

## Artículo original

# Estimación de demandas sísmicas usando diferentes patrones básicos de distribución de carga en análisis estático no lineal

Estimation of seismic demands using different basic load distribution patterns in nonlinear static analysis

**JOSÉ MIGUEL VEGA ARANA<sup>1</sup>**

 <https://orcid.org/0000-0002-6361-4902>

**LEONEL CHAHUARES PAUCAR<sup>2</sup>**

 <https://orcid.org/0000-0002-9649-8450>

Recibido: 21/12/2022

Aceptado: 12/01/2023

Publicado: 25/01/2023

<sup>1,2</sup>Escuela profesional de Ingeniería Civil, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú

E-mail: <sup>1</sup>miguelvega@upeu.edu.pe, <sup>2</sup>leonel\_cp@upeu.edu.pe



## Resumen

Las demandas sísmicas obtenidas del análisis estático no lineal juegan un papel muy importante en la evaluación o diseño basados en desempeño. Se ha demostrado que los patrones invariantes de distribución de cargas más empleados en estos análisis no siempre son adecuados para representar la acción sísmica en las estructuras cuando estas incursionan en el rango inelástico. Este estudio apunta a realizar una comparación de las demandas estructurales obtenidas de análisis estático no lineal (pushover) empleando diferentes patrones básicos de distribución de carga con las obtenidas de rigurosos análisis no lineales tiempo-historia, las cuales son establecidas como benchmark. Se abarcaron cuatro intensidades sísmicas, así como dos alturas de estructura. Se adoptó el desplazamiento promedio máximo del techo del último nivel obtenido de los diferentes análisis no lineales tiempo-historia como desplazamiento objetivo en los análisis pushover con cada patrón. Los resultados demuestran la falta de precisión que tienen los patrones más empleados para estimar adecuadamente las derivas de entrepiso de los últimos niveles. Se encontró que es posible obtener mejores estimaciones únicamente para los últimos niveles empleando dos patrones de distribución propuestos. Las demandas obtenidas para las curvaturas de sección son aceptables considerando que son cantidades de orden muy bajo.

**Palabras clave:** demandas sísmicas; patrones de distribución de carga; análisis estático no lineal; análisis pushover; análisis no lineal tiempo-historia.

## Abstract

Seismic demands obtained from nonlinear static analysis play an important role in performance-based design or evaluation. It has been proved that the invariant patterns of load distribution most used in this kind of analysis are not always appropriate to represent the seismic action in structures when getting into the inelastic range. This study aims to compare the structural demands obtained from nonlinear static analysis using different basic patterns of load distribution with those obtained from the rigorous nonlinear time-history analyzes, which are considered as the benchmark. Four seismic intensities were considered, as well as two structure heights. The maximum average displacement of the top of the last level obtained from the different non-linear time-history analyzes was adopted as the objective displacement in the pushover analyzes with each pattern. The results show the lack of precision that the most used load distribution patterns have in order to adequately estimate the interstory drift ratio of the higher stories. It was found that it is possible to obtain better estimates solely for the highest stories using two proposed distribution patterns. The demands obtained for the section curvatures were acceptable considering that they are quantities of very low order.

**Keywords:** seismic demands; patterns of load distribution; nonlinear-static analysis; pushover analysis; nonlinear time-history analysis.

## 1. Introducción

El análisis estático no lineal es el procedimiento más usado en la ingeniería estructural para el estudio de estructuras en el rango inelástico, a pesar de tener algunas limitaciones desde el punto de vista metodológico y del alcance y exactitud de sus resultados (Mora et al., 2006). Su aplicación se ganó un lugar en los principales procedimientos relacionados con el diseño basado en desempeño, permitiendo conocer el comportamiento estructural desde un enfoque más cabal y real. En la actualidad existen varios códigos y estándares los cuales brindan los alcances necesarios para la aplicación de este procedimiento, tales como FEMA 356, ASCE/SEI 41-17, Eurocode 8, ATC 40, entre otros. Los diferentes métodos que presentan los códigos para la aplicación del análisis estático no lineal han sido bastante aceptados y aplicados en la ingeniería práctica; no obstante, estudios demuestran que el uso de los patrones de distribución invariantes de cargas propuestos por los códigos no siempre son los adecuados para representar de manera eficaz los efectos de las variantes características dinámicas durante la respuesta inelástica o la influencia de modos de vibración superiores (Kalkan & Kunnath, 2004a; Chopra & Goel, 2002) la incertidumbre en la elección del patrón de distribución de carga se convierte en una de las más importantes desventajas del análisis estático no lineal debido a que, al existir tantos casos distintos en la ingeniería, no hay un acuerdo general acerca de cuál es la mejor opción para dicho patrón (Krawinkler & Seneviratna 1998; Tso & Moghadam, 1998). Un patrón de distribución de cargas inadecuadas podría ocasionar que los resultados de demanda obtenidos del análisis estén muy distantes de la demanda real a la cual estará sometida la estructura. Esta falencia del análisis estático no lineal es aún más notoria a medida que se analizan estructuras con periodo fundamental de vibración cada vez más largo o, dicho de otra forma, estructuras de elevada altura (Faramarz & Mehdi, 2010).

En la literatura académica se han hecho esfuerzos en estudiar este tema y a su vez buscar opciones metodológicas para que la aplicación de los procedimientos pushover sea mejor, teniendo en cuenta las falencias que tiene el procedimiento tradicional. Chopra & Goel, (2002) en el artículo; *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings* proponen un procedimiento basado en la teoría de dinámica de estructuras que retiene simplicidad conceptual y atractividad computacional de los procedimientos actuales que usan un patrón invariante de distribución cargas. En la investigación se demuestra que es posible obtener resultados aproximados de la respuesta no lineal dinámica de una estructura obtenida del riguroso análisis de respuesta tiempo-historia aplicando el análisis modal desacoplado de respuesta tiempo-historia (UMRHA), esta es la base para la aplicación del análisis pushover modal (MPA) que proponen.

En el artículo se propone el uso de tres patrones invariantes de distribución de carga correspondientes a la distribución de fuerzas de inercia de los tres primeros modos para llevar a cabo tres análisis del tipo estático no lineal. Posterior a eso, mediante la regla de combinación modal SRSS, se determina las demandas sísmicas totales de la edificación. Para la validación de este procedimiento, se utilizó una estructura 2D metálica de 9 niveles, cuyo sistema resistente a fuerzas laterales está conformado por pórticos perimetrales resistentes a momento. Para la comparación de resultados, se llevó a cabo el riguroso análisis de respuesta tiempo-historia, cuyos resultados de demanda fueron escogidos como benchmark. Además, también realizaron un análisis modal desacoplado de respuesta tiempo-historia no lineal y establecieron el desplazamiento de techo máximo de la historia de desplazamientos de cada modo, como el

desplazamiento objetivo para cada análisis pushover. Los resultados demostraron que el procedimiento MPA es lo suficientemente preciso como para la aplicación práctica en evaluación y diseño de edificios, sin embargo, se presentaron algunos errores considerables para estimar las rotaciones de rótulas plásticas producidas en la estructura, por lo que esta demanda debe ser estudiada con cuidado si se aplica este procedimiento. Dicha falencia fue superada en otra investigación realizada por Reyes y Chopra años después.

Por otro lado, Amini & Poursha (2017) proponen un procedimiento llamado *The single-run multi-mode pushover* (SMP) análisis, cuya formulación tiene como objetivo considerar el efecto de modos de vibración mayores para la estimación de la demanda sísmica de edificios de elevada altura. La principal simplificación de este procedimiento es que solo es necesaria una corrida (*single-run*) utilizando un solo patrón de distribución de cargas, el cual tiene en consideración los efectos de modos de vibraciones mayores. Dicho patrón es computado mediante la adición algebraica de los patrones correspondientes a los modos a considerar. Otra de las características importantes de este procedimiento, es que, para la adición algebraica de los patrones, se tiene en cuenta las características de la demanda usando la pseudo aceleración espectral (o espectro de diseño) así como también los ratios de masa efectiva de los modos, todo lo anterior para incorporar un mayor sentido en la adición de los patrones. Para propósito de comparación, se usó dos estructuras 2D metálicas de 15 y 20 niveles conformadas por pórticos especiales resistentes a momento. Los resultados fueron comparados con otros métodos propuestos por la literatura y principalmente con el análisis de respuesta tiempo-historia no lineal, el cual fue establecido como benchmark para la determinación de la precisión de los diferentes patrones de distribución de carga; es importante mencionar que el análisis de respuesta tiempo-historia también se utilizó para determinar el desplazamiento de techo objetivo para los análisis pushover. Los resultados demostraron que el procedimiento SMP puede estimar con una buena exactitud las demandas sísmicas de edificios altos.

Así mismo, Ahmed Najam et al. (2018) plantearon un procedimiento que resulta de una simplificación del procedimiento original MPA. La formulación está basada en las mismas asunciones dadas para el desarrollo del procedimiento UMRHA, el cual postula que es posible obtener resultados razonablemente exactos mediante la aplicación de un procedimiento muy parecido al análisis modal clásico, a diferencia que este considera una relación fuerza-desplazamiento no lineal. La esencia del procedimiento propuesto en la investigación, es la misma que el planteamiento *displacement modification* descrito en el ASCE/SEI, el cual afirma que se puede estimar el máximo desplazamiento de techo de una estructura mediante la multiplicación del desplazamiento elástico por factores de modificación. Los autores mencionan que diferentes investigaciones concluyen que los modos de vibración llegan a diferentes niveles de no-linealidad, afirmación que es la idea principal para el desarrollo del SMPA. En pocas palabras, el procedimiento consiste en obtener el desplazamiento de techo objetivo mediante el planteamiento *displacement modification* para posteriormente llevar a cabo un análisis estático no lineal para cada modo significativo y finalmente obtener las demandas sísmicas empleando la regla de combinación modal SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*). Los autores se apoyaron en algunas investigaciones para determinar los factores de modificación para convertir el valor pico de desplazamiento de techo elástico a inelástico y así tener el desplazamiento de techo objetivo para cada modo de vibración. Los autores usaron estructuras de 20, 33 y 44 niveles para estudiar la exactitud del método propuesto. Al realizar las comparaciones respectivas con los procedimientos UMRHA y NLRHA (análisis no lineal de historia de respuesta) los autores concluyeron que el método propuesto en la investigación

brinda resultados razonablemente precisos tanto con respecto a los aportes modales como también a nivel global (contribuciones modales combinadas).

Dado ese contexto, se estudiaron las demandas sísmicas obtenidas de análisis estático no lineal, empleando diferentes patrones básicos de distribución de carga para observar su capacidad de brindar resultados adecuados a diferentes intensidades sísmicas y aplicadas a estructuras de diferente altura. Se llevó a cabo análisis tiempo-historia no lineal con la finalidad de establecer los resultados de dichos análisis como benchmark. Como resultado final, se tiene una detallada comparación de las demandas estructurales sísmicas más importantes (derivadas, curvaturas) obtenidas de los diferentes análisis.

## 2. Metodología

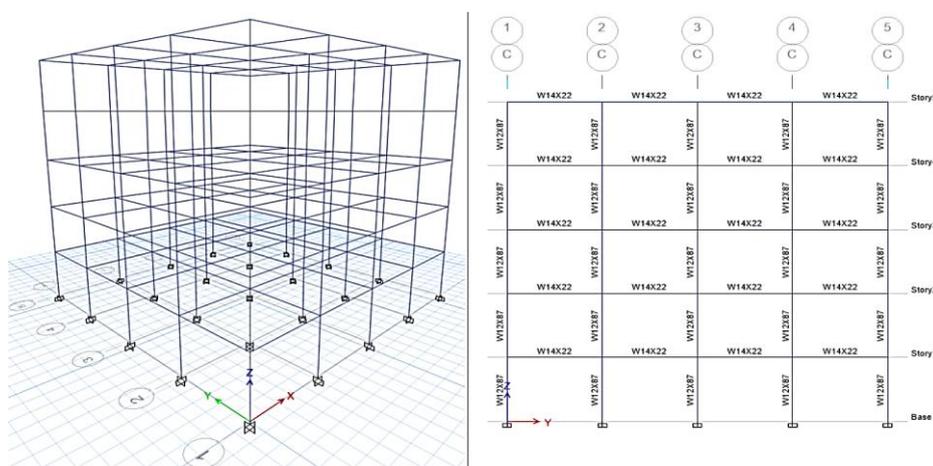
### 2.1. Estructuras de estudio

Se emplearon dos estructuras metálicas regulares de 5 y 10 niveles. Ambas estructuras son propuestas con fines prácticos cumpliendo los requisitos mínimos de la norma E.090, ANSI/AISC 341-10; la estructura de 5 niveles es considerada IMF (*intermediate moment frames*) y la de 10 niveles es considerada SMF (*special moment frames*) según la clasificación del ANSI/AISC 341-10. Las estructuras son regulares en planta y elevación. Las luces son de 4 m en las dos direcciones y las todas las alturas de entre piso son de 3 m para ambas estructuras. El material de las estructuras es acero estructural ASTM A36. La demanda sísmica empleada para el diseño fue la especificada por la norma E030, considerando la costa peruana como ubicación geográfica de ambas estructuras. (AISC 341, 2010; RNE, 2006, 2019)

Por tratarse de una estructura regular, el estudio se abocará al pórtico C de manera bidimensional. En la Figura 1 se muestra la geometría, así como las secciones de los elementos de la estructura de 5 niveles y la Figura 2 de la estructura de 10 niveles.

Figura 1

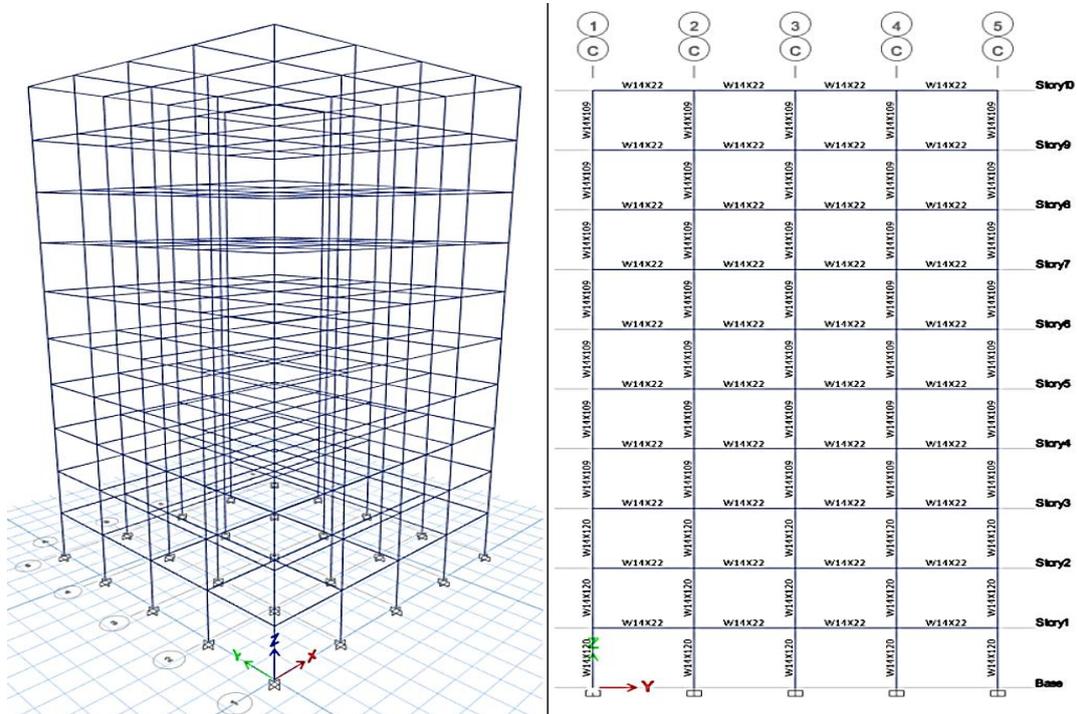
Vista en 3D de estructura propuesta (5 niveles) y vista en elevación del pórtico elegido (C) para el análisis de las estructuras



Nota. Elaborada y extraída de ETABS.

Figura 2

Vista en 3D de estructura propuesta (10 niveles) y vista en elevación del pórtico elegido (C) para el análisis de las estructuras



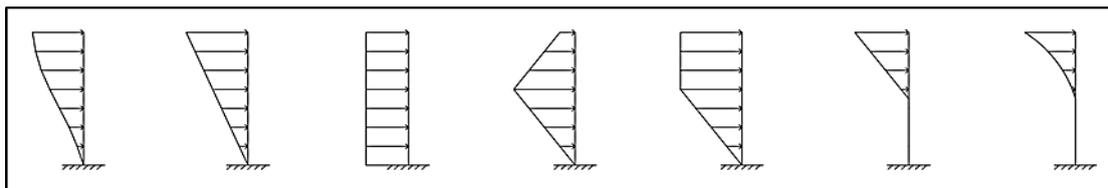
Nota. Elaborada y extraída de ETABS.

## 2.2. Patrones básicos de distribución de cargas

Se propusieron los siguientes patrones de distribución de cargas dentro de los cuales se encuentran: el primer modo de vibración, triangular, uniforme, doble triangular, triangular-uniforme, triangular a mitad superior y parabólica a mitad superior. Son estos elementos los que harán la diferencia entre los análisis de tipo estático no lineal. La propuesta de dichos patrones apunta a cubrir una gama de patrones de distribución simples y así verificar si alguno, con su respectiva simplicidad, estima adecuadamente las demandas, respecto a las obtenidas por el análisis no lineal tiempo-historia. En la Figura 3 se puede observar la forma de los patrones.

Figura 3

Patrones de distribución de carga



## 2.3. Demanda sísmica

La demanda sísmica establecida en este estudio se representó considerando 4 eventos sísmicos en el territorio peruano; esto con el fin de representar el ambiente tectónico de subducción

que tiene la zona oriente de Sudamérica. En cuanto a los registros sísmicos, se consideraron ambas direcciones horizontales y se los escaló para alcanzar ciertos picos de aceleración con el fin de manejar diferentes intensidades. Cabe resaltar que estas intensidades son propuestas sin estar acordes a algún código.

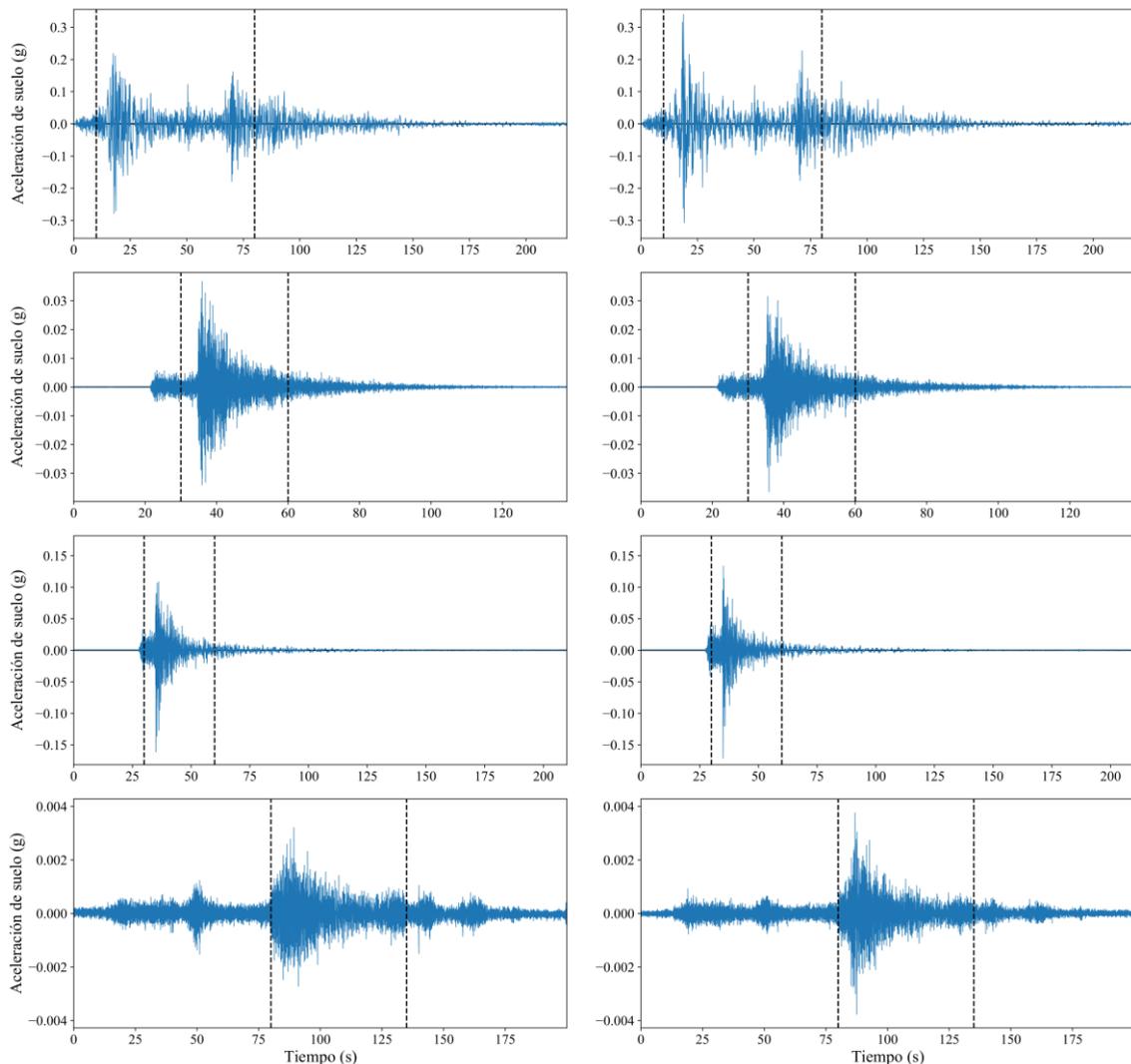
Registros sísmicos empleados fueron: Ica 2007 (7 ML), estación ICA002; Lima 2018 (5,1 ML), estación: ANCON; Piura 2021 (6,1 ML), estación SCTRU; Tacna (6,9 ML), estación CREY.

Escalas propuestas: Leve (PGA = 0,2 g); Moderado (PGA = 0,45 g); Severo (PGA = 0,7 g) y Crítico (PGA = 0,95 g).

En la Figura 4 se puede observar los registros que se emplearon para el estudio y los respectivos tramos considerados para eficiencia del análisis.

**Figura 4**

*Registros de aceleraciones de los sismos*



*Nota.* Registros de ambas direcciones horizontales; Ica 2007, Lima 2018, Piura 2021 y Tacna 2022 (de arriba hacia abajo).

Con estos registros sísmicos se pretende ver el comportamiento de las estructuras propuestas cuando incursionan en el rango inelástico bajo acción sísmica de tipo subducción en Sudamérica.

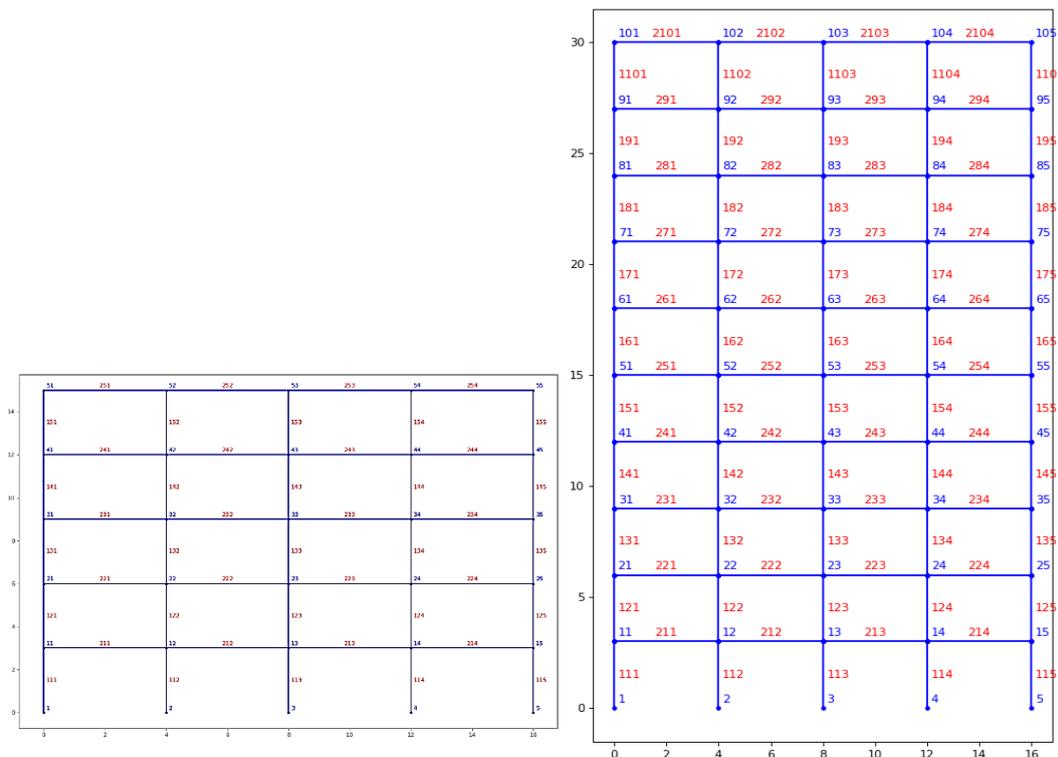
## 2.4. Modelamiento

El modelamiento estructural y los diferentes análisis fueron llevados a cabo en el software de código abierto *OpenSees* (Mckenna et al., 2010; Mazzoni et al., 2006) el cual fue escogido por el alto potencial de cálculo que tiene en el rango no lineal; es importante mencionar que este software es usado alrededor del mundo para diferentes propósitos y, al ser un programa de código abierto, tiene importantes y valiosos aportes de muchos investigadores alrededor del mundo. Por preferencia se optó por usar el software en su versión Py (Zhu et al., 2018) con Python como lenguaje de programación interprete, por la gran ventaja que presenta esta opción para presentación y visualización de resultados.

Se modeló las estructuras como estructuras planas (2 dimensiones) dado que son totalmente regulares. La geometría del modelo está basada en las dimensiones del centro-línea de los elementos, es decir, el modelo solo contempla elementos línea que representen las vigas y columnas de centro-línea a centro-línea. En cuanto a las uniones entre elementos, se considera que es rígida, no permitiéndose desplazamientos ni rotaciones relativas. Se consideró empotramiento perfecto en todos los apoyos de la base. En la Figura 5 se puede observar el modelo de ambas estructuras.

Figura 5

Modelos estructurales en dos dimensiones construidos en *OpenSees*

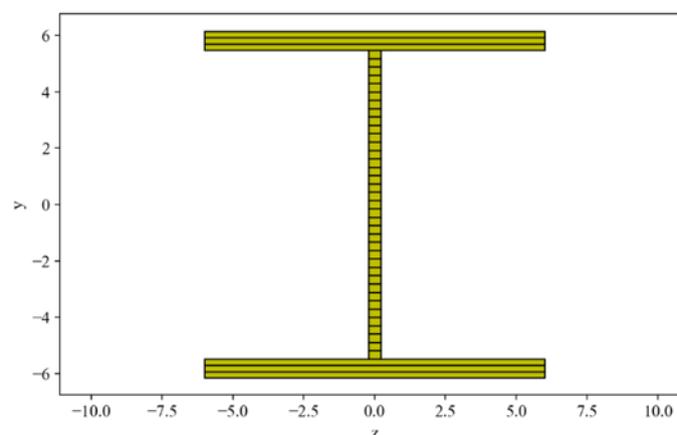


Nota. Estructura de 5 niveles (izquierda), estructura de 10 niveles (derecha). Elaborada y extraída de *OpenSeesPy*.

Como se observa en la Figura 5, los únicos elementos que conforman el modelo estructural son las columnas y las vigas, los cuales fueron modelados como elementos basados en fuerza (*element\_forceBeam Column*) cuyo comportamiento se rige por una sección de fibras (*section\_fiber*), tal como se observa en la Figura 6, capaz de capturar la interacción de carga axial y flexión; las deformaciones por cortante son despreciadas por tratarse de elementos bastante esbeltos. Además, esta formulación permite el modelamiento de plasticidad distribuida en el elemento (Scott & Fenves, 2006), buscando el equilibrio de fuerzas y energía a lo largo del elemento. Las hipótesis básicas más importantes son que las secciones permanecen planas y que la deformación y esfuerzo es constante en toda la fibra.

Figura 6

Sección de fibras para elementos basados en fuerza



Nota. Fuente: Elaborada y extraída de OpenSeesPy.

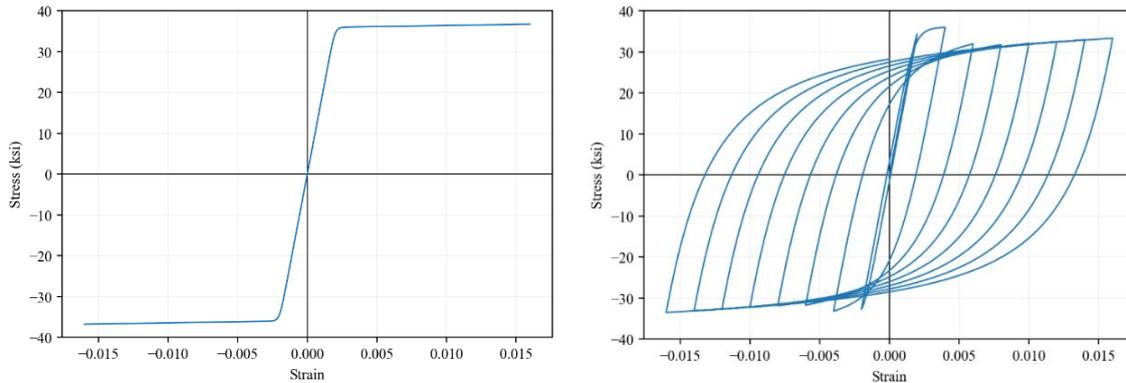
El material empleado para la simulación fue el modelo *Steel02* disponible en *OpenSees*, el cual considera un límite lineal y una zona plástica. El modelo también captura los efectos de histéresis en el material, lo cual es muy importante en análisis que presenten carga y descarga, como los análisis no-lineal tiempo-historia. Esta es la ley constitutiva que gobierna la relación esfuerzo-deformación de cada fibra de las secciones. La Figura 7 demuestra el comportamiento del material empleado.

La masa sísmica considerada para los análisis fue  $4814,73 \text{ kgf s}^2\text{m}^{-1}$  para los niveles típicos y  $4716,99 \text{ kgf s}^2\text{m}^{-1}$  para el último nivel en el caso de la estructura de 5 niveles, mientras que para la estructura de 10 niveles se consideró una masa de  $4891,32 \text{ kgf s}^2\text{m}^{-1}$  para los primeros 3 niveles, de  $4865 \text{ kgf s}^2\text{m}^{-1}$  para los niveles 4 al 9, y  $4742 \text{ kgf s}^2\text{m}^{-1}$  para el último nivel.

Se definió la matriz de amortiguamiento adoptando el modelo de *Rayleigh* con fracción de amortiguamiento crítico de 5 % para el primer y tercer modo de vibración, valores que han sido empleados en diferentes investigaciones (eg. Amini & Poursha, 2017; Poursha et al., 2009).

Figura 7

Modelo de acero estructural ASTM A36; comportamiento monótonico (izquierda), comportamiento histérico (derecha)



Nota. Elaborada y extraída de OpenSeesPy.

Se consideró la no linealidad geométrica proveniente del efecto  $P-\Delta$  generado por el desplazamiento transversal que experimentan las columnas. Esto se logró especificando dicha formulación (`geomTransf_PDdelta`) en todas las columnas (Hajjar & Denavit, 2013). Con esto, se tiene un modelo capaz de capturar las dos fuentes más comunes de no linealidad: no linealidad del material y la geométrica (Scott & Jafari Azad, 2017).

## 2.5. Análisis no lineal tiempo-historia

Se llevó a cabo varios análisis no lineales tiempo-historia empleando los registros ya indicados escalados a las 4 intensidades sísmicas establecidas. Se obtuvieron los valores máximos de las demandas sísmicas, tales como deriva de entre piso y curvatura de sección, y las medias fueron definidas como benchmark para la comparación final. También se determinó el desplazamiento de techo máximo para cada caso, el cual fue establecido como desplazamiento objetivo para los análisis pushover (ASCE/SEI, 2017) con los diferentes patrones básicos de distribución de carga propuestos. Se llevaron a cabo dichos análisis con las cargas gravitacionales ya aplicadas. Esto se realizó para ambas estructuras.

## 2.6. Análisis estático no lineal

Se llevó a cabo un análisis estático no lineal empleando cada patrón de distribución de carga presentado empujando a la estructura hasta que el techo alcanza el desplazamiento objetivo indicado en la sección anterior. Se determinan las derivas de entre piso y las curvaturas de sección. Ambos procedimientos se realizan para todas las intensidades previamente definidas. Al igual que en los análisis previos, se hizo los análisis pushover con las cargas gravitacionales aplicadas.

# 3. Resultados

Se llevó a cabo todos los análisis respectivos y, como se indicó previamente, la media de los resultados de los análisis no lineal tiempo-historia fueron definidos como benchmark y se realizaron las comparaciones de las derivas de entre piso y de las curvaturas de la columna

central y de las vigas vecinas a esta. A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los diferentes análisis.

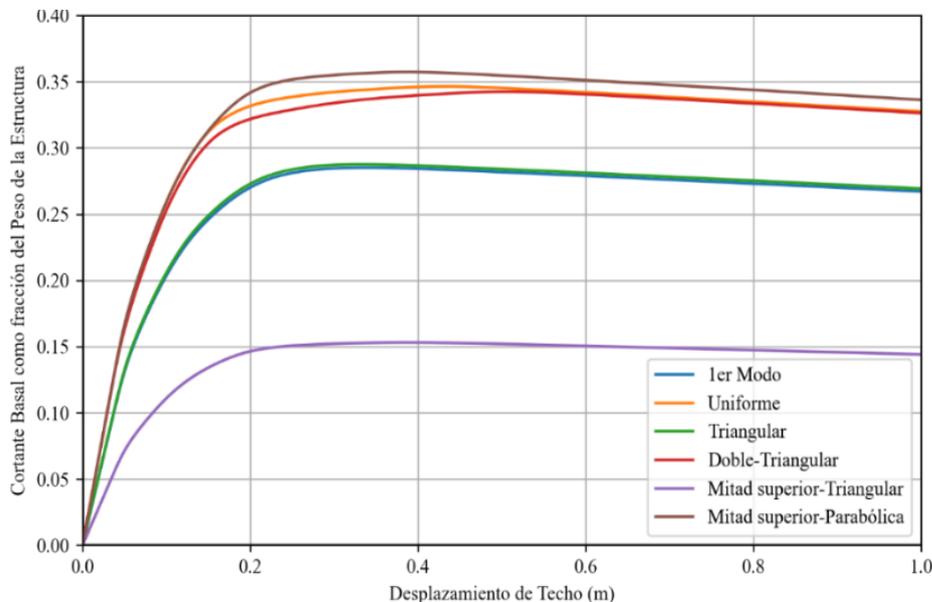
## 2.1. Resultados de la estructura de 5 niveles

### Curva Pushover

Se llevó a la estructura hasta un desplazamiento de techo de 1 metro con los diferentes patrones de distribución de carga. Como se observa en la Figura 8, así como algunos patrones brindan resultados parecidos, existen también diferencias importantes en la fuerza que requieren para deformar a la estructura de tal manera que el techo alcance un desplazamiento determinado.

**Figura 8**

*Curvas de capacidad para diferentes patrones de distribución de carga para la estructura de 5 niveles*



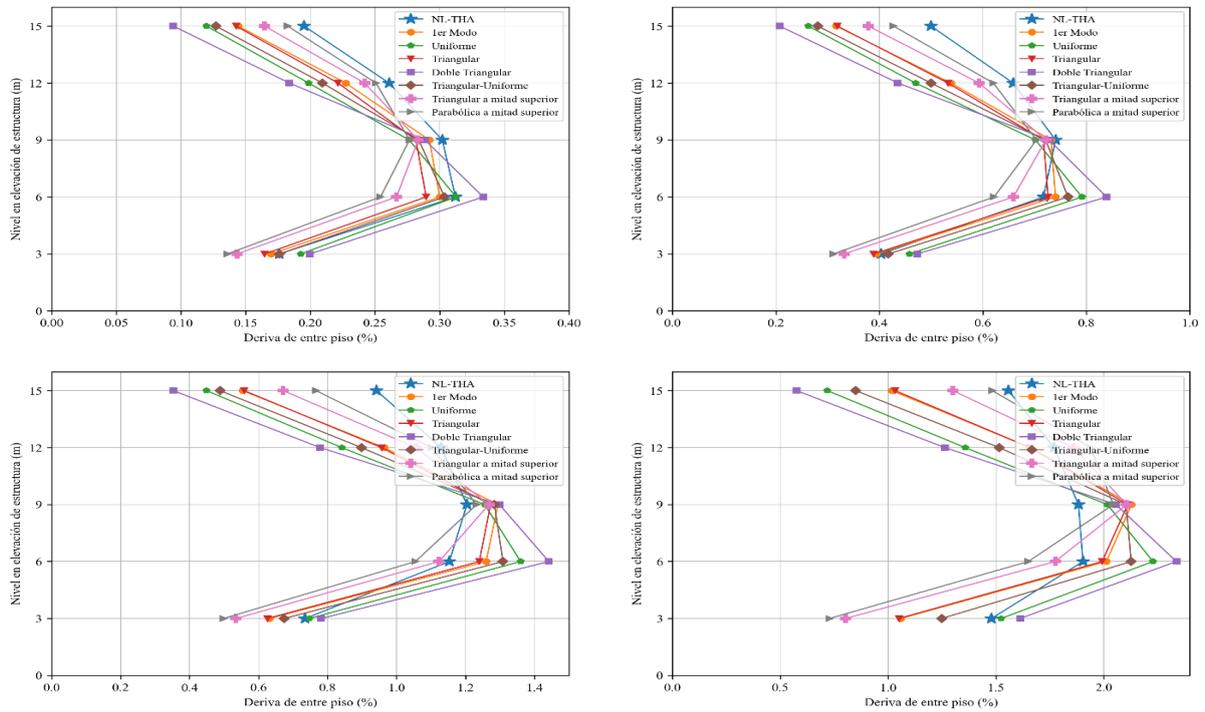
Se llevó a la estructura hasta un desplazamiento de techo de 1 metro con los diferentes patrones de distribución de carga. Como se observa en la Figura 7, así como algunos patrones brindan resultados parecidos, existen también diferencias importantes en la fuerza que requieren para deformar a la estructura de tal manera que el techo alcance un desplazamiento determinado.

### Deriva de entre piso

Esta es quizás la demanda más simple, pero valiosa, que brinda información de comprensión directa y de fácil interpretación.

Figura 9

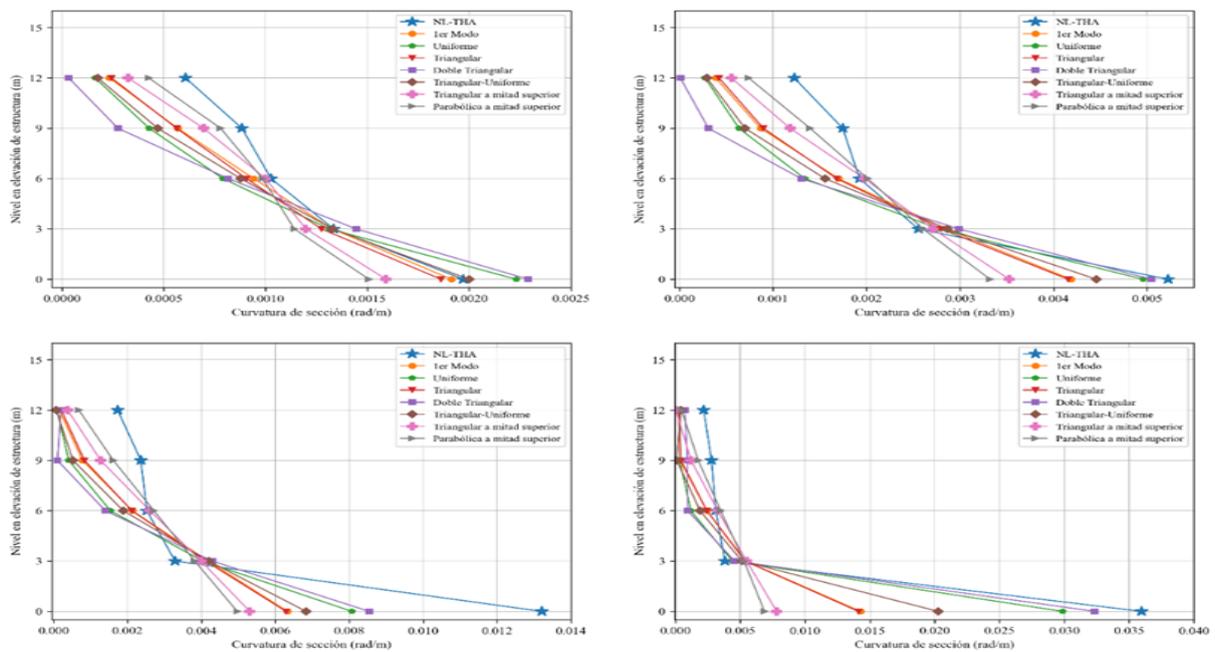
Derivas de entre piso



Nota. Para intensidad leve (superior-izquierda), moderada (superior-derecha), severa (inferior-izquierda) y crítica (inferior-derecha) de la estructura de 5 niveles.

Figura 10

Curvatura de sección en la base de las columnas centrales



Nota. Para intensidad leve (superior-izquierda), moderada (superior-derecha), severa (inferior-izquierda) y crítica (inferior-derecha) de la estructura de 5 niveles.

De todos los análisis no lineal tiempo-historia se determinó el desplazamiento de techo máximo promedio para cada intensidad ya especificada, así como la deriva de entre piso máxima promedio para cada nivel.

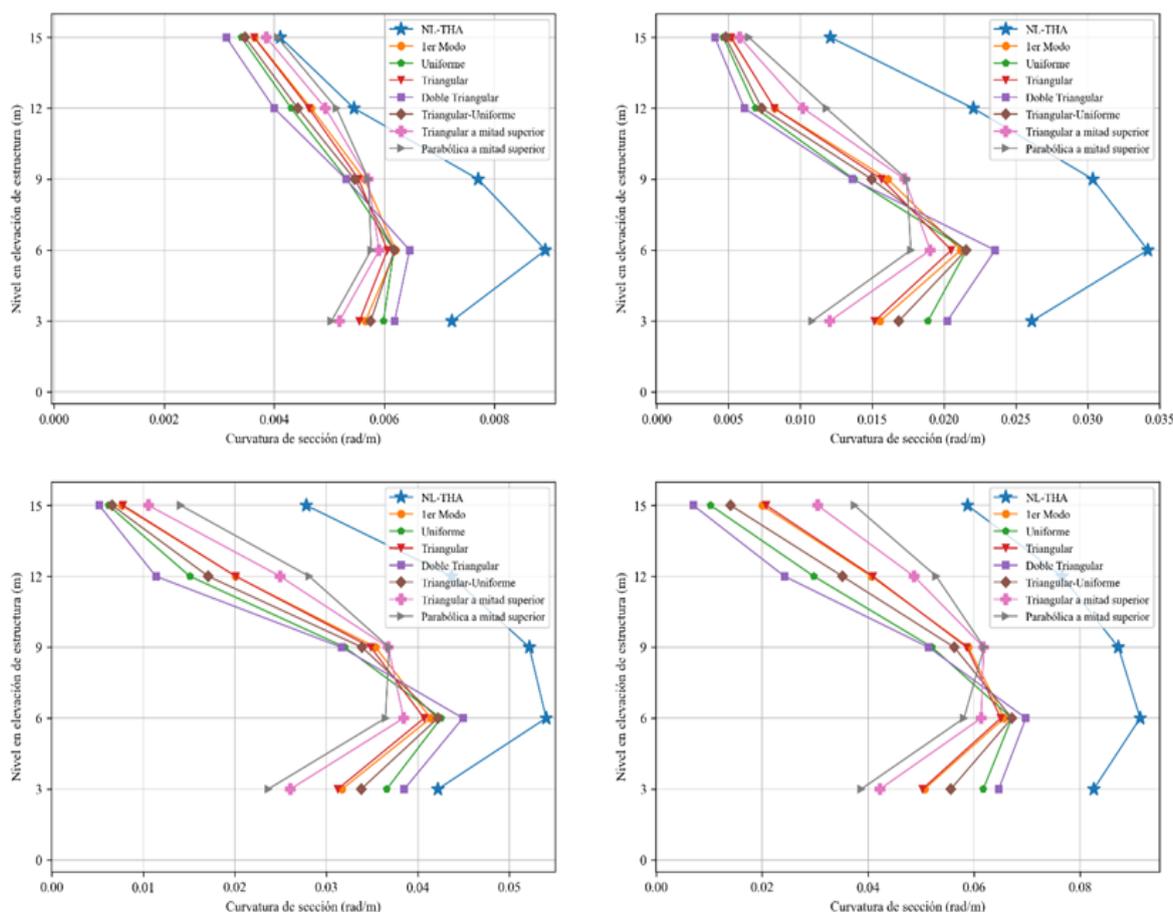
Para la comparación de las derivas con los diferentes resultados del análisis pushover se consideró las derivas de entre piso en el paso en el que el techo alcanzó el desplazamiento de techo máximo promedio obtenido del análisis no lineal tiempo-historia. En la Figura 9 se presentan los resultados.

### Curvatura de Sección

Otra demanda sísmica de interés en este estudio son las curvaturas. Para ello se presenta las curvaturas de sección en la base de las columnas centrales y en la cara viga-columna central de las vigas en todos los niveles. La Figura 10 muestra las curvaturas de la base de las columnas centrales y en la Figura 11 las curvaturas de vigas de cara a las columnas centrales.

Figura 11

#### Curvatura de sección en las vigas centrales



Nota. Para intensidad leve (superior-izquierda), moderada (superior-derecha), severa (inferior-izquierda) y crítica (inferior-derecha) de la estructura de 5 niveles.

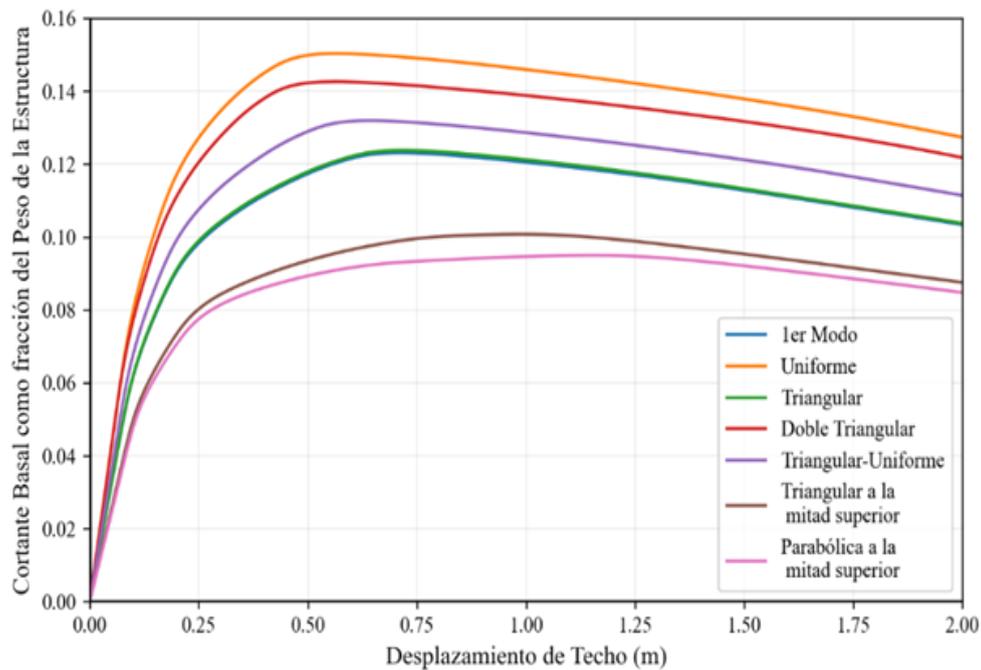
## 2.2. Resultados de la estructura de 10 niveles

### Curva Pushover

Se llevó a la estructura hasta un desplazamiento de techo de 2 m. Al igual que la estructura anterior, en la Figura 12 se puede apreciar cómo cambia la fuerza necesaria para empujar el último techo para cada patrón de distribución de carga.

Figura 12

Curvas de capacidad para diferentes patrones de distribución de carga para la estructura de 10 niveles



### Deriva de entre piso

Se presenta a continuación, en la Figura 13, los resultados de deriva de entre piso obtenidos en los análisis no lineales tiempo-historia y los obtenidos con cada patrón de distribución.

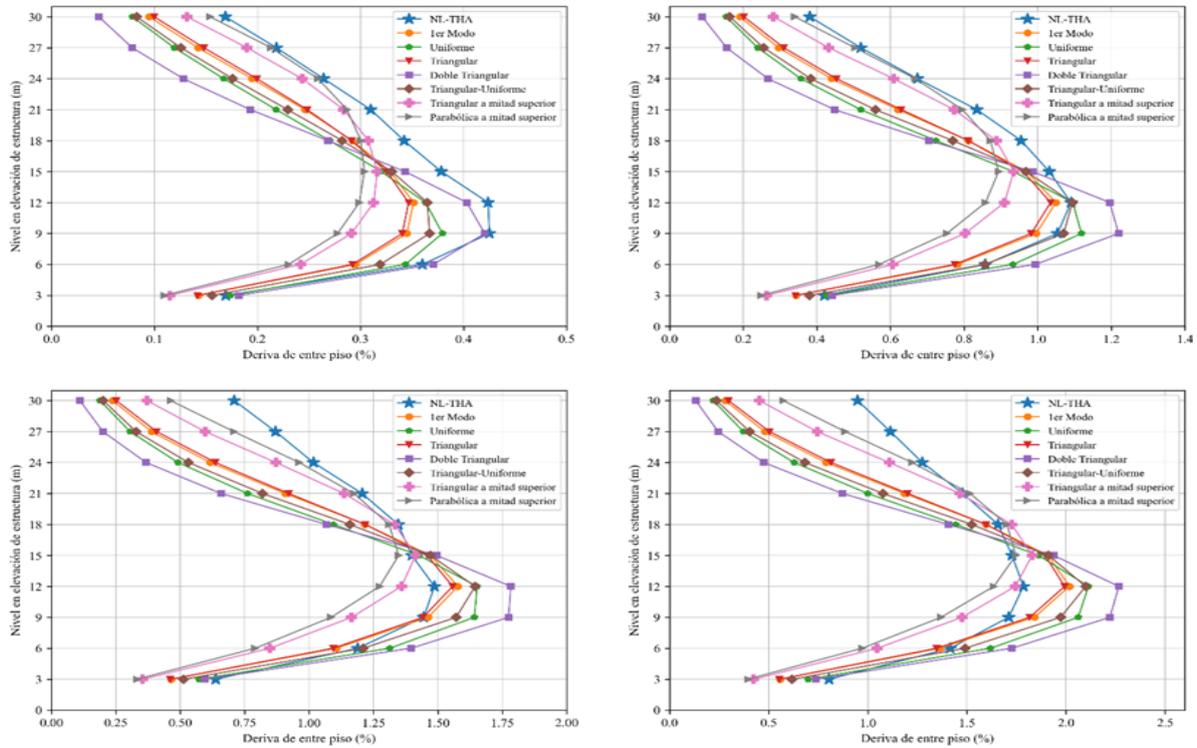
### Curvatura de sección

De igual manera se presenta el resultado de la curvatura de sección para la base de la columna central en la Figura 14 y de la viga central en la figura 15 para todos los patrones empleados y el promedio de los resultados de los análisis no lineal tiempo-historia.

En cuanto a las curvaturas de sección, los resultados no son útiles para comprender lo difícil que puede ser reproducir un fenómeno de naturaleza dinámica mediante un análisis estático. Se puede observar en la Figura 16 lo comentado en este párrafo.

Figura 13

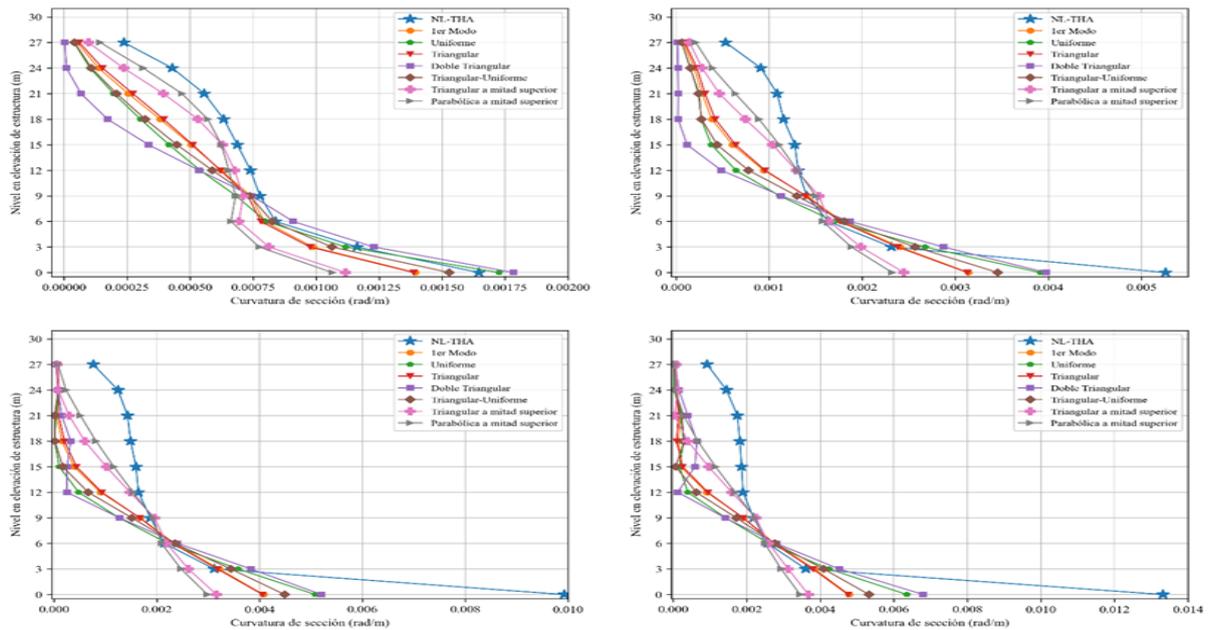
Derivas de entre piso



Nota. Para intensidad leve (superior-izquierda), moderada (superior-derecha), severa (inferior-izquierda) y crítica (inferior-derecha) de la estructura de 10 niveles.

Figura 14

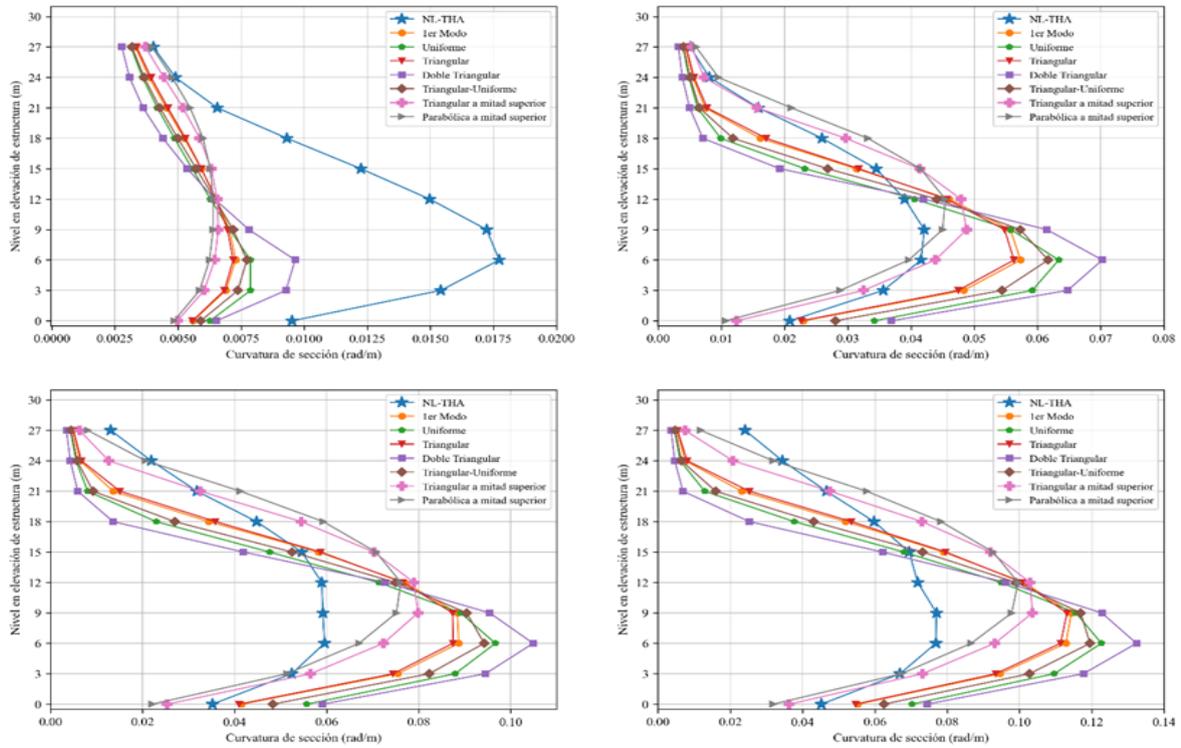
Curvatura de sección en la base de las columnas centrales



Nota. Para intensidad leve (superior-izquierda), moderada (superior-derecha), severa (inferior-izquierda) y crítica (inferior-derecha) de la estructura de 10 niveles.

Figura 15

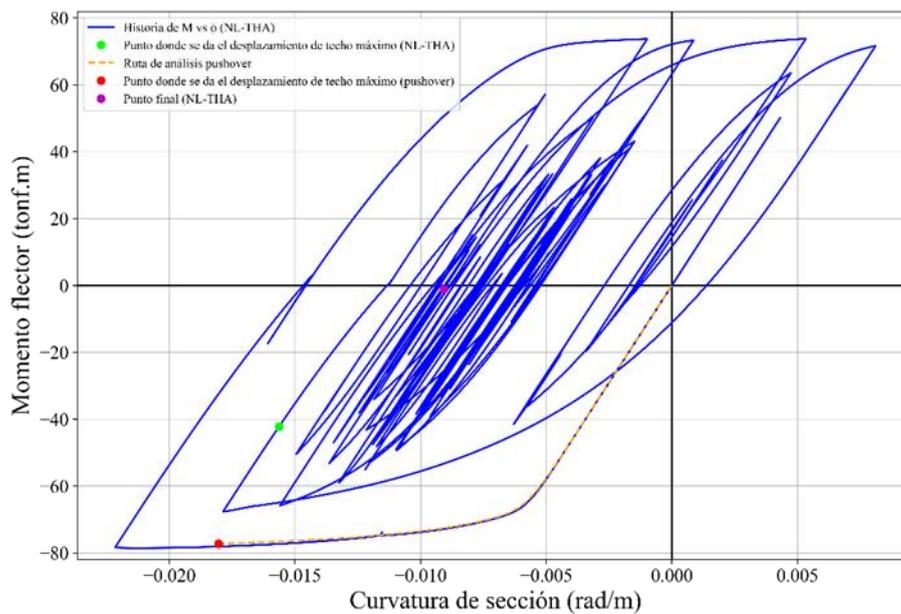
Curvatura de sección en las vigas centrales



Nota. Para intensidad leve (superior-derecha), moderada (superior-derecha), severa (inferior-izquierda) y crítica (inferior-derecha) de la estructura de 10 niveles.

Figura 16

Gráfica de Momento-Curvatura obtenido de diferentes análisis empleando la señal Ica 2007 escalada a intensidad crítico (PGA = 0,95 g)



## 4. Discusión

### 4.1 Estructura de 5 niveles

En cuanto a las derivas de entre piso obtenidas, se observa, en la Figura 9, que los valores obtenidos por el análisis no lineal tiempo-historia es alcanzado adecuadamente por los patrones primer Modo y Triangular-Uniforme en los primeros 2 niveles en intensidades leve y moderada, mientras que en los niveles superiores los resultados de análisis tiempo-historia salen ligeramente mayor que los que brindan los patrones de distribución en estas dos intensidades. Esto sucede debido a la predominancia del primer modo de vibración, dado que la estructura no ha incurrido mucho en el rango no lineal, permite obtener estimaciones aceptables para las derivas empleando los patrones mencionados. Para las demás intensidades, las respuestas son sobreestimadas en los primeros tres niveles y en los últimos niveles subestimados; esto guarda relación con estudios previos (Ahmed Najam et al., 2018; Amini & Poursha, 2017), los cuales obtuvieron una tendencia similar con los patrones tradicionales. También es importante mencionar que la sobre estimación de las derivas en los primeros niveles se explica por la formación de rótulas en dichos niveles, lo que genera desplazamientos grandes en el techo del último nivel, concentrando deformaciones de entre piso en los primeros niveles. El patrón con mejor estimación para los dos últimos niveles para intensidad crítica fue el Triangular a mitad superior Parabólico a mitad superior.

Ahora bien, respecto a las curvaturas de sección, para el caso de la columna central, se observa en la Figura 10 que las estimaciones de los patrones son buenas, generalmente hablando; de todas maneras, se resalta que se subestima un poco esta demanda en los últimos dos niveles. Algo interesante de notar, es que esta demanda en el primer piso va alcanzando valores notoriamente mayores que algunas de las demandas calculadas empleando análisis pushover. El error en porcentaje respecto a la respuesta real es considerable, pero esto es porque las curvaturas alcanzan valores muy aleatorios dependiendo de la señal sísmica a la que se someta la estructura, tal como se explicó en la Figura 16. La falta de precisión de para estimar esta demanda también se vio expuesta en la investigación hecha por (Chopra & Goel, 2002).

Por otro lado, en la Figura 11 se contempla que para las curvaturas de las vigas centrales se tiene una subestimación en todos los casos considerados. Ninguno de los patrones de distribución es capaz de superar las demandas benchmark en ningún nivel y bajo ninguna intensidad. Los mejores resultados son alcanzados por los patrones Triangular a mitad superior y Parabólico a mitad superior en los dos últimos niveles de intensidad leve. La falta de una precisión general en los patrones se explicó en el párrafo anterior.

### 4.2. Estructura de 10 niveles

En lo obtenido respecto a las derivas de entre piso, se observa en la Figura 13 que el patrón con demandas más próximas a las obtenidas por el análisis tiempo-historia es el Doble Triangular para los 5 primeros niveles y los Parabólicos a mitad superior y Triangular a mitad superior para los 5 últimos niveles bajo la intensidad Leve; el hecho de que el patrón del primer modo de vibración no se mencione debe estar relacionado con que en las estructuras altas la

contribución de modos superiores se hace presente. Para las demás intensidades, las derivas de los primeros 5 niveles son mejor estimadas por los patrones Triangular, Uniforme, Uniforme, Triangular y primer Modo de manera general. Conforme la intensidad va en aumento, los patrones Parabólico a mitad superior y Triangular a mitad superior siguen siendo los que mejores estimaciones de derivas en los últimos niveles brindan, sin embargo, la precisión va disminuyendo subestimando las demandas; esto sucede por el aumento en la participación de los modos superiores a la respuesta de desplazamiento dado que ya existen rótulas en la estructura y las propiedades dinámicas cambian; como indican otras investigaciones (Chopra & Goel, 2002; Jalilkhani et al., 2020), mientras más alta sea una estructura, el efecto de la participación de modos superiores, incluso sin incursionar mucho en el rango no lineal, es mayor. En ese sentido, numerosas investigaciones han hecho esfuerzos en buscar introducir la participación de modos superiores en los análisis pushover (Chopra & Goel, 2004; Jalilkhani et al., 2020; Kalkan & Kunnath, 2004b; Shakeri & Mohebbi, 2010; Sullivan et al., 2021); a diferencia de los estudios anteriores, en la presente investigación se estudió las demandas obtenidas con algunos patrones de distribución básicos propuestos por los autores en búsqueda de hallazgos nuevos con una metodología no complicada.

Por otro lado, en cuanto a las curvaturas de sección de la columna central, se contempla en la Figura 14 que, al igual que en la estructura de 5 niveles, se obtienen demandas buenas de manera general, pero hay grandes diferencias en la curvatura en la base, con excepción de la intensidad Leve.

Finalmente, de los resultados de las curvaturas de sección de las vigas centrales mostrados en la Figura 15 se puede mencionar que, de manera resaltante, todos los patrones subestiman en gran manera las curvaturas en casi todos los niveles. Para las demás intensidades, todos los patrones, con excepción del Triangular a mitad superior y del Parabólico a mitad superior, sobreestiman esta demanda considerablemente en los 5 primeros niveles; en el sexto nivel estos patrones alcanzan una mejor estimación. Para el nivel séptimo en adelante, los patrones Triangular a mitad superior y Parabólico a mitad superior son los que estiman mejor las curvaturas. Ya se hizo más comentarios respecto a esta demanda en la sección de la estructura de 5 niveles.

Este estudio investigó opciones prácticas y sencillas en cuanto a los patrones de distribución de carga y a su vez empleó modelos numéricos capaces de representar el comportamiento no lineal de estructuras. Algo que podría ser una ampliación al alcance es el modelamiento en tres dimensiones, lo que cubriría de manera más compleja el fenómeno en estudio. Por otro lado, de los patrones propuestos, se resalta que el Triangular a mitad superior y Parabólico a mitad superior fueron los que obtuvieron mejores estimaciones de derivas en los últimos niveles, por lo tanto, se podría seguir estudiando dichos patrones o proponer parecidos. También se menciona que se podría plantear alguna combinación entre las derivas obtenidas de diferentes patrones.

## 5. Conclusiones

Es posible obtener demandas sísmicas adecuadas empleando varios patrones básicos de

distribución de carga, teniendo en cuenta la precisión y la aplicación de los mismos mostrada en este estudio. Se observó que bajo ciertas intensidades hay algunos patrones de distribución de carga que permiten obtener mejores estimaciones de las cantidades de demanda para ciertos niveles (e.g. niveles inferiores) que las cantidades obtenidas por otros patrones. No obstante, esta situación se revierte para el otro grupo de niveles (e.g. niveles superiores).

Las mayores diferencias se encuentran en la estimación de las curvaturas de sección, sin embargo, teniendo en cuenta que estas cantidades siempre tienen valores de orden muy pequeño y que siempre se maneja un margen de seguridad, se puede considerar estas estimaciones como buenas aproximaciones.

Lo más resaltante encontrado en el estudio es como los métodos más empleados pueden brindar buenas aproximaciones o también muy malas dependiendo lo que se esté analizando. No está mal optar por procedimientos simplificados que se tiene a disposición para análisis y diseño siempre y cuando se mantenga una visión crítica de lo que se realiza y obtiene de estos procedimientos.

## 6. Referencias Bibliográficas

- Ahmed Najam, F., Warnitchai, P., Mehmood, T., & Irshad Qureshi, M. (2018). A Simplified Modal Pushover Analysis Procedure based on Displacement Modification Approach.
- AISC 341. (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- Amini, M. A., & Poursha, M. (2017). A Single-Run Multi-Mode Pushover Analysis for Seismic Evaluation of Tall Buildings. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017.
- ASCE/SEI. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8), 903–927. <https://doi.org/10.1002/eqe.380>
- Faramarz, K., & Mehdi, K. (2010). Evaluation of Proposed Lateral Load Pattern for Estimating Seismic Demands on RC-Tall Buildings with Shear Walls in Pushover Analysis. *Advances in Structural Engineering*, Vol. 14, 1017–1029.
- Hajjar, J. F., & Denavit, M. D. (2013). Description of Geometric Nonlinearity for Beam-Column Analysis in OpenSEES.
- Jalilkhani, M., Ghasemi, S. H., & Danesh, M. (2020). A multi-mode adaptive pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames. *Engineering Structures*, 213. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110528>
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2004a). Lateral load distribution in nonlinear static procedures for seismic design. ASCE, Structures.

- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2004b). Method of modal combinations for pushover analysis of buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering, 13(2713).
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons analysis of seismic evaluation. In *Engineering Structures* (Vol. 20).
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., & Lii, A. (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) OpenSees Command Language Manual.
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *Journal of computing in civil engineering*, 95–107. <https://doi.org/10.1061/ASCECP.1943-5487.0000002>
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59–74.
- Poursha, M., Khoshnoudian, F., & Moghadam, A. S. (2009). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*, 31(2), 591–599. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.10.009>
- RNE. (2006). Norma Técnica E.090 Estructuras Metálicas. [www.construccion.org](http://www.construccion.org)
- RNE. (2019). Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente. [https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf)
- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132, 244–252. <https://doi.org/10.1061/ASCE0733-94452006132:2244>
- Scott, M. H., & Jafari Azad, V. (2017). Response sensitivity of material and geometric nonlinear force-based Timoshenko frame elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 111(5), 474–492. <https://doi.org/10.1002/nme.5479>
- Shakeri, K., & Mohebbi, M. (2010). Optimal Combination for Modal Pushover Analysis by Using Genetic Algorithm. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Computer and Information Engineering*, 4(1), 45–51.
- Sullivan, T. J., Saborio-Romano, D., O'Reilly, G. J., Welch, D. P., & Landi, L. (2021). Simplified Pushover Analysis of Moment Resisting Frame Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(4), 621–648. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1528911>
- Tso, W. K., & Moghadam, A. S. (1998). Pushover procedure for seismic analysis of buildings. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1(3), 337–344.
- Zhu, M., McKenna, F., & Scott, M. H. (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX*, 7, 6–11. <https://doi.org/10.1016/j.softx.2017.10.009>