$

Luego de tener los valores de longitudes de rótulas plásticas y asignarlos a los elementos, se

procedió a asignar las zonas rígidas en los diferentes elementos de la edificación. En las conexiones viga-columna, en concordancia con el literal 10.4.2.2. del ASCE-41, se asignó un multiplicador de rigidez de 0.5, mientras que para los muros se les asignó zonas rígidas con un factor de 1.0 en los extremos de cada nivel, en correspondencia con el modelado como elemento OVLEM. Debido a que la columna no se consideró como elemento de borde de los muros, se usaron elementos de tipo link rígido para mantener coherencia dentro de los desplazamientos iguales a los que estarán sometidos. El uso de elementos rígidos dentro del modelado de los muros se ha hecho en distintos estudios con resultados favorables (Sullivan et al., 2006; Galal and El-Sokkary, 2008).

Finalmente, debido al agrietamiento causado por cargas gravitacionales y la consecuente pérdida de rigidez a la cual están sometidos los elementos durante el análisis no lineal, se les aplicó modificadores de rigidez en sus propiedades de inercia flexión a las vigas, columnas y muros, según lo estipulado en la NSR-10 en C.10.10.4.1. Una vez terminado el modelado se obtuvo el modelado del pórtico plano que se aprecia en la Figura 7, en el cual también se indica dónde ubicó el punto de control que fue utilizado en el análisis Pushover.

2.3.4 Curva Capacidad

Finalmente, con todas las propiedades no lineales de la edificación modeladas se realizó el análisis Pushover. El propósito de este análisis es evaluar el desempeño esperado del sistema estructural al estimar las demandas de fuerzas y deformaciones usando un análisis estático inelástico, y con esto compararlo con las capacidades en los niveles de desempeño de interés (Krawinkler and Seneviratna, 1998). Este proceso es realizado mediante la aplicación de cargas laterales en patrones predeterminados, las cuales empujan a la estructura hasta niveles específicos de desplazamientos

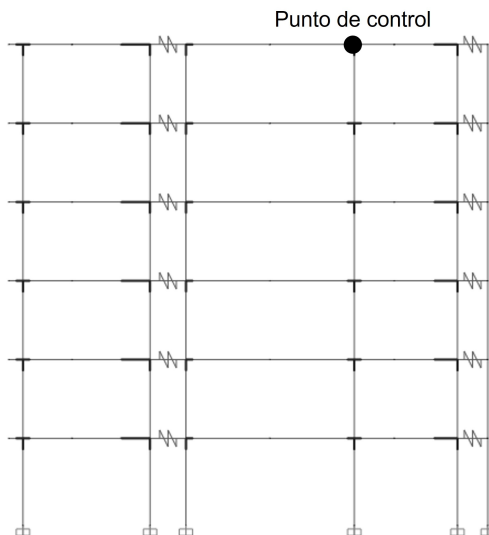


Figura 7

Pórtico plano con elementos rígidos y links.

(Krawinkler, 1996) o hasta donde esta se vuelva inestable.

Para el análisis Pushover se partió de la estructura sometida a las cargas gravitacionales y los parámetros no lineales utilizados fueron un máximo número de pasos de 500 y de pasos nulos de 10, esto último para que cuando la solución no convergiera detuviera el análisis y presentara los resultados. Se usó un error relativo de 0.01 entre las iteraciones, y se asignó un desplazamiento objetivo de 1400mm , que es aproximadamente una deriva del 8.25 %, el cual no fue alcanzado en ninguna oportunidad. A partir de esto, el resultado del análisis Pushover fue una curva de capacidad de la estructura dónde se muestra la relación entre el cortante basal de la edificación y el desplazamiento en un punto monitoreado, usualmente en la cubierta de la edificación, cómo la que se observa en la Figura 8. Con esto fue posible observar cómo se comportó el pórtico en sus puntos de desempeño, obtener su curva de capacidad y emplear esto cómo punto de partida para el uso del

método N2 y el diseño por desplazamientos.

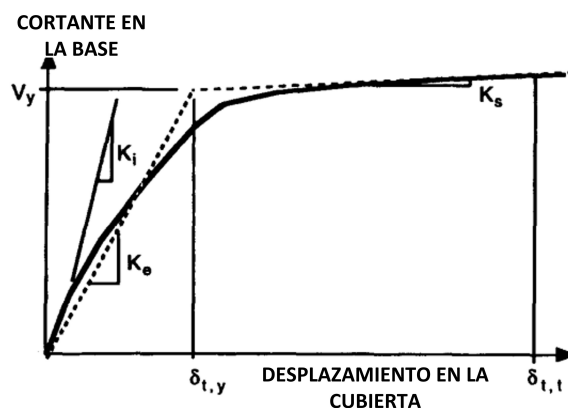


Figura 8

Curva típica Pushover. Adaptado de: Krawinkler and Seneviratna (1998)

2.4 Diseño por desplazamientos

El resultado posterior al análisis no lineal es la curva de capacidad que muestra el comportamiento estructural de la edificación. Posteriormente, se realizó una bilinealización de la curva para poder hacer uso del método N2 para el cálculo del punto de desempeño de la edificación. Una vez obtenido dicho punto en la estructura inicial fue posible realizar un procedimiento iterativo de diseño por desplazamientos al buscar que la estructura llegue a cierto nivel de desempeño deseado en el punto calculado por el método N2.

2.4.1 Bilinearización de la curva de capacidad

Para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad se usó un procedimiento del ASCE-41. Este consistió en utilizar un desplazamiento y un valor de cortante basal último en el punto correspondiente al que puede llegar la estructura antes de que se genere una inestabilidad estructural, y calcular el área de toda la curva. Seguido a esto, se estima un valor de cortante basal de

fluencia V_y arbitrario que será redefinido mediante un proceso iterativo, en el cual se busca igualar el área bajo la curva de la gráfica idealizada con la real (Bonett Díaz, 2003). Después, se calculó la pendiente inicial de la curva bilineal determinando un valor de desplazamiento correspondiente al 60% del desplazamiento de fluencia estimado, en donde la línea idealizada se cruce con la curva real de la estructura, y a partir de este valor se usa la ecuación (3). Finalmente, se calculó el valor de desplazamiento de fluencia D_y con la ecuación (4) y se une el punto inicial de la gráfica con el punto de fluencia, y este con el último.

$$K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}}, \quad (3)$$

$$D_y = \frac{V_y}{K_e}. \quad (4)$$

Con la gráfica bilineal terminada se obtuvo la diferencia entre áreas y se determina el error del cálculo. Si es mayor a un nivel aceptable, se inicia un proceso iterativo cambiando el valor de V_y con la ecuación (5), y reiniciando el proceso hasta que se obtengan valores dentro de la tolerancia establecida, una representación del procedimiento puede observarse a partir de la Figura 9.

$$V_y^{i+1} = V_y^i \frac{Area_{real}}{Area_{bilineal}}. \quad (5)$$

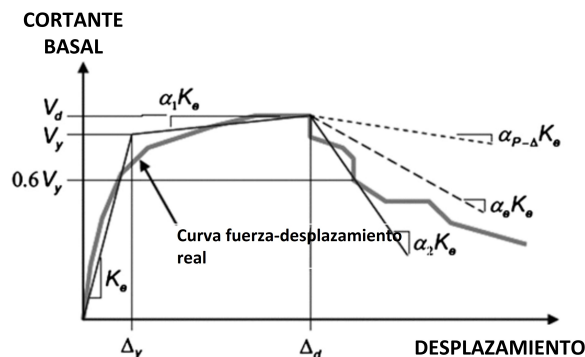


Figura 9

Curva de capacidad real idealizada. Adaptado de: ASCE (2017)

2.4.2 Método N2

Después de obtener la curva bilineal de capacidad se realizó el método N2 para obtener el punto de desempeño de la estructura. El nombre del método viene de N por el tipo de análisis no lineal que usa, y 2 por los modelos matemáticos que se emplean: uno de varios grados de libertad (MDOF por sus siglas en inglés) para el análisis Pushover y un modelo de un grado de libertad (SDOF por sus siglas en inglés) equivalente para el análisis del espectro de respuesta (Fajfar, 2000; Lopes et al., 2020).

El proceso viene descrito en el artículo original de publicación Fajfar (2000) y consiste en una serie de pasos a seguir para obtener el punto de desempeño o demanda de desplazamiento de la estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico (Bonett Díaz, 2003). En primer lugar, a partir del espectro de aceleración elástico S_{ae} , se determina la demanda sísmica en formato de aceleración-desplazamiento (AD) para un sistema equivalente de un grado de libertad mediante la ecuación (6). Debido a que estos son valores elásticos del sistema se hace necesario determinar el

espectro inelástico para la ductilidad del sistema a analizar, lo que se hace a partir de las ecuaciones (7) y (8).

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}, \quad (6)$$

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, \quad (7)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}, \quad (8)$$

dónde μ es el factor de ductilidad, definido como la razón entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia, y R_μ es el factor de reducción debido a ductilidad. Este último varía en el intervalo de periodos cortos y se mantiene constante en los largos, ya que se considera que en estos el desplazamiento del sistema inelástico es igual al desplazamiento del sistema elástico correspondiente con el mismo periodo (Fajfar, 2000).

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1; \quad T < T_c \quad (9)$$

$$R_\mu = \mu; \quad T \geq T_c \quad (10)$$

Posteriormente, se convirtieron los resultados del análisis Pushover del sistema de MDOF

en un sistema de SDOF. Esto se hace a partir del uso de la masa equivalente del sistema m^* y el factor de participación modal Γ , obtenidos mediante las ecuaciones (11) y (12). Para el cálculo de estos se usó el vector normalizado de desplazamientos de los centros de masa del análisis modal ϕ .

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (11)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i} \quad (12)$$

Con el coeficiente de participación modal se transformaron las cantidades (cortantes y desplazamientos) Q del sistema MDOF a cantidades Q^* del sistema SDOF mediante la ecuación (13).

$$Q^* = \frac{Q}{\Gamma} \quad (13)$$

Inicialmente, se obtuvo una curva bilineal simplificada, sin embargo, para el procedimiento gráfico que utiliza el método N2 simple, se requiere que la rigidez en la región de endurecimiento por deformación sea cero, por lo que se obtiene una gráfica fuerza-desplazamiento elastoplástico perfecta. El siguiente paso consiste en el cálculo del periodo del sistema idealizado mediante la ecuación (14), donde D_y^* y F_y^* son el desplazamiento y la fuerza de fluencia.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (14)$$

Luego del cálculo del periodo se halló el diagrama de capacidad en formato AD, para esto se dividen las fuerzas en el diagrama Fuerza-Deformación en la masa equivalente m^* .

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (15)$$

Una vez hecho esto, se obtuvo la demanda sísmica mediante un proceso que consiste en graficar el espectro de demanda junto con el diagrama de capacidad. De la ecuación (6) se conoce la relación entre la aceleración y el desplazamiento, esta se puede reformular dejándola en función del periodo del sistema de SDOF y obtener una recta donde, en su intersección con el espectro de capacidad, se obtiene el valor de demanda de aceleración requerida para el comportamiento elástico S_{ae} . Una vez se tiene esa aceleración, y conociendo el valor de S_{ay} mediante el uso de la ecuación (15), se puede obtener R_μ mediante la ecuación (16) y conocer el valor de μ al despejar de las ecuaciones (9) o (10) dependiendo del caso.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}. \quad (16)$$

Fue posible hallar el valor de la demanda de desplazamiento requerido para el comportamiento elástico S_{de} al usar la ecuación (6) y calcular la demanda de desplazamiento inelástica, que sería el mismo punto de desempeño para el sistema SDOF, mediante las ecuaciones (17) y (18). Todo este proceso se puede observar en la Figura 10 donde, además, se aprecia cómo el desplazamiento elástico e inelástico son los mismos para periodos mayores a T_c .

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} \right); \quad T^* < T_c. \quad (17)$$

$$S_d = S_{de}; \quad T^* \geq T_c. \quad (18)$$

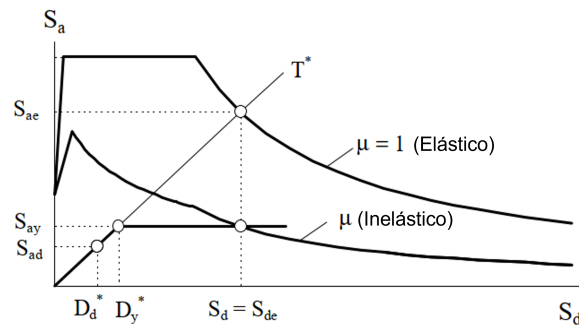


Figura 10

Espectro elástico e inelástico de demanda vs diagrama de capacidad. Adaptado de: Fajfar (2000)

Finalmente, al obtener la demanda de desplazamiento del sistema SDOF, fue posible convertirla en el desplazamiento objetivo del sistema MDOF al multiplicar el valor por el factor de participación modal Γ y así conocer el punto de desempeño sísmico de la estructura. Seguido a esto, se pudo realizar un nuevo análisis Pushover, esta vez hasta llevarlo al valor de desplazamiento objetivo igual al desplazamiento de desempeño, y conocer cómo es el comportamiento de los elementos al estar sometidos a ese nivel de daño.

A partir del procedimiento de este método se conoció el desempeño que tuvo la estructura diseñada por fuerzas, en cada sentido de análisis, y fue el punto inicial para realizar el diseño por desplazamientos.

2.4.3 Diseño de la estructura

Al conocer el comportamiento de la estructura en su punto de desempeño fue posible conocer qué elementos plastifican, en que cantidad, cómo es el orden el que lo hacen y la sollicitación de momentos a los que se encuentran sometidos en el estado de desempeño. A partir de esto, se puede conocer que miembros estructurales podrían ser diseñados para tener una mayor ductilidad y así permitir un mejor diseño de la estructura. En el título A.1.2.2.3 de la NSR-10 se menciona que con este se busca, tanto la defensa de la vida cómo proteger el patrimonio. Es por lo anterior que se tomó como objetivo conseguir un diseño dónde la demanda de desplazamiento llegue hasta el nivel de desempeño de seguridad de la vida. Para esto se partió del diseño inicial de la estructura y se modificó el acero de los lugares donde ocurre la mayor parte de disipación de energía en el sismo debida a la ductilidad de la edificación, es decir, en las rótulas de los elementos.

Mediante un proceso iterativo, que consistió en la verificación del comportamiento no lineal mediante el análisis Pushover y el método N2 en ambos sentidos, se redujo el acero de vigas, columnas y muros hasta conseguir llegar un punto de desempeño igual a LS en uno de los dos sentidos. El uso de este método gráfico de manera iterativa hasta converger en un valor objetivo no es nuevo, y ha sido utilizado en estudios previos (Lopes et al., 2020; Kreslin and Fajfar, 2012; Estêvão, 2019), dónde se ha observado también la posibilidad de que el objetivo sea mayor al desplazamiento último, lo que significa que la estructura tiene una capacidad insuficiente de disipación de energía para soportar dicha demanda sísmica. Cabe aclarar que se iteraron únicamente refuerzos longitudinales, y que para las columnas y muros únicamente se modificó el varillaje y

se mantuvieron las posiciones de las barras; mientras que el refuerzo transversal no se modificó. Esto con el fin de no disminuir en mayor medida la resistencia adicional en compresión por confinamiento que se había obtenido previamente, por lo que esta parte del diseño se mantuvo con el diseño por fuerzas. Una vez se cumplió el objetivo propuesto se continuó con las comparaciones entre los diseños.

2.4.4 Comparación de los diseños

Teniendo los diseños finales por fuerzas y desplazamientos se hizo una comparación de la respuesta no lineal de la estructura mediante el análisis Pushover, respecto a la relación entre el punto de desempeño *PD* y el nivel de seguridad de la vida *LS* y la rotulación de los elementos, y de las cuantías de aceros que fueron obtenidas en los elementos. Se graficaron los resultados de las curvas de demanda de ambas direcciones y se obtuvo una razón entre la cantidad de acero del diseño por fuerzas y por desplazamientos.

3. Resultados y discusión

En los resultados del trabajo se encuentran el diseño de la estructura mediante el método de fuerzas, el diseño obtenido por desplazamientos y los resultados de la comparación en respuesta no lineal, cuantías de acero utilizadas en el diseño y relación entre punto de desplazamiento y el punto objetivo, es decir, el de desempeño en el estado de seguridad de la vida.

3.1 Diseño por fuerzas

El diseño por fuerzas se hizo a partir de la NSR-10. Las dimensiones finales de los elementos se muestran en las Tablas 4 y 5. Se obtuvieron las cuantías de refuerzo que se observan en la siguiente tabla, dónde el nombre asignado a vigas, columnas y muros se corresponden los de la Figura 11.

Tabla 4

Dimensiones finales de vigas y columnas.

Elemento	Base (mm)	Altura (mm)
Vigas	300	400
Columnas C1-C5	500	300
Columnas C2'-C3	500	500

Tabla 5

Dimensiones finales de muros.

Elemento	$L_w(m)$	$t_w(m)$	$L_b(m)$
Muro 2'-2	2.05	0.20	0.5
Muro 4-5	1.65	0.20	0.25

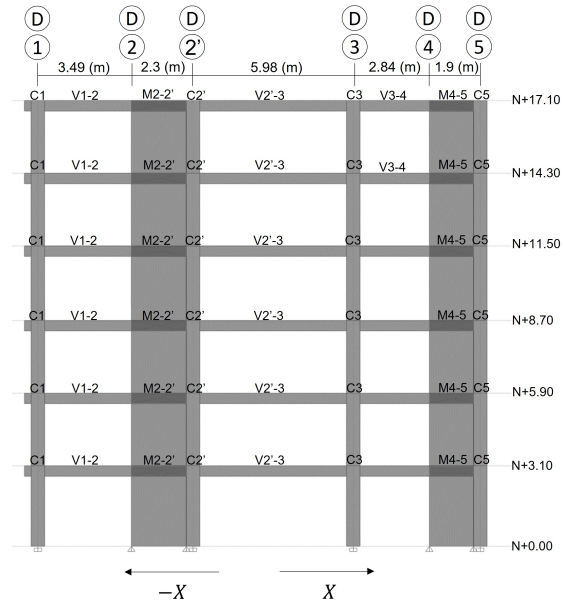


Figura 11

Vista del pórtico plano del análisis.

Para las vigas, por nivel, los aceros y cuantías que se obtuvieron fueron las que se observan en la Tabla 6. Por requisitos sísmicos de la norma se obtuvo una separación de 8 centímetros en el refuerzo transversal, a dos ramas, para cada viga.

Para las columnas y los muros, la cantidad de barras del acero longitudinal y la cantidad de ramas del refuerzo transversal obtenidos se pueden observar en las Tablas 7 y 8.

Durante el diseño por fuerzas se encontró como el uso de los muros controla los desplazamientos y como estos fueron los elementos que actuaron de manera principal en la resistencia sísmica de la edificación, debido a que se observó que los muros tomaron el 73.15% y 56.98% de cortante en los sentidos X y $-X$ respectivamente. Estos resultados son acordes a los obtenidos dentro de la literatura (Chandurkar and Pajgade, 2013; Park and Paulay, 1991). Finalmente, a partir

Tabla 6

Refuerzos de vigas mediante diseño por fuerzas.

Diseño por fuerzas								
Nivel	Viga 1-2			Viga 2'-3			Viga 3-4	
	Punto A	Punto B	Punto C	Punto A	Punto B	Punto C	Punto A	Punto B
N+17.10	2#6 (0.47%)	2#6 (0.47%)	3#6 (0.71%)	3#6 (0.71%)	2#6 (0.47%)	2#6 (0.47%)	2#6 (0.47%)	3#6 (0.71%)
	3#4 (0.32%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	3#4 (0.32%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)
N+14.30	3#6 (0.71%)	3#6 (0.71%)	4#6 (0.95%)	4#7 (1.29%)	4#6 (0.95%)	4#6 (0.95%)	2#6 (0.47%)	4#6 (0.95%)
	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	3#5 (0.50%)	4#5 (0.66%)	4#5 (0.66%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)
N+11.50	3#6 (0.71%)	3#6 (0.71%)	4#6 (0.95%)	4#7 (1.29%)	4#6 (0.95%)	4#6 (0.95%)	2#6 (0.47%)	4#6 (0.95%)
	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	3#5 (0.50%)	4#5 (0.66%)	4#5 (0.66%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)
N+8.70	3#6 (0.71%)	3#6 (0.71%)	4#6 (0.95%)	4#7 (1.29%)	4#6 (0.95%)	4#6 (0.95%)	2#6 (0.47%)	4#6 (0.95%)
	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	3#5 (0.50%)	4#5 (0.66%)	4#5 (0.66%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)
N+5.90	3#6 (0.71%)	3#6 (0.71%)	4#6 (0.95%)	4#6 (0.95%)	4#6 (0.95%)	4#6 (0.95%)	2#6 (0.47%)	4#6 (0.95%)
	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)	3#5 (0.50%)
N+3.10	2#6 (0.47%)	2#6 (0.47%)	3#6 (0.71%)	3#6 (0.71%)	2#6 (0.47%)	2#6 (0.47%)	2#6 (0.47%)	3#6 (0.71%)
	3#4 (0.32%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)	3#4 (0.32%)	4#4 (0.43%)	4#4 (0.43%)

Nota: Los valores entre paréntesis indican la cuantía de los elementos respecto al área efectiva

Tabla 7

Refuerzo de columnas mediante diseño por fuerzas.

Elemento	Refuerzo	Refuerzo
	Longitudinal	Transversal
Columnas C1-C5	12#7 (1.86%)	5#3 @50cm
Columnas C2'-C3	12#5 (1.59%)	5#3 @70cm

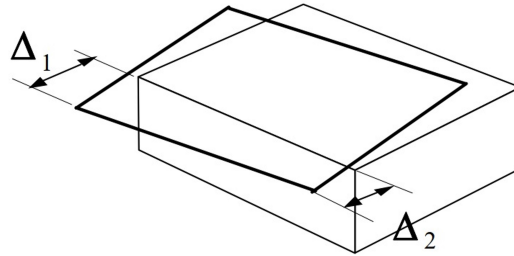
Tabla 8

Refuerzo de muros mediante diseño por fuerzas.

Elemento	Refuerzo borde		Refuerzo
	Longitudinal	Transversal	Alma
Muro 2-2'	20#5 (1.86%)	5#3 @50cm	#3 @25cm
Muro 4-5	12#5 (1.59%)	5#3 @70cm	#3 @25cm

de los desplazamientos en los nodos A1, A4 y E4 se revisó la regularidad torsional a partir de los criterios de la NSR-10. Para esto, se verificó que el desplazamiento máximo de un nodo esquinero en la dirección X y Y no superara 1.2 veces el desplazamiento promedio de ambos nodos en esa

dirección, y cómo se ilustra en la Figura 12, se presentó que en los niveles inferiores las relaciones entre el desplazamiento límite de la irregularidad y valor promedio de desplazamientos fueron las mayores, sin superar el límite de norma, los valores obtenidos se pueden observar en las Tablas 9 y 10.



$\Delta_1 \geq 1.2; \Delta_{prom} \rightarrow$ irregular
 $\Delta_1 \geq 1.4; \Delta_{prom} \rightarrow$ irregular extrema
 Donde $\Delta_{prom} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$ y $\Delta_{max} = \Delta_1$

Figura 12

Ilustración de irregularidad torsional, Adaptado de: de Ingeniería Sísmica (2010)

Tabla 9

Verificación de regularidad torsional en dirección X.

Nivel	Dirección X	
	$1.2\Delta_{prom}$	Δ_1
N+17.10	111.42	102.58
N+14.30	92.57	85.91
N+11.50	71.58	66.93
N+8.70	49.55	46.72
N+5.90	28.29	26.94
N+3.10	10.54	10.16

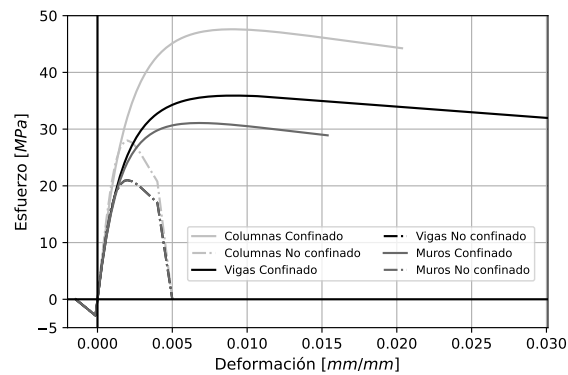
Tabla 10

Verificación de regularidad torsional en dirección Y.

Nivel	Dirección Y	
	$1.2\Delta_{prom}$	Δ_1
N+17.10	48.18	44.42
N+14.30	40.76	38.16
N+11.50	32.19	30.56
N+8.70	22.93	22.00
N+5.90	13.70	13.21
N+3.10	5.57	5.32

3.2 Modelos constitutivos

A continuación, se muestran los resultados de las curvas esfuerzo deformación del concreto a compresión a partir del modelo de Mander, en la Figura 13 y el modelo utilizado para el comportamiento no lineal del acero en la Figura 14.

**Figura 13**

Curva esfuerzo-deformación de concreto confinado, valores positivos a compresión.

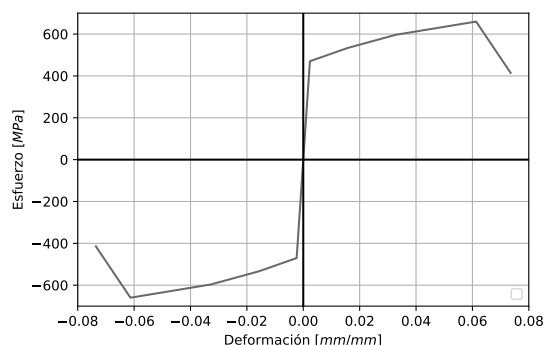


Figura 14

Curva esfuerzo-deformación del acero.

3.3 Diagramas Momento-Curvatura

Posteriormente, al tener las propiedades no lineales de los materiales, se obtuvo del software los diagramas momento-curvatura y se realizó la bilinealización de los elementos como se observan en los ejemplos correspondientes a las Figuras 15, 16 y 17. Seguido a esto, se realizó el modelado con las condiciones mencionadas en la metodología y se obtuvo la estructura plana con las rótulas plásticas, cuyas longitudes variaron de un mínimo de 250mm para las columnas, hasta valores máximos de 825mm y 1025mm , que fueron obtenidos para muros.

3.4 Análisis no lineal

Una vez hecho este proceso se realizó el análisis Pushover en cada sentido de la edificación para obtener las curvas de capacidad de la estructura, las cuales se pueden observar en la Figura 18.

Posteriormente, se realizó el procedimiento de bilinealización de la curva de capacidad, como se puede apreciar en la Figura 19.

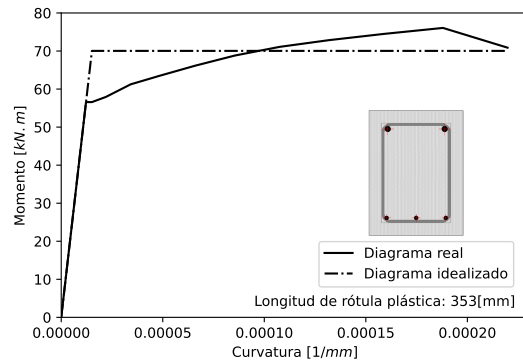


Figura 15

Diagrama momento-curvatura de Viga 1-2 en el punto A, real e idealizado.

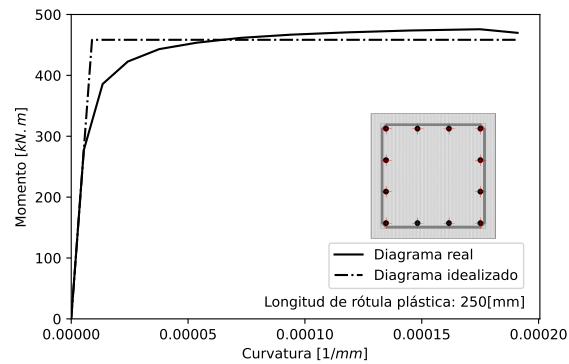


Figura 16

Diagrama momento-curvatura de Columna C2' real e idealizado.

A partir de la Figura 18 fue posible observar cómo el colapso llegó para valores de derivadas superiores a 3.5%, teniendo un marcado comportamiento más resistente en el sentido X. Los resultados han mostrado un comportamiento coherente, por lo que es posible afirmar que el modelo de barras permite un análisis correcto, de manera acorde a las referencias investigadas (Fahjan et al., 2010; Wu et al., 2017). Con el análisis Pushover fue posible observar el comportamiento

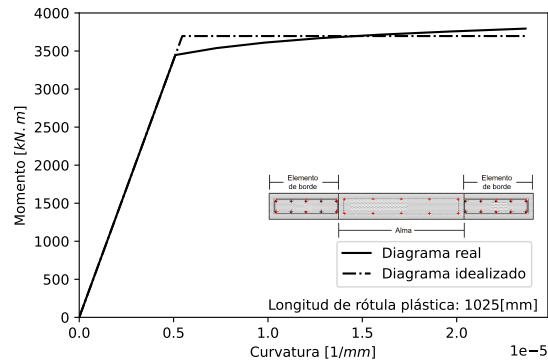


Figura 17

Diagrama momento-curvatura de Muro 2-2' real e idealizado.

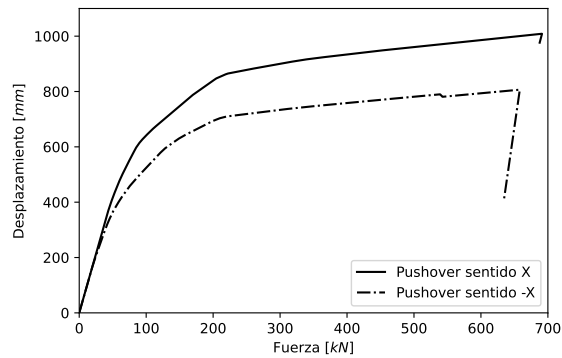


Figura 18

Curva Pushover por fuerzas.

de la estructura hasta su estado de colapso, en las Figuras 20 y 21 se puede apreciar el estado de plastificación de los diferentes elementos estructurales, y en la Tabla 11 el porcentaje de estos que se encontraron en los distintos estados de desempeño.

Mediante la Tabla 11 es posible observar cómo en el sentido $-X$ se presentó una mayor plastificación de los elementos, al tener más que superan el estado de ocupación inmediata, mientras que en el sentido opuesto los elementos tomaron más daño, al apreciarse la cantidad de elementos

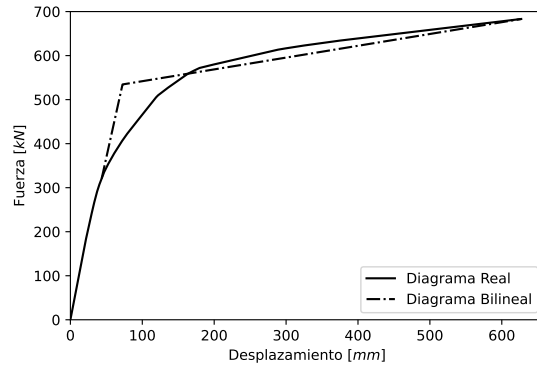


Figura 19

Gráfica Pushover real vs Pushover bilineal.

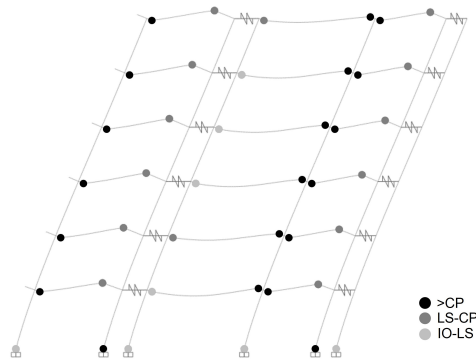


Figura 20

Estructura por fuerzas en estado de colapso en sentido X.

Tabla 11

Niveles de desempeño elementos diseño por fuerzas.

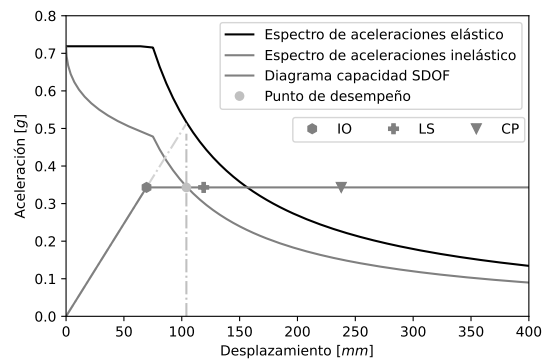
Estado	Sentido X	Sentido -X
<IO	45.28 %	40.74 %
IO-LS	18.87 %	29.63 %
LS-CP	16.98 %	13.89 %
>CP	18.87 %	15.74 %

Tabla 12

Criterios para niveles de desempeño.

Nivel de desempeño	Deriva
IO	0.5 % Transitoria; Permanente Insignificante
LS	1 % Transitoria; 0.5 % Permanente
CP	2 % Transitoria o Permanente

Al calcular los niveles de desempeño para el modelo de un grado de libertad es posible observar en qué nivel se encuentra la demanda de desplazamiento en relación con estos. Posteriormente, al transformar la demanda de desplazamiento del sistema SDOF a la de MDOF se obtiene el desplazamiento objetivo, con el cual se puede realizar un nuevo Pushover para conocer el comportamiento de la estructura en el punto de desempeño. El diagrama del método N2 junto a los puntos de desempeño de la edificación en el punto objetivo se pueden observar en las Figuras 22 y 23.

**Figura 22**

Gráfica de Método N2 por fuerzas sentido X.

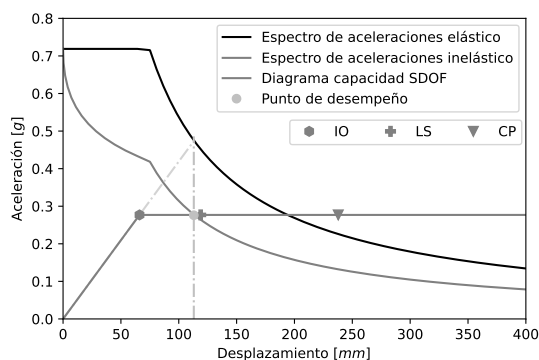
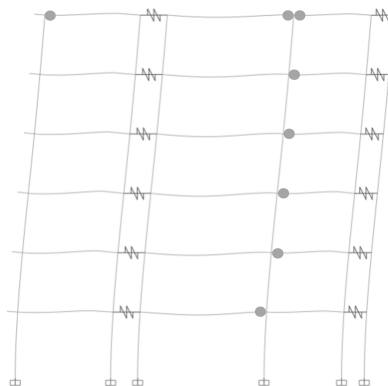


Figura 23

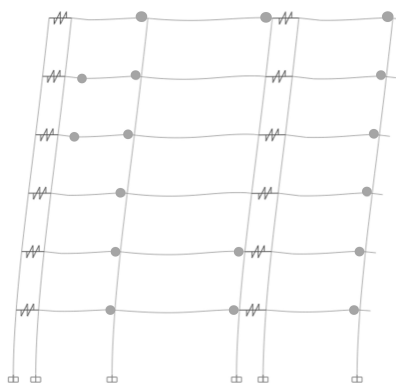
Gráfica de Método N2 por fuerzas sentido $-X$.

Al realizar el nuevo análisis Pushover hasta el punto de desempeño se obtienen las Figuras 24 y 25. En ellas se puede observar cómo en el sentido $-X$, dónde el punto de desempeño se encontró más cerca del estado de seguridad de la vida, se aprecia una plastificación mayor en los elementos, la cual también fue de forma más uniforme, debido a que en el sentido X plastificaron en su mayoría las vigas de un solo lado. Sin embargo, cómo se ha mencionado por distintos autores, se observa que este tipo de diseño convencional no permite tener un control sobre la respuesta de la estructura, lo que genera que no haya garantía que cumpla con el desempeño esperado (Muljati et al., 2015; Montañez Moreno, 2015).

También se pudo apreciar que en el punto de desempeño plastificaron el 22.22% de las rótulas posibles de las vigas, mientras que en sentido $-X$ lo hizo el 47.22%. Además, es posible observar cómo en el punto de desempeño no plastificó ningún elemento de muro o de columna. Tomados en conjunto, estos resultados sugieren cómo el diseño por fuerzas, si bien se obtiene una

**Figura 24**

Estructura por fuerzas en estado de desempeño en X.

**Figura 25**

Estructura por fuerzas en estado de desempeño en $-X$.

estructura con resistencia y rigidez suficientes para garantizar la seguridad de la vida, se observa que la respuesta no lineal de la estructura dista de ser la ideal.

3.5 Diseño por desplazamientos

Cómo se mencionó previamente, el diseño por desplazamientos se hizo con el objetivo de conseguir que el punto de desempeño de la estructura coincidiera con el nivel de seguridad de la vida. Para esto se realizó un proceso iterativo de cambio en el refuerzo longitudinal, dejando el

mismo refuerzo transversal obtenido por previamente, dónde se buscó que en al menos uno de los dos sentidos la estructura llegara a este nivel de desempeño, obteniendo una mayor plastificación de los elementos que la obtenida por fuerzas. Los resultados del cambio de refuerzo en las vigas, columnas y muros se pueden observar en las Tablas 13 y 14.

Tabla 13

Refuerzos en muros y columnas diseño por desplazamientos.

Elemento	Refuerzo longitudinal
Columnas C1-C5	12#6 (1.36 %)
Columnas C2'-C3	12#4 (1.03 %)
Muro 2-2'	20#4
Muro 4-5	12#4

Nota: El acero iterado en muros fue de elementos de borde

Tabla 14

Refuerzos en vigas diseño por desplazamientos.

Nivel	Diseño por desplazamientos							
	Viga 1-2			Viga 2'-3			Viga 3-4	
	Punto A	Punto B	Punto C	Punto A	Punto B	Punto C	Punto A	Punto B
N+15.10	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)
	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)
N+14.40	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)
	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	4#4 (0.43 %)	5#4 (0.54 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)
N+11.50	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)
	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	5#4 (0.54 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)
N+8.70	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)
	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	4#4 (0.43 %)	5#4 (0.54 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)
N+5.90	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)	3#6 (0.71 %)
	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	4#4 (0.43 %)	5#4 (0.54 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)	4#4 (0.43 %)
N+3.10	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	3#6 (0.71 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)	2#6 (0.47 %)
	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)	3#4 (0.32 %)

Mediante esto se observó cómo, al igual que en diversos estudios (Gamit and Amin, 2021; Vidot-Vega and Kowalsky, 2013; Montañez Moreno, 2015), el diseño por desplazamientos permi-

tió utilizar una cantidad de material menor. Al obtener en un sentido el objetivo propuesto mediante el método N2 se revisó el desempeño de la edificación y se obtuvieron los siguientes resultados. En primer lugar, se pueden observar en las Figuras 26 y 27 cómo el punto de desempeño se encuentra más cerca de seguridad de la vida que los mismos sentidos en los diseños por fuerzas. Además, es posible observar mediante las Figuras 28 y 29 cómo se comporta la estructura en su punto de desempeño.

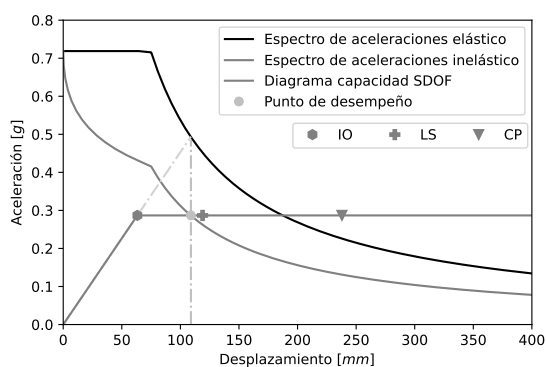


Figura 26

Gráfica de Método N2 por desplazamientos sentido X.

A partir de las gráficas fue posible apreciar cómo, al igual que en el diseño por fuerzas, en el sentido $-X$ fue dónde la estructura estuvo más cerca de seguridad de la vida. Además, se observó cómo en el punto de desempeño se obtuvo una rotulación de los elementos en ambos sentidos mucho mayor a las vistas en el diseño por fuerzas, obteniendo en este caso 72.22% y 75.00% de porcentaje de rotulación en vigas para X y $-X$ respectivamente, dónde, al igual que en fuerzas, no se presentó rotulación en columnas o muros. A partir de esto se pudo observar cómo al usar el diseño por desplazamientos se tuvo un control más directo del daño al que puede estar sometida la

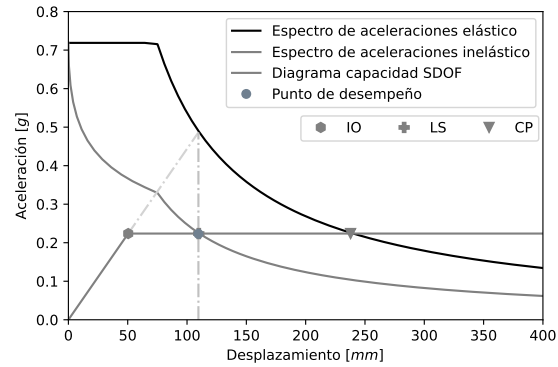


Figura 27

Gráfica de Método N2 por desplazamientos sentido X.

edificación (Maraboto, 2001; Sullivan, 2013).

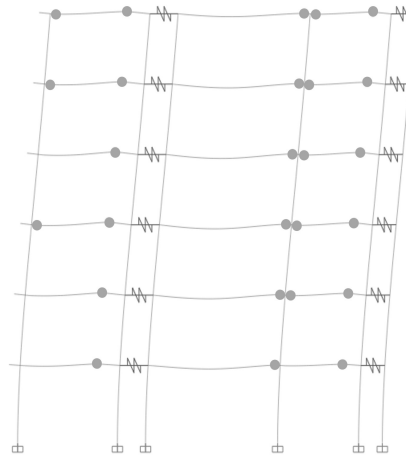


Figura 28

Estructura por desplazamientos en estado de desempeño en X.

También es posible hacer uso del análisis Pushover para conocer el comportamiento que tuvo la estructura más allá de su punto de desempeño, las rotulaciones observadas se pueden ver en las Figuras 30 y 31, dónde se observa cómo, al igual que en el diseño por fuerzas, las colum-

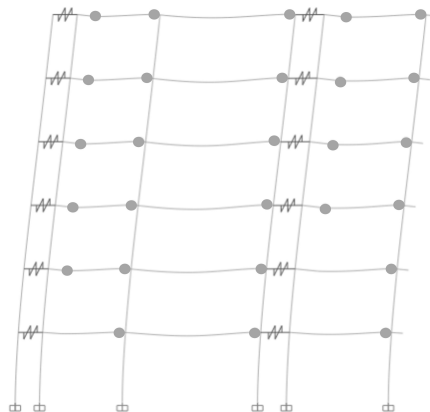


Figura 29

Estructura por desplazamientos en estado de desempeño en $-X$.

nas rotulan en un estado de ocupación inmediata mientras que los muros alcanzan prevención del colapso. Se observaron diferencias en la rotulación de las vigas que se verificarán a detalle en la comparación entre métodos.

Es necesario mencionar que al hacer uso del diseño por desplazamientos se confía en que las propiedades no lineales de los materiales modeladas serán las correctas, sin embargo, se requiere hacer énfasis que esto aumenta la incertidumbre debido a que el modelo es una aproximación al comportamiento no lineal real que puede tener, por lo que es algo a tener en cuenta (de Vasconcellos Real et al., 2003; Jalayer et al., 2010; Padgett and DesRoches, 2007).

3.6 Comparación de respuesta no lineal

Finalmente, se comparó el resultado del diseño por fuerzas y el diseño por desplazamientos. En primer lugar, debido a que el criterio que se utilizó para el diseño fue la relación mencionada previamente entre el punto de desempeño PD de la estructura y el nivel de seguridad de la vida LS ,

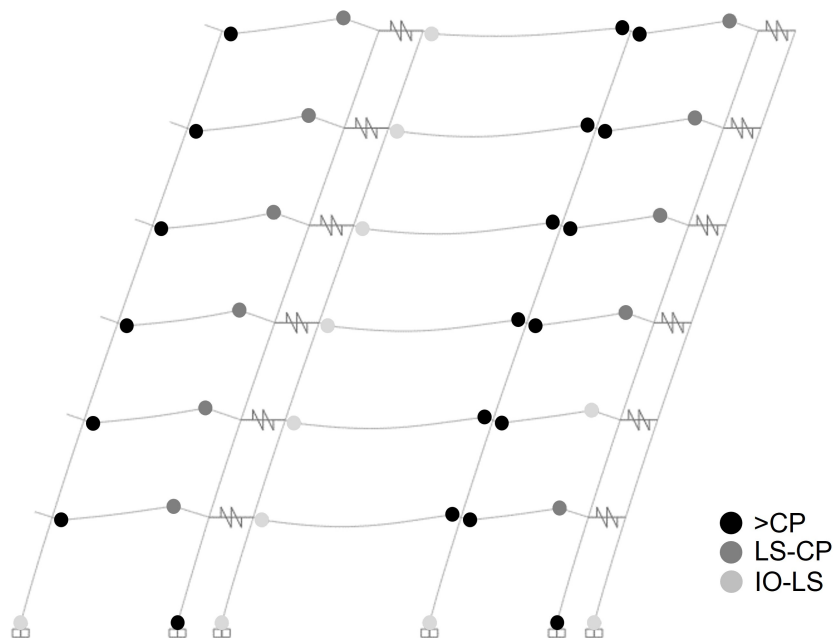


Figura 30

Estructura por desplazamientos en estado de colapso en sentido X.

es posible observar cómo esta varió para los diseños en ambos sentidos. Además, se buscó destacar el comportamiento estructural de la edificación en el punto de desempeño, lo que se hizo a partir de registrar la cantidad de elementos que rotularon en este, y la cantidad de acero utilizado en las secciones transversales de ambos diseños (ver Tabla 15) y el comportamiento en el desplazamiento último, dónde se verificó el número de elementos que se encontraron en los distintos estados de desempeño.

En la Tabla 16 se puede observar cómo los diseños por desplazamientos permitieron a la estructura alcanzar niveles mayores de daño antes de llegar hasta el colapso, lo cual se aprecia por el porcentaje de elementos que alcanzaron niveles de desempeño posteriores a prevención del

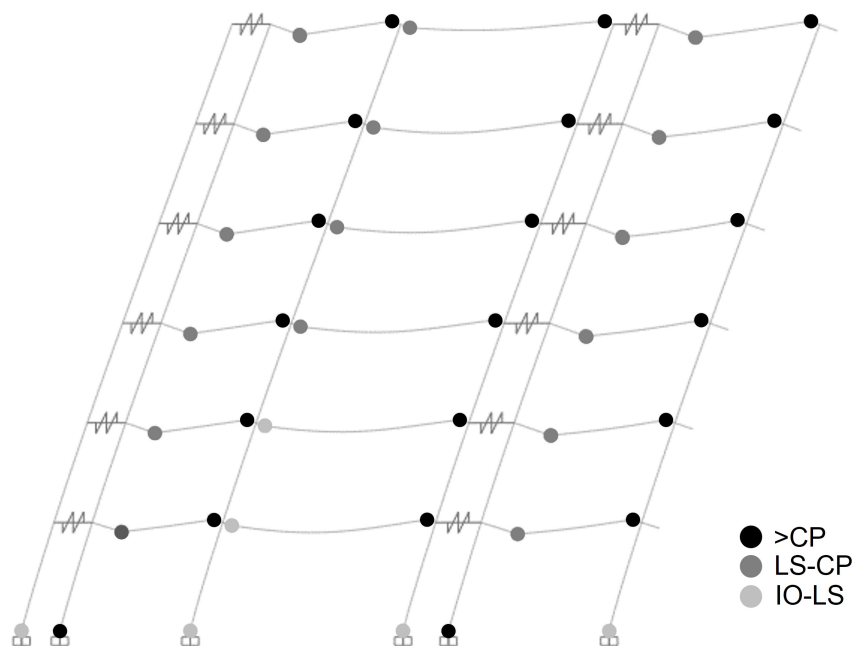


Figura 31

Estructura por desplazamientos en estado de colapso en sentido -X.

Tabla 15

Comparación de refuerzos en vigas de ambos diseños y relación de punto de desempeño - seguridad de la vida.

	Diseño por fuerzas		Diseño por desplazamientos	
	[X]	[-X]	[X]	[-X]
$\frac{PD}{LS}$	87.44 %	95.01 %	91.65 %	99.73 %
% de rotulación en vigas	22.22 %	47.22 %	72.22 %	75.00 %
Cantidad de acero en vigas	53605 $\frac{mm^2}{m}$		41246 $\frac{mm^2}{m}$	

colapso. Sin embargo, se pudo conocer que el muro 2-2' fue el miembro que generó la inestabilidad y posterior falla estructural en ambos diseños y en ambos sentidos. También es posible observar el cambio en la cantidad de acero utilizado en los distintos elementos estructurales a partir de la

Tabla 17.

Tabla 16

Comparación de rótulas en cada nivel de desempeño, previo al colapso.

Estado	Diseño por fuerzas		Diseño por desplazamientos	
	Sentido X	Sentido $-X$	Sentido X	Sentido $-X$
A-IO	45.28 %	40.74 %	44.90 %	44.90 %
IO-LS	18.87 %	29.63 %	18.37 %	18.37 %
LS-CP	16.98 %	13.89 %	5.10 %	9.18 %
>CP	18.87 %	15.74 %	31.63 %	27.55 %

Tabla 17

Comparación reducción de acero en elementos estructurales.

Reducción en acero en porcentaje	
Columnas	29.52 %
Vigas	23.06 %
Muros	35.18 %

En los datos anteriores se evidencia una reducción de acero significativa, lo cual es acorde a diversos estudios previos (Gamit and Amin, 2021; Vidot-Vega and Kowalsky, 2013) Se observa también cómo en el diseño por desplazamientos se obtuvo una rotulación más uniforme en ambos sentidos, que sus contrapartes por fuerzas. Además, aunque el factor de ductilidad fuera similar entre el diseño por fuerzas en sentido $-X$ y el diseño por desplazamientos en sentido X y la relación PD/LS fuera mayor en el primero, la cantidad de elementos rotulados fue notablemente superior en el diseño por desplazamiento, lo que demuestra cómo puede proteger la estructura mecanismos de falla inseguros de manera más efectiva que su contraparte de fuerzas (Muljati et al., 2015; Sharma et al., 2020). La reducción de acero fue notablemente mayor en las vigas,

lo que concuerda con el objetivo de presentar una respuesta dúctil, continuando con el criterio de columna fuerte y viga débil. Al reducir el acero no se modificó en gran parte el comportamiento de los elementos verticales, pero se pudo obtener una respuesta donde hubo más rotulación en los principales elementos de disipación de energía.

4. Conclusiones

Este proyecto de investigación determinó el refuerzo para una estructura considerando dos tipos de diseños, de fuerzas y desplazamientos, a partir de un proceso iterativo dónde se buscó que el punto de desempeño de la edificación alcanzara el nivel de desempeño de seguridad de la vida.

Basados en este trabajo se pudo observar que:

- Para la edificación evaluada, el refuerzo determinado para el diseño con fuerzas es satisfactorio, puesto que garantiza una resistencia indicada frente a fuerzas sísmicas, no obstante, al ser un procedimiento basado en el análisis no lineal modificado, con un coeficiente de reducción para el sismo R de la estructura, no tiene en cuenta el comportamiento real de los elementos cuando estén sometidos a fuerzas que los lleven más allá del rango elástico
- Fue posible observar que, dentro del diseño por fuerzas, el comportamiento en el punto de desempeño no fue el ideal, al rotular de manera muy distintas los elementos en los diferentes sentidos, generando que en el sentido X predomine de manera mayoritaria la rotulación en un mismo lugar a lo largo de los niveles.
- El diseño por desplazamientos a partir del uso del método N2 se presentó como una alternativa viable en el presente trabajo, al permitir modificar la edificación inicial obteniendo una respuesta más controlada en la plastificación progresiva de la edificación.
- El diseño por desplazamientos obtuvo una mejor respuesta no lineal en el punto de desempeño al obtener una rotulación en vigas superior al 70% en ambos sentidos, mientras que en

el diseño por fuerzas se mantuvo inferior al 50%.

- Se dio una reducción significativa en la cantidad de acero de los elementos estructurales en el diseño por desplazamiento, respecto a su contraparte por fuerzas, la cual es se puede apreciar en la Tabla 17.
- Al utilizar el diseño por desplazamientos enfocado en los objetivos de desempeño es posible tener resultados satisfactorios dentro del comportamiento estructural, permitiendo que los elementos estructurales asuman un mayor nivel de desempeño previo al colapso, cómo se observó en la Tabla 16.

Referencias Bibliográficas

(2008). TECHNICAL NOTE MATERIAL STRESS-STRAIN CURVES. Technical report.

ASCE (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers.

Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universitat Politècnica de Catalunya.

Caltrans, S. (2019). Seismic design criteria version 2.0. Sacramento, CA: Caltrans SDC.

Chandurkar, P. and Pajgade, D. P. (2013). Seismic analysis of rcc building with and without shear wall. *International journal of modern engineering research*, 3(3):1805–1810.

Computers and Structures, Inc. (2019). Etabs.

de Ingeniería Sísmica, A. C. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente nsr-10.

de Vasconcellos Real, M., Filho, A. C., and Maestrini, S. R. (2003). Response variability in reinforced concrete structures with uncertain geometrical and material properties. *Nuclear Engineering and Design*, 226:205–220.

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., and Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4:1–36.

- Devi, G. N. (2013). Behaviour of reinforced concrete dual structural system: Strength, deformation characteristics, and failure mechanism. *International Journal of Engineering and Technology*, pages 14–19.
- Estêvão, J. (2019). Computational strategies for seismic assessment and retrofitting of existing school buildings. pages 1031–1042.
- Fahjan, Y. M., Kubin, J., and Tan, M. T. (2010). Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls. volume 5, pages 3380–3387.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake spectra*, 16:573–592.
- Fajfar, P. (2021). The story of the n2 method. *International association for earthquake engineering*.
- FEMA (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings american society of civil engineers. American Society of Civil Engineers.
- Galal, K. and El-Sokkary, H. (2008). Advancement in modeling of rc shear walls.
- Gamit, K. and Amin, J. A. (2021). Drift and response reduction factor of rc frames designed with ddbd and fbd approach. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 102:137–151.
- George, S. S. and Varghese, V. (2012). General concepts of capacity based design.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering structures*, 23:878–884.

- González, V., Botero, J. C., Rochel, R., Vidal, J., and Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 1:67–76.
- Jalayer, F., Iervolino, I., and Manfredi, G. (2010). Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety*, 32:220–228.
- Kim, S.-E. and Chen, W.-F. (1998). A sensitivity study on number of elements in refined plastic-hinge analysis. *Computers & Structures*, 66(5):665–673.
- Krawinkler, H. (1996). Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it. pages 17–36.
- Krawinkler, H. and Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20:452–464.
- Kreslin, M. and Fajfar, P. (2012). The extended n2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10:695–715.
- Lopes, G. C., Vicente, R., Ferreira, T. M., Azenha, M., and Estêvão, J. (2020). Displacement-based seismic performance evaluation and vulnerability assessment of buildings: The n2 method revisited. In *Structures*, volume 24, pages 41–49. Elsevier.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R., et al. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114:1804–1826.
- Maraboto, L. E. (2001). Diseño sísmico basado en desempeño: Tendencias y retos *.

Megalooikonomou, K. G., Pantazopoulou, S. J., and Tastani, S. P. (2017). Plastic hinge length in columns? definition through consideration of yield penetration effects.

Moehle, J. P. (1996). Displacement-based seismic design criteria.

Montañez Moreno, L. F. (2015). Diseño de edificaciones aporricadas por medio del método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos ddbd, ejemplo de aplicación.

Montaser, A., Mostafa, E. E., and Ghallab, A. (2021). A modeling approach to simulate the behavior of reinforced concrete shear walls using openses. *International Research Journal of Innovations in Engineering and Technology*, 05:59–67.

Muljati, I., Asisi, F., and Willyanto, K. (2015). Performance of force based design versus direct displacement based design in predicting seismic demands of regular concrete special moment resisting frames. volume 125, pages 1050–1056. Elsevier Ltd.

Padgett, J. E. and DesRoches, R. (2007). Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty. *Journal of Structural Engineering*, 133:1710–1718.

Park, R. and Paulay, T. (1991). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.

Paulay, T. and Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.

Priestley, M. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33.

- Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M., and Powell, G. (2008). Displacement-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra - EARTHQ SPECTRA*, 24.
- Sharma, A., Tripathi, R. K., and Bhat, G. (2020). Comparative performance evaluation of rc frame structures using direct displacement-based design method and force-based design method. *Asian Journal of Civil Engineering*, 21:381–394.
- Sullivan, T. J. (2013). Highlighting differences between force-based and displacement-based design solutions for reinforced concrete frame structures. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, 23:122–131.
- Sullivan, T. J., Priestley, M. J., and Calvi, G. M. (2006). Direct displacement-based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 10:91–124.
- Vidot-Vega, A. L. and Kowalsky, M. J. (2013). Drift, strain limits and ductility demands for rc moment frames designed with displacement-based and force-based design methods. *Engineering Structures*, 51:128–140.
- Wu, Y. T., Lan, T. Q., Xiao, Y., and Yang, Y. B. (2017). Macro-modeling of reinforced concrete structural walls: State-of-the-art. *Journal of Earthquake Engineering*, 21:652–678.