



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON
PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO (SMF) UTILIZANDO
OPENSEES Y CEINCI-LAB**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: Gregorio Jesús Maza Díaz
TUTOR: David Patricio Guerrero Cuasapaz

Quito – Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Gregorio Jesús Maza Díaz con documento de identificación N° 1105016735 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 8 de febrero del 2022

Atentamente,



Gregorio Jesús Maza Díaz

1105016735

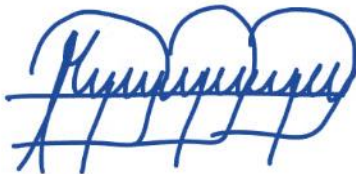
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Gregorio Jesús Maza Díaz con documento de identificación N° 1105016735, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Artículo Académico: “Análisis no lineal de estructuras regulares de acero con pórticos resistentes a momento (SMF) utilizando OpenSees y CEINCI-LAB”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 8 de febrero del 2022

Atentamente,



Gregorio Jesús Maza Díaz

1105016735

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, David Patricio Guerrero Cuasapaz con documento de identificación N° 1715215974, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (SMF) UTILIZANDO OPENSEES Y CEINCI-LAB, realizado por Gregorio Jesús Maza Díaz con documento de identificación N° 1105016735, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 8 de febrero del 2022

Atentamente,



Ing. David Patricio Guerrero Cuasapaz, Msc

1715215974

ÍNDICE

Resumen	1
1. Introducción	2
2. Materiales y Métodos	2
2.1. Características de los modelos	3
2.1.1. <i>Pórticos especiales resistentes a momento (SMF). Elementos estructurales (vigas y columnas)</i>	3
2.2. Análisis estático lineal.....	4
2.3. Análisis estático no lineal o Pushover.....	4
2.3.1. <i>Constitutivas que utilizó OpenSees.</i>	4
2.3.2. <i>Metodología utilizada en CEINCI-LAB y OpenSees</i>	5
2.4. Evaluación del desempeño de las estructuras	8
2.4.1. <i>Método del espectro de capacidad para obtener el punto de desempeño.</i>	8
2.4.2. <i>Niveles de desempeño</i>	9
3.Resultados y Discusión	10
3.1. Análisis estático lineal.....	11
3.2. Análisis estático no lineal.....	13
3.3. Evaluación del desempeño	14
3.3.1. <i>Punto de desempeño</i>	14
4. Conclusiones	16
Referencias	17

ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO (SMF) UTILIZANDO OPENSEES Y CEINCI-LAB

NON-LINEAR ANALYSIS OF REGULARS STEEL STRUCTURES WITH SPECIAL MOMENT-RESISTANT FRAMES (SMF) USING OPENSEES AND CEINCI-LAB

Gregorio Maza-Díaz¹, David Guerrero-Cuasapaz²

Resumen

En la presente investigación se realizó el análisis de nueve edificaciones tridimensionales de acero, comprendidas entre cuatro y doce niveles, con pórticos resistentes a momento (SMF) con conexiones RBS, se ejecutó el análisis y diseño para las estructuras tridimensionales en un software estructural. Posteriormente, se realizó el análisis estático no lineal para los pórticos SMF, utilizando el software OpenSees y las rutinas de CEINCI-LAB programadas en Matlab, obteniendo las curvas de capacidad, todos los pórticos colapsaron en un promedio de 4.05 % de relación de desplazamiento de techo respecto a la altura total del edificio (D_t/H_T), con estos resultados, se obtuvo el punto de desempeño por el método del espectro de capacidad y se evaluó el desempeño estructural. Adicional, se comprobó la versatilidad del programa OpenSees al momento de converger, el tiempo computacional es considerablemente menor que los paquetes computacionales comerciales, permitiendo con mayor facilidad el cambio de modelos matemáticos, materiales, condiciones del modelo y solicitud de resultados adicionales, si así requiere el usuario.

Palabras Clave: CEINCI-LAB, OpenSees, pórticos resistentes a momento, Pushover.

Abstract

In the present investigation, the analysis of nine three-dimensional steel buildings was carried out, touching between four and twelve levels, with moment resistant frames (SMF) with RBS connections, the analysis and design for the three-dimensional structures was carried out in a structural software. Subsequently, the nonlinear static analysis was performed for the SMF frames, using the OpenSees software and the CEINCI-LAB routines programmed in Matlab, obtaining the capacity curves, all the frames collapsed in an average of 4.05% displacement ratio of Regarding the total height of the building (D_t/H_T), with these results, the performance point was obtained by the capacity spectrum method and the structural performance was evaluated. Additionally, the versatility of the OpenSees program was verified at the time of convergence, the computational time is less with worn models than commercial computational packages, more easily fulfilling the change of mathematicians, materials, model conditions and request for additional results, if so the user requires.

Keywords: CEINCI-LAB, OpenSees, moment resistant frames, Pushover.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana.

² Docente de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana.

Autores para correspondencia: gmazad@est.ups.edu.ec, dguerrero@ups.edu.ec

1. Introducción

El acero estructural se ha convertido en uno de los materiales más utilizados en el área de la construcción, debido a su buen comportamiento en zonas de alta actividad sísmica, permitiendo conformar pórticos gravitacionales y resistentes a momento, la combinación de estos dos tipos de pórticos permite obtener estructuras económicamente viables y seguras. La forma de disipar energía es permitiendo que fluya el material, en el caso de pórticos resistentes a momento es a través de sus conexiones precalificadas RBS (Reduced Beam Section), las cuales deben cumplir con una serie de requisitos manteniendo la filosofía típica de diseño de columna fuerte-viga débil que se puede encontrar en el AISC 358-16 [1].

Para realizar el análisis estructural de una edificación existen varios métodos, el más básico y utilizado es el análisis estático lineal (AEL), el cual permite generar resultados de una forma sencilla y rápida en base al comportamiento lineal del material.

Uno de los métodos que considera condiciones inelásticas, es el análisis estático no lineal (AENL) o Pushover, permitiendo saber el comportamiento que tendrá la estructura una vez superado el momento de fluencia, debido a cargas laterales que simulan las fuerzas sísmicas. La inclusión de la no linealidad permite simular de mejor manera lo que sucede en la realidad, actualmente se permite que las estructuras trabajen en el rango inelástico, disminuyendo el tamaño de las estructuras y el costo de las mismas, por lo tanto, es indispensable que los modelos tengan la capacidad de simular la respuesta no lineal del sistema, logrando así predecir con mayor detalle su comportamiento [2]. Este AENL está orientado a estructuras regulares donde su respuesta sísmica está dada por los primeros modos de vibración [3].

En esta investigación se planteó y diseñó un conjunto de modelos de edificaciones regulares de acero estructural, para realizar el análisis estático no lineal se utilizó los paquetes computacionales de OpenSees y CEINCI-LAB, obteniendo la curva de capacidad o Pushover y en base a esta gráfica se

determinó el punto de desempeño a través del método del espectro de capacidad, permitiendo realizar la evaluación del desempeño, siguiendo los lineamientos de la metodología FEMA 356 y ATC 40.

OpenSees es un paquete computacional muy utilizado, pero complejo debido a su lenguaje de programación y la falta de una interfaz gráfica [4], los comandos del programa mencionado se encuentran en el manual del mismo [5], por lo que se planteó utilizar CEINCI-LAB, para facilitar el ingreso de datos de la estructura y la transformación automática al lenguaje TCL, que utiliza OpenSees para el análisis [6], este paquete computacional es de código abierto muy versátil y confiable [7], en especial para realizar análisis no lineales estáticos y dinámicos [8], anteriormente se han realizado comparaciones con el software comercial MSC Marc, SAP2000, Perform-3D y ANSYS, mostrando que en términos generales son coincidentes [9], argumentos que sustentan el uso de una de las plataformas más utilizadas en la investigación de ingeniería estructural.

2. Materiales y Métodos

El material utilizado en las edificaciones fue el acero estructural, destinado para oficinas, cimentadas en la ciudad de Quito en un suelo tipo “D”, con un factor de reducción de resistencia sísmica R igual a 8, establecido en la clasificación de la NEC-SE-DS-2015 [10] y ASCE 7-16 [11]. Las propiedades de los materiales utilizados para el análisis y diseño de los modelos de las edificaciones se presentan en la tabla 1.

Tabla 1. Materiales del sistema a porticado de acero.

Material	Valor
f_c (losa)	210 [kg/cm ²]
F_y (deck)	2600 [kg/cm ²]
F_y (ASTM 572 Gr.50)	35153.48 [T/m ²]
F_u (ASTM 572 Gr.50)	45699.52 [T/m ²]
E (acero)	21000000 [T/m ²]
γ (hormigón)	2400 [kg/m ³]
γ (acero)	7849 [kg/m ³]

2.1. Características de los modelos

Se plateó nueve modelos de edificaciones tridimensionales con una geometría regular, en planta constaron de una longitud total en el eje “x” 32.0 m e “y” 30.50 m, las características adicionales se presentan en la tabla 2. Los pórticos internos se consideraron a gravedad y en el perímetro pórticos resistentes a momento (SMF) [12], ambos con secciones tipo I, como se muestra en la figura 1.

Tabla 2. Descripción de los modelos analizados

Descripción	Valor	Unidad
Número de vanos	5	u
Luz de vanos	Variable (5.50-7.00)	m
Número de pisos	variable (4-12)	nivel
Altura de entrepiso	3,3	m

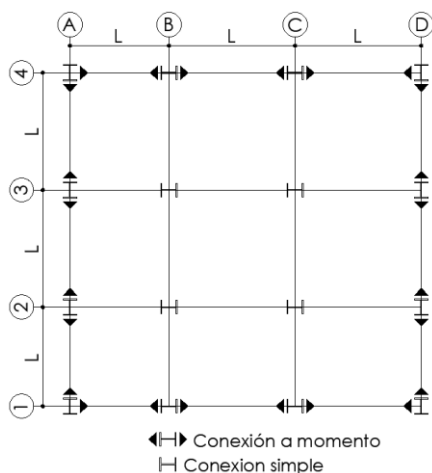


Figura 1. Planta genérica de edificio con pórticos de acero estructural.

2.1.1. Pórticos especiales resistentes a momento (SMF). Elementos estructurales (vigas y columnas)

Se seleccionaron este tipo de pórticos especiales resistentes a momento (SMF) en el perímetro, porque son los adecuados para la zona de alta actividad sísmica considerada, estos pórticos proporcionaron una gran capacidad de deformación inelástica a través de la deformación por flexión en las rótulas de las vigas [13], y un rendimiento limitado de las zonas de panel, aunque también fue

posible la fluencia en las columnas, por tales motivos, se diseñaron columnas más fuertes que las vigas, adicionalmente se recomienda diseñar conexiones de vigas a columnas, incluidas zonas de panel y placas de continuidad [14]. Todos los elementos son laminados en caliente [11]; se utilizó un acero de mayores propiedades mecánicas del ASTM A36 que es lo correcto para este tipo de sistemas estructurales según la AISC 358 [1], por lo tanto se eligió un acero ASTM A572, las características adicionales de este material se encuentran en la tabla 1, presentada anteriormente.

Vigas con conexiones RBS. Las vigas que conformaron los pórticos SMF, contaron con conexiones precalificadas RBS para ello se utilizó el procedimiento de diseño establecido en ANSI/AISC 358-16, el objetivo de utilizar estas conexiones es porque fueron los elementos fusibles, es decir, en esta conexión se formó la rótula plástica y de esa forma disipó energía, cuando el elemento superó el momento de fluencia. A continuación, se presentan los límites de los valores de las dimensiones geométricas de la conexión RBS, presentados en la normativa mencionada en este apartado, y en la figura 2 la distribución de la geometría, con la ubicación de cada uno de los parámetros; b_{bf} es el ancho del ala de la viga y d la altura de la misma [1].

$$0.5 \cdot b_{bf} \leq a \leq b_{bf} \quad (1)$$

$$0.65 \cdot d \leq b \leq 0.85 \cdot d \quad (2)$$

$$0.1 \cdot b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (3)$$

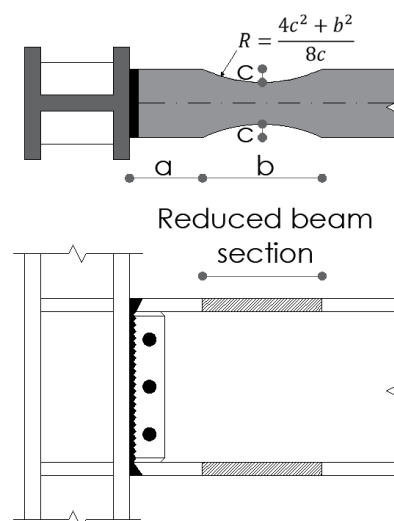


Figura 2. Conexión de sección de viga reducida [1].

2.2. Análisis estático lineal

Este método simula que la estructura trabaja en el rango lineal, para ello primero se realizó una evaluación de las cargas muertas y vivas que van a interactuar de acuerdo con el uso, para posterior a ello realizar un prediseño de los elementos estructurales como vigas y columnas, utilizando el método más conocido en el diseño de estructuras de acero, LRFD.

En el paquete estructural se realizó la modelación de las estructuras tridimensionales, se definieron materiales, secciones, casos de carga, dibujo del modelo, asignación de cargas, restricciones, asignación del espectro de diseño, diafragmas rígidos horizontales y por último el análisis y diseño el cual se pudo ir optimizando, por medio de prueba y error, hasta obtener secciones definitivas, tomando en cuenta los controles indicados en la normativa NEC-SE-DS, 2015 [10], tales como: periodos, derivas, porcentaje mínimo de masa participativa, etc.

2.3. Análisis estático no lineal o Pushover

El método del análisis estático no lineal conocido como Pushover fue uno de los análisis más importantes, porque permitió conocer el probable desempeño sísmico de la estructura, mediante la obtención de la curva de capacidad que relacionó el cortante basal con el desplazamiento lateral en el techo de la edificación, inicialmente la curva tiene una parte elástica y luego empieza a caer debido a que las fuerzas no son directamente proporcionales a las deformaciones [15]; se obtuvo por medio de los programas computacionales utilizados para el análisis no lineal y que se describen más adelante, donde se aplicaron cargas laterales al pórtico hasta llevarlo a un desplazamiento objetivo o alcance el colapso, en la figura 3, de manera gráfica se muestra el proceso que atravesó la estructura.

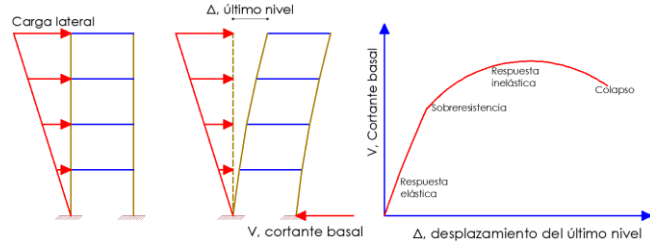


Figura 3. Secuencia de análisis Pushover [3].

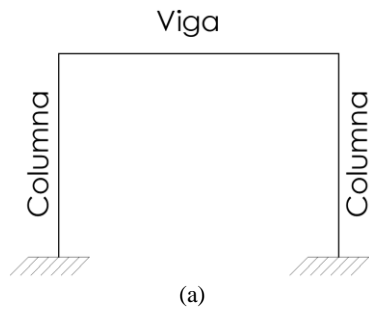
En los programas mencionados se resolvió el cálculo por el método de los desplazamientos, para determinada rigidez de la estructura se consideró constante en un ciclo de carga determinado; para otro ciclo de carga y de acuerdo a los desplazamientos que se tuvo en la estructura, se modificó la matriz de rigidez y se volvió a resolver estáticamente hasta que la estructura sea estable ante cargas laterales [3], para realizar este cálculo se siguió el procedimiento que indica el documento del ASCE 41-17 [16].

Para realizar el análisis estático no lineal de las edificaciones tridimensionales, se extrajeron los pórticos especiales resistentes a momento (SMF) en la dirección X e Y, cada uno con sus respectivas cargas actuantes, por lo tanto, se obtuvieron 2 pórticos planos por cada edificación, dando el resultado de 18 pórticos sometidos a este análisis, cumpliendo los lineamientos de la metodología FEMA P695 [17], la cual recomienda que la carga factorizada (W) a utilizar se calcula mediante la ecuación 4, que toma en cuenta la carga muerta (D) y la carga viva (L).

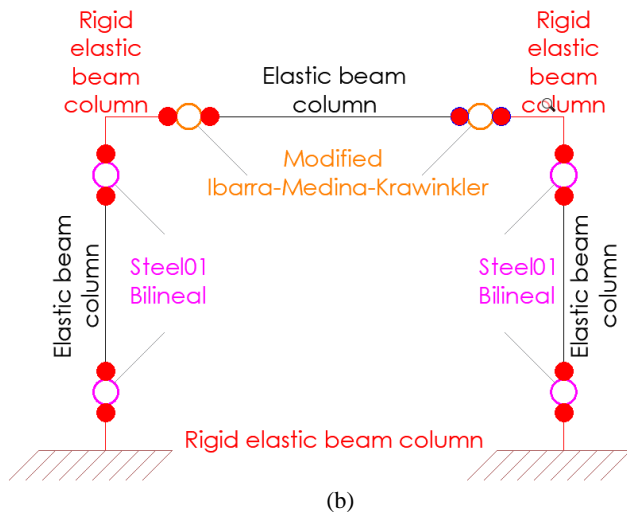
$$W = 1.05D + 0.25L \quad (4)$$

2.3.1. Constitutivas que utilizó OpenSees.

Para realizar el análisis no lineal en OpenSees con la interacción de CEINCI-LAB, se encontraron asignados modelos matemáticos, que simularon el comportamiento no lineal y lineal de los elementos estructurales, para modelar las rótulas plásticas en las vigas se empleó modelos con zona de plasticidad concentrada y bilineal, por ello se generó un modelo con la ubicación de estas zonas, como se muestra en la figura 4.



(a)



(b)

Figura 4. a) Modelo generado en CEINCI-LAB; b) Modelo con zonas de plasticidad concentrada y elementos elásticos para el análisis Pushover no lineal en OpenSees [6].

En el esquema mostrado anteriormente se tiene cuatro modelos en el elemento viga y/o columna, como son: elemento rígido, zona de daño o de plasticidad concentrada para columnas, zona de daño para viga, elemento elástico.

OpenSees utilizó los siguientes modelos: *Elastic beam column* para los tramos intermedios de vigas y columnas (ver figura 5), *Steel01* (ver figura 6) y *Ibarra-Medina-krawinkler* (ver figura 7) para zonas de plasticidad concentrada o daño en columnas y vigas, respectivamente, el último despreció el efecto cíclico en el diagrama momento-rotación, porque que se ejecutó un análisis Pushover, es decir se aprovechó únicamente la parte del primer cuadrante [6].



Figura 5. Constitutiva del modelo de elemento elástico

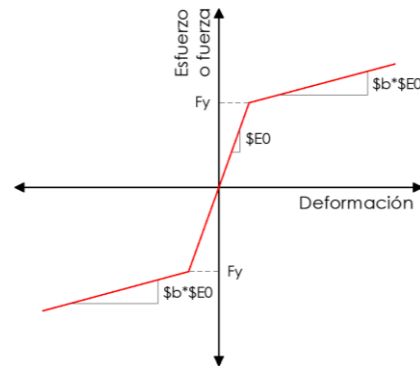


Figura 6. *Steel01 Material*, constitutiva para el comportamiento histerético del modelo elastoplástico para articulaciones en columnas [7].

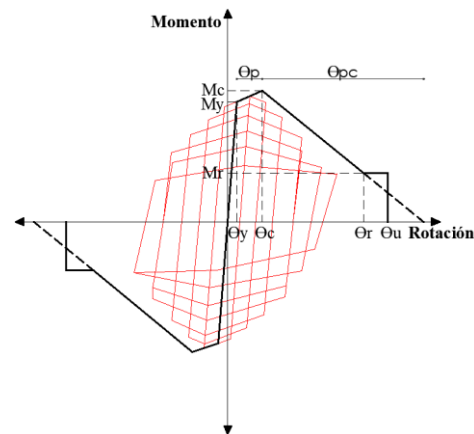


Figura 7. Constitutiva del modelo modificado de deterioro de *Ibarra Medina* y *Krawinkler (IMK)* para articulaciones en vigas [5].

2.3.2. Metodología utilizada en CEINCI-LAB y OpenSees

Se presenta la metodología que se llevó a cabo para realizar el análisis estático no lineal, donde se utilizó las herramientas computacionales de código abierto OpenSees y CEINCI-LAB, los cuales se descargaron de las páginas web a la que pertenecen cada uno de ellos.

OpenSees está orientado a simular la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos, permitiendo desarrollar análisis no lineales estáticos y dinámicos.

CEINCI-LAB es un programa que contiene un conjunto de funciones y rutinas programadas en Matlab, el cual permitió la transformación automática al lenguaje de programación TCL que utilizó OpenSees para realizar los análisis, adicional brindó la posibilidad de visualizar la gráfica del modelo del pórtico, junto con los resultados característicos de la curva de capacidad.

Obtenidas las secciones de los pórticos SMF se procedió a realizar la interacción con CEINCI-LAB; se descargaron las rutinas en formato de archivo con extensión .mlx. El archivo *EJPO_V2_BCG_OPENSEES* se abrió en Matlab, se ingresaron las propiedades de los elementos estructurales, los datos geométricos del pórtico, siendo, la separación de vanos (sv) y la separación de piso o entrepiso (sp), la aceleración de la gravedad, la carga lineal en las vigas con signo negativo por estar en sentido de la aceleración de la gravedad, uso de conexión que para esta investigación es RBS, la relación de desplazamiento de techo respecto a la altura total

del edificio (D/H_i) de 5 %, que es el valor para pórticos resistentes a momento (SMF), de acuerdo al FEMA, este parámetro en las rutinas se encontró definido como deriva global, la distribución de fuerzas (*Dis_Fuerzas_Laterales*) se tomó en función del primer modo de vibración.

Luego se ingresaron las propiedades de los materiales como son el módulo de elasticidad (E), esfuerzo de fluencia (F_y), los datos geométricos de las secciones de los perfiles estructurales armados tipo I, que conforman el pórtico como son: altura total (d), espesor de alma (t_w), ancho del patín (b_f), y espesor del patín (t_f), esto se realizó a través de la función *Sec_VG_COL*. Por último, se asignó la ubicación de las secciones de cada uno de los elementos estructurales (*Elem_Sec_VG_COL*), en coordenadas X e Y.

Concluido el proceso de ingreso de datos del pórtico se ejecutó (Run) CEINCI-LAB en Matlab. En el programa de ingreso de datos existe una función *Pushover_OpenSees()*, al ejecutarse genera un archivo con extensión TCL, cuyo nombre es *Estructura_Pushover.tcl* [6]. En la figura 8 se evidencia el funcionamiento de esta función.



Figura 8. Acoplamiento de CEINCI-LAB a través de la función *Pushover_OpenSees()* para la transformación al lenguaje TCL [18].

El archivo *Estructura_Pushover.tcl* que se generó en la carpeta donde se almacenó el programa en Matlab, fue ejecutado posteriormente por OpenSees, generando los cálculos necesarios para el Pushover, esto se realizó a través del comando *!OpenSees.exe Pushover_Estructura.tcl*. Por último, cuando se ejecutó OpenSees desde Matlab, se generaron los cálculos del Pushover, apareciendo una simulación visual emergente del empuje que se realizó en OpenSees [3], como se muestra en la figura 9, de un pórtico de cinco niveles.

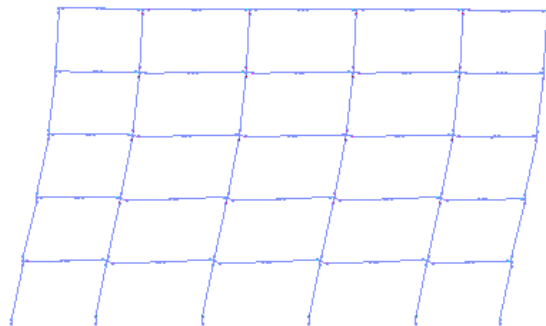


Figura 9. Simulación del análisis Pushover en OpenSees [18].

Para realizar el análisis, es fundamental que dentro de la carpeta se encuentren todos los programas, incluido los de materiales y tipo de elementos, todos en extensión (.tcl) como se muestra en la figura 10 [3].

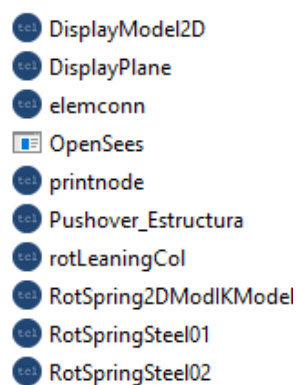


Figura 10. Programas fundamentales para ejecutar el análisis en OpenSees [18].

Con los recorders (impresión de resultados) que se hallaron definidos en CEINCI-LAB, OpenSees generó los resultados del análisis en una

carpeta *Concentrated-Pushover-Output*, dentro de la cual se encontraron siete archivos con extensión .out, estos contienen información del desplazamiento en el último nivel del pórtico y cortante en la base, que es la reacción en cada una de las columnas.

Para graficar la curva Pushover generada por CEINCI-LAB al finalizar el análisis, se ejecutó por medio de la función *Graficar_Pushover2.m*, tomando en cuenta los resultados de la carpeta mencionada en el apartado anterior.

Esta curva de capacidad permitió determinar el esfuerzo de fluencia, esfuerzo máximo y esfuerzo último de la estructura, cada uno de estos con su respectivo desplazamiento.

En la figura 11, se muestra una curva de capacidad idealizada, los análisis fueron realizados hasta un desplazamiento de techo con respecto a la altura total del edificio, establecido anteriormente, o hasta que la estructura colapsó, es decir cuando se ha perdido el 20 % de la capacidad del cortante basal ($0.8V_{m\acute{a}x}$), asumiendo que a partir de ese punto la estructura ha colapsado, de acuerdo al FEMA 356 [19]. OpenSees calculó el desplazamiento efectivo en base a la ecuación 5.

$$\delta_{y,eff} = \Gamma_1 * \frac{V_{m\acute{a}x}}{W} * \left(\frac{g}{4 * \pi^2} \right) * T_1^2 \quad (5)$$

Dónde, Γ_1 : factor de participación modal del primer modo de vibración; T_1 : periodo fundamental de vibración de la estructura; $V_{m\acute{a}x}$: cortante máximo del análisis Pushover; W : carga reactiva total del sismo.

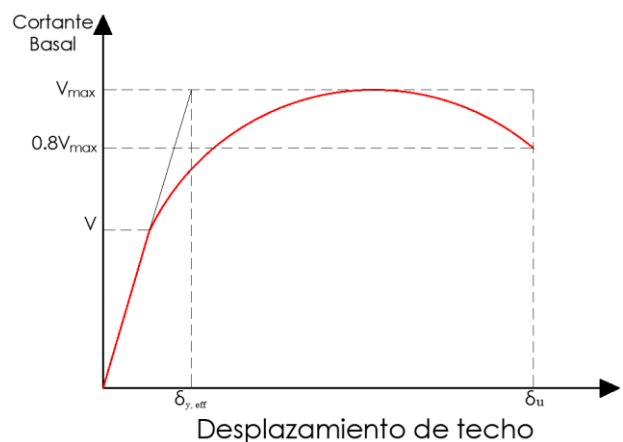


Figura 11. Curva Pushover idealizada.

2.4. Evaluación del desempeño de las estructuras

Esta evaluación se puede realizar en base a un análisis dinámico no lineal, pero para efectos prácticos resulta muy complejo y en ocasiones impracticable [20]. Por lo tanto, han surgido los métodos de análisis estático no lineal, porque permiten tener una idea clara y comprensible de cómo trabajan las estructuras cuando están sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan la capacidad elástica de los elementos [21].

En esta investigación se evaluó el desempeño de las estructuras a través del análisis estático no lineal, es decir, una vez que se ha obtenido la curva de capacidad y definido el desplazamiento de demanda, se verificó que los componentes estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo, correspondiente para cada uno de los pórticos [21].

2.4.1. Método del espectro de capacidad para obtener el punto de desempeño.

Es uno de los métodos más utilizados para obtener el punto de desempeño de estructuras [22], a través de un procedimiento gráfico, se comparó el espectro de capacidad, con el espectro de demanda [23], cuando la intersección de estos se ubica en el rango lineal de la capacidad, se definirá como el punto de desempeño de la estructura; sin embargo, no siempre es así, ya que existen análisis donde incluyen algún comportamiento inelástico o no lineal, para lo cual se resuelve por el método que se está abordando, a través de iteraciones, hasta encontrar el punto de desempeño [24]. En las metodologías ATC – 40 y en el FEMA - 440 se encontró este procedimiento, a continuación, se describe de manera breve:

1. Obtener la curva de capacidad de la estructura.
2. Transformar la curva de capacidad a formato ADRS o coordenadas espectrales (S_a y S_d), utilizando factores dinámicos de la estructura: el factor de participación modal PF_R y el coeficiente de masa modal efectiva α_R , entre otros, se obtienen a través de las siguientes ecuaciones [22]:

$$PF_R = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}^2} \quad (6)$$

$$\alpha_R = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_i]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}^2} \quad (7)$$

$$S_d = \frac{Dt}{PF_R} \quad (8)$$

$$S_a = \frac{Q_{basal}}{\alpha_R M} \quad (9)$$

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \quad (10)$$

3. Transformar la curva de capacidad a una curva de capacidad bilineal, para obtener una representación idealizada, se definió un punto de fluencia A de coordenadas $a_y - d_y$ y un punto de desempeño supuesto B de coordenadas $a_{pi} - d_{pi}$, representados en la gráfica 12. El error entre el área de la curva bilineal y la curva original debe ser menor al 5 % [22].
4. Hallar los parámetros lineales efectivos; el periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} , se presenta las ecuaciones para un rango de ductilidad entre 1 a 4 ($1 < \mu < 4$) [22].

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o \quad (11)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_o \quad (12)$$

5. Obtener el factor de reducción $B(\beta_{eff})$ de la curva de demanda ADRS (β_o) según la figura 13. Este factor reduce coordenadas de aceleración espectral, reduciendo la aceleración espectral inicial (S_a)_o a una aceleración espectral efectiva (S_a) _{β} , en función del amortiguamiento efectivo β_{eff} , obteniendo la curva de demanda reducida ADRS (β_{eff}) [22].

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_o}{B(\beta_{eff})} \quad (13)$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad (14)$$

6. Determinar el factor de modificación M , relaciona el periodo secante T_{sec} y el periodo efectivo T_{eff} modificando la curva de demanda reducida ADRS (β_{eff}), como se muestra en la figura 13. Transforma coordenadas de aceleración espectral a_{eff} en aceleración máxima a_{max} , obteniendo la curva de demanda modificada MADRS (β_{eff}, M). La rigidez post-elástica es α y la ductilidad es μ [22].

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \Rightarrow a_{max} = a_{eff} M \quad (15)$$

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right] = \left[\frac{T_{eff}}{T_o} \right]^2 \left[\frac{T_o}{T_{sec}} \right]^2 \quad (16)$$

$$\left[\frac{T_o}{T_{sec}} \right]^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (17)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} \quad (18)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (19)$$

7. Determinar el punto de desempeño de la intersección de la curva de capacidad bilineal y la curva de demanda modificada MADRS (β_{eff}, M) [22].
8. Transformar punto de desempeño de valores espectrales (S_a , S_d), a valores de desplazamiento de techo Dt y corte basal Q_{basal} , utilizando los factores dinámicos de la estructura calculados anteriormente [22].

$$Dt = S_d P F_R \quad (20)$$

$$Q_{basal} = S_a \alpha_R M \quad (21)$$

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \quad (22)$$

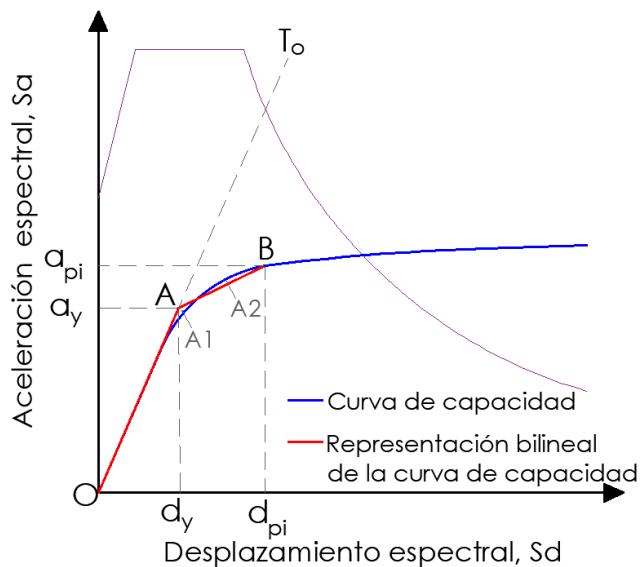


Figura 12. Representación bilineal de la curva de capacidad [23].

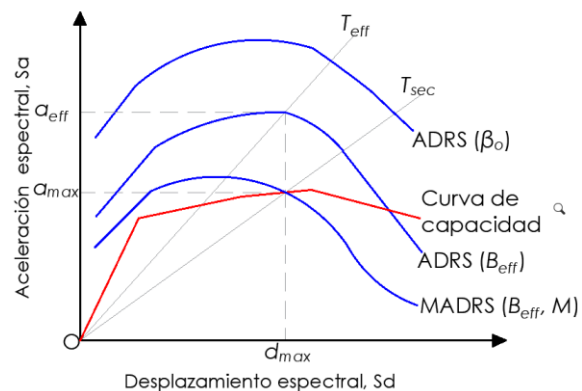


Figura 13. Espectro modificado de respuesta (MADRS) para obtener el punto de desempeño con el periodo secante, T_{sec} [23].

2.4.2. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño para las estructuras corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales. En la tabla 3, se muestra un resumen de los niveles de desempeño según el ATC-40 [24].

Tabla 3. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC-40) [24].

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural		
	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad estructural
Ocupación inmediata	1-B Operación inmediata	3-B	NR
Seguridad	1-C	3-C Seguridad de vida	5-C
No considerado	NR	3-E	5-E Estabilidad estructural

En esta investigación se utilizó la relación momento-rotación para definir los niveles de desempeño, debido a que es uno de los parámetros más utilizados para evaluar el desempeño de elementos estructurales diseñados para que fallen por flexión; en OpenSees las rotaciones de cada elemento se obtuvieron a través del comando *recorder Node -file \$dataDir/Rotacion.out -node -dof 3 disp 1 -dof 3 disp* y el momento *recorder Element -file \$Dir/Momento.out -ele -dof 3 disp*.

En la figura 14 se observa los 5 puntos importantes del diagrama momento-rotación: A, B, C, D y E, fueron utilizados para determinar el comportamiento a flexión de articulaciones. En la presente investigación se tomó como referencia tres puntos para analizar en el rango no lineal: IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención de colapso). Si la respuesta se encuentra entre B y IO, la estructura puede ser ocupada de manera inmediata luego de haberse producido el movimiento sísmico. En el documento FEMA-356 [19] y el ASCE/SEI 41-17 [16] en tablas se presentan los criterios de aceptación acorde a los objetivos de desempeño (IO, LS y CP), los cuales están en función de la rotación de fluencia (Θ_y).

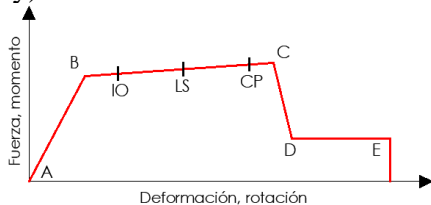


Figura 14. Gráfica fuerza vs deformación [19].

3.Resultados y Discusión

Los nueve modelos de edificaciones costaron de una geometría en planta, constante, como se muestra en la figura 15, la elevación fue variable entre cuatro y doce niveles. Las viguetas estuvieron distribuidas entre 1.83 m y 2.16 m para los ejes cortos y largos respectivamente.

El análisis de cargas utilizado para los modelos tridimensionales y el peso propio de los elementos estructurales, se presentan en la tabla 4 y 5, respectivamente.

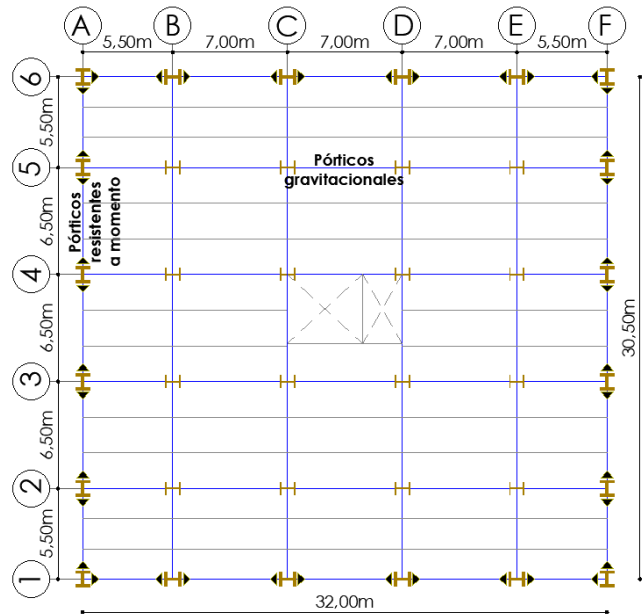


Figura 15. Planta, modelo de edificación.

Tabla 4. Cargas actuantes [kg/m²]

Descripción	Entrepiso	Cubierta	Grada
P.P. Masillado	40	40	-
P.P. Mampostería	200	20	-
P.P. Acabados	40	40	40
P.P. Instalaciones	20	20	10
P.P. Cielo raso	20	20	-
P.P. Pasamanos	-	-	20
P.P. Losa	189	189	329
Total, carga muerta	509	329	399
Carga Viva	240	200	480

Tabla 5. Peso propio de los elementos estructurales

Edificio	Peso Propio [Kg/m2]
4N	82,77
5N	97,57
6N	103,31
7N	107,13
8N	110,50
9N	125,14
10N	136,33
11N	136,05
12N	139,25

Las secciones obtenidas en el diseño, que cumplieron con los requerimientos de la NEC-2015 [25] son las presentadas en la tabla 6 y 7, para fines prácticos constructivos es necesaria una optimización del diseño de los elementos estructurales (vigas y columnas), con el fin de obtener menores secciones y con ello mejorar la viabilidad del proyecto.

Tabla 6. Secciones de pórticos gravitacionales.

Edificio	Viga x	Viga y	Columna x	Columna y
4N	W18x40	W18x40	W14x176	W14x176
5N	W18x40	W18x40	W14x176	W14x176
6N	W18X40	W18X40	W14x176	W14x176
7N	W18x40	W18x40	W14x176	W14x176
8N	W18x40	W18x40	W14x176	W14x176
9N	W18x40	W18x40	W14x176	W14x176
10N	W18x40	W18x40	W14x176	W14x176
11N	W21x50	W21x50	W14x257	W14x176
12N	W21x68	W21x50	W14x370	W14x176

Tabla 7. Secciones de pórticos resistentes a momento

Edificio	Viga x	Viga y	Columna x	Columna y
4N	W18x71	W18x50	W30x235	W30x235
5N	W18x130	W18x119	W30x235	W30x261
6N	W18x130	W18x119	W33x318	W33x318
7N	W21x132	W18x119	W33x354	W33x354
8N	W21X147	W21x132	W36x361	W36x361
9N	W21x182	W21x166	W36x441	W36x441
10N	W18X234	W21X182	W36x487	W36x487
11N	W24X192	W21X182	W36x487	W36x487
12N	W24X207	W21X201	W36X487	W36X487

3.1. Análisis estático lineal

En el análisis estático lineal se realizaron las verificaciones solicitadas por la NEC-SE-DS-2015 [10], entre ellas fueron: el periodo de vibración de la estructura obtenido en el software estructural no debe superar el 30 % del periodo calculado, de acuerdo a la figura 16, para las edificaciones más bajas el periodo obtenido en el software se acerca al límite máximo y disminuye linealmente conforme se incrementa la altura, según este resultado, si cumple este criterio.

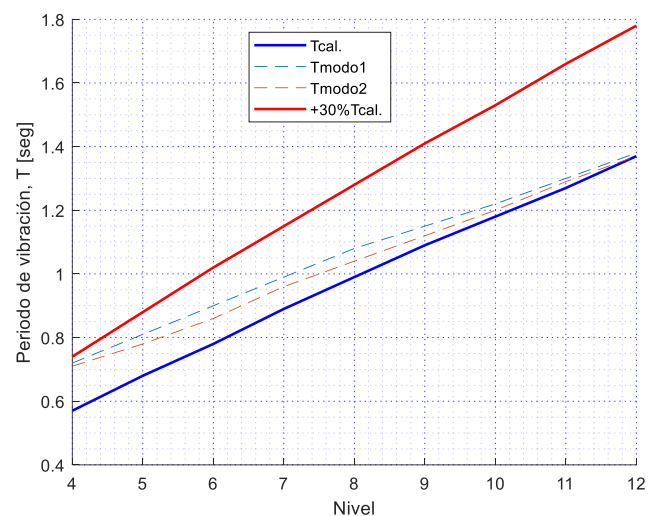


Figura 16. Periodo de vibración vs Número de niveles, edificaciones 3D.

Las derivas de piso son un criterio que permite controlar los desplazamientos laterales, salvaguardando los elementos estructurales que conforman la estructura, cuando es sometida a sismos considerables, para el sistema estructural abordado en esta investigación, no deben superar el 2 %, según la NEC-SE-DS-2015 [10], criterio que se cumple de acuerdo a los resultados presentados en la figura 17; para las edificaciones bajas las máximas derivas de piso son de 1.5 % (0.015), esto se debe a la rigidez que poseen, conforme se incrementa la altura las estructuras se flexibilizan dando unas derivas muy cercanas al 2 % (0.02).

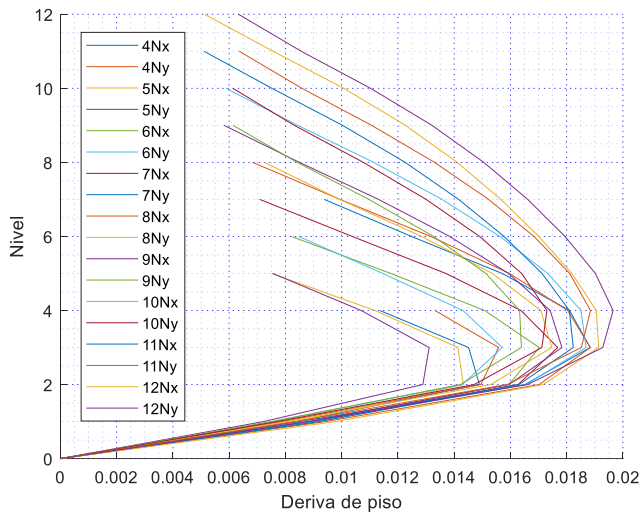


Figura 17. Número de niveles vs. Deriva de piso en el eje “x” e “y”, edificaciones 3D.

Una vez realizado todos los chequeos necesarios de un análisis estático lineal tridimensional, se procede a realizar la extracción de cargas actuantes en los pórticos resistentes a momento, con la finalidad de formar pórticos planos. A continuación, se presenta la tabla 8, con las cargas actuantes en los pórticos SMF, y como ejemplo de un pórtico cargado se muestra la figura 18.

Tabla 8. Cargas en pórticos 2D.

Nivel	Pórtico en X [T/m]		Pórtico en Y [T/m]	
	Entrepiso	Cubierta	Entrepiso	Cubierta
4	0,779	0,385	1,734	1,007
5	0,907	0,488	1,862	1,109
6	0,962	0,488	1,917	1,109
7	0,997	0,488	1,952	1,109
8	1,023	0,507	1,978	1,129
9	1,151	0,558	2,106	1,179
10	1,219	0,582	2,174	1,203
11	1,219	0,582	2,174	1,203
12	1,256	0,619	2,212	1,240

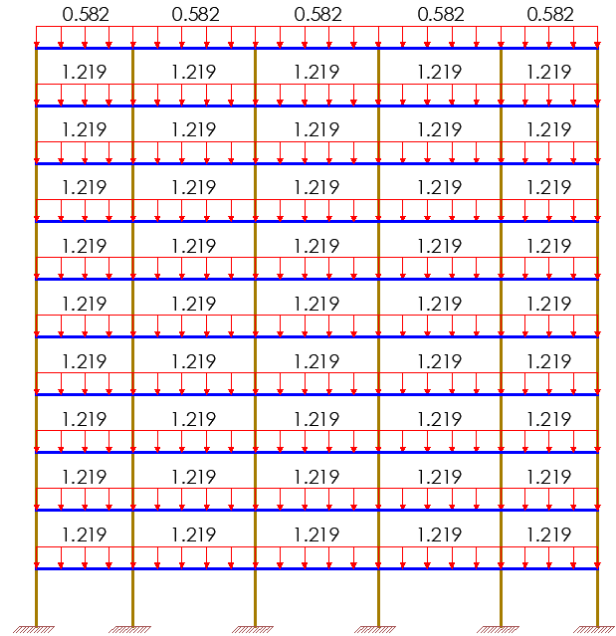


Figura 18. Pórtico SMF de 10 niveles cargado, eje “x” [T/m].

CEINCI-LAB y OpenSees permitieron realizar el análisis estático lineal de pórticos planos, para ello se procedió a utilizar las rutinas del primer software, desarrolladas en Matlab, tal como se explicó en el punto 2.3.2, para ello se presenta la figura 19, donde se asignaron los datos geométricos y cargas del pórtico de diez niveles.

```

%% Geometria del pórtico
sv =[5.5;7.00;7.00;7.00;5.5];
%Ingresar un vector con la longitud de vanos en (metros)
sp =[3.30;3.30;3.30;3.30;3.30;3.30;3.30;3.30;3.30;3.30];
%Ingresar un vector con la altura de pisos en (metros)
qp=9.81; % Gravedad m/seg2
qp=[-1.219;-1.219;-1.219;-1.219;-1.219;-1.219;-1.219;-1.219;-1.219;-0.582];
% carga distribuida en vigas en cada piso T/m
Us0_Conexion = 1;
%Us0_Conexion = # % Conexion Precalificada RBS 1,
%Conexion Precalificada diferente que RBS 2, No Precalificada 3.
Deriva_Global = 0.04; % Fracción de la altura total de la estructura
% Dis_Fuerzas_Laterales = 1; % 1 En función del primer modo de vibrar
% Dis_Fuerzas_Laterales = 2; % 2 Distribución parabólica
% Dis_Fuerzas_Laterales = 3; % 3 Distribución triangular
% Dis_Fuerzas_Laterales = 4; % 4 Distribución uniforme
Dis_Fuerzas_Laterales = 1;

```

Figura 19. Código 1 [18].

Luego se ingresaron las propiedades de los materiales (F_y , E_s y F_u), como se presenta en la figura 20.

```

%% Propiedades del material
Fy=35153.48; % Esfuerzo de fluencia, T/m2
Es=21000000.0;% Módulo de elasticidad, T/m2
Fu=45699.52; % Esfuerzo último, T/m2

```

Figura 20. Código 2 [18].

Finalmente se ingresaron las secciones de las columnas y vigas, con la ubicación de estas en el pórtico, como se puede visualizar en la figura 21.

```

% Sec_VG_COL = Elementos I = [tipo#, d,tw,bs,bi,tfs,tfi]... En milímetros!!
Sec_VG_COL=[1 576.58, 21.08, 317.50, 317.50, 37.59, 37.59 ;
% Tipo 1 es W21x182; VIGA
2 998.22, 38.10, 434.34, 434.34, 68.07, 68.07 ;
% Tipo 2 es W36x487; COLUMNA INTERIOR
3 548.64, 14.73, 213.87, 213.87, 23.62, 23.62];
% Tipo 3 es W21x93; COLUMNA EQUIVALENTE INTERIOR
% Elem_Sec_VG_COL = ["tipo# respecto de Sec_VG_COL", Identificador de los elementos]
Elem_Sec_VG_COL=[1 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68;
1 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76;
1 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84;
1 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92;
1 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100;
1 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108;
1 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116;
1 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124;
1 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132;
1 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140;
1 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148;
1 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156;
1 157, 158, 159, 160, 0, 0, 0, 0;
3 1, 6, 7, 12, 13, 18, 19, 24;
3 25, 30, 31, 36, 37, 42, 43, 48;
3 49, 54, 55, 60, 0, 0, 0, 0;
2 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11;
2 14, 15, 16, 17, 20, 21, 22, 23;
2 26, 27, 28, 29, 32, 33, 34, 35;
2 38, 39, 40, 41, 44, 45, 46, 47;
2 50, 51, 52, 53, 56, 57, 58, 59];
    
```

Figura 21. Código 3 [18].

Una vez ejecutado CEINCI-LAB, se procedió a obtener los resultados de los periodos de vibración, adicionalmente OpenSees realizó lo mismo, dando periodos menores a los del primer programa, mencionado anteriormente, con una diferencia aproximadamente constante conforme se incrementa los niveles, como se presenta en la figura 22.

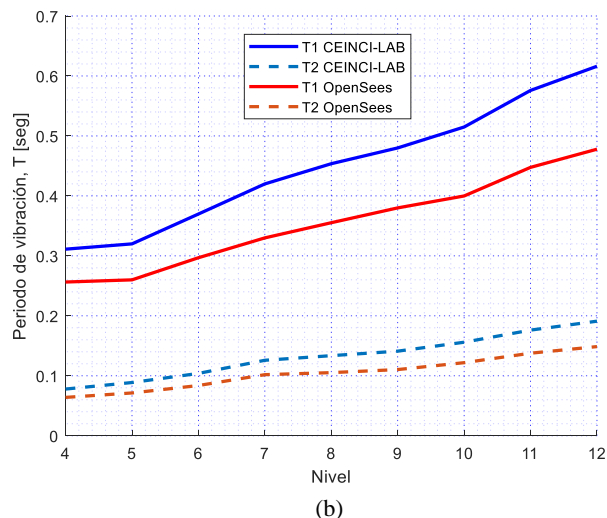
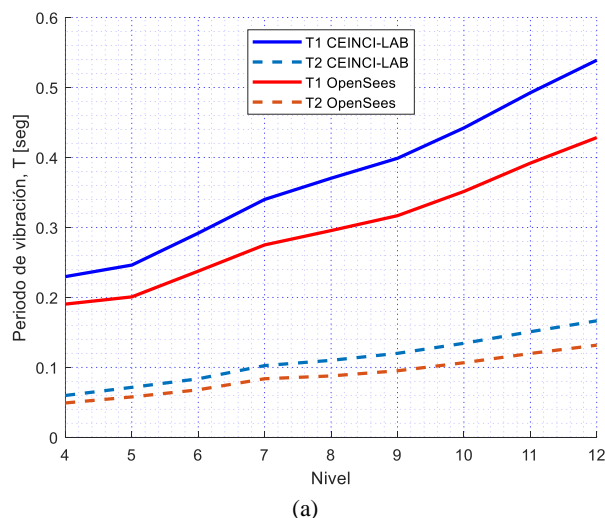


Figura 22. Periodo de vibración vs. Número de niveles, a) eje “x”, b) eje “y”. Pórticos SMF (2D).

3.2. Análisis estático no lineal.

Al realizar el análisis estático no lineal, a través de la técnica del Pushover se obtuvo la curva de capacidad, que relaciona el cortante basal y el desplazamiento lateral en el último nivel. Al ejecutar CEINCI-LAB, automáticamente se realiza la transformación al lenguaje TCL generando el archivo *Pushover_Estructura.tcl*, con el cual se ejecutó el análisis en OpenSees; finalizado el análisis, CEINCI-LAB con los resultados obtenidos de OpenSees, generó una gráfica como la de la figura 23, se presenta a manera de ejemplo el resultado del pórtico SMF de diez niveles en el eje “x”.

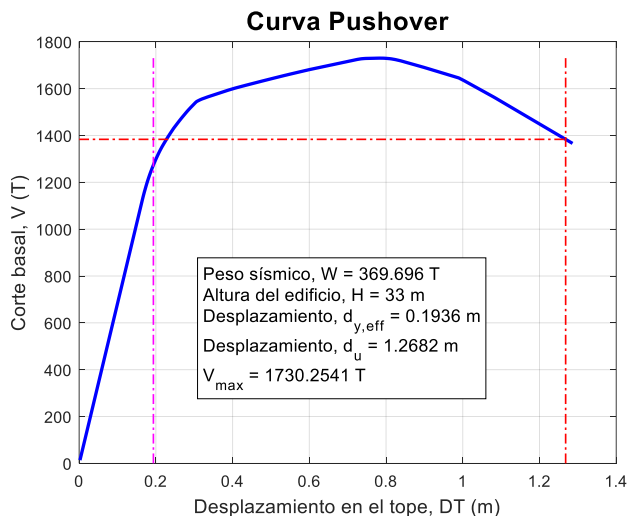


Figura 23. Curva de capacidad del pórtico SMF de 10 niveles, en el eje “x”.

En la tabla 9 y 10 se presenta los resultados de las curvas de capacidad de cada uno de los pórticos SMF, donde se tiene: altura de edificio (H), peso sísmico (W), desplazamiento en el punto de fluencia ($d_{y,eff}$), desplazamiento último (d_u), cortante basal máximo ($V_{m\acute{a}x}$) y la relación de desplazamiento de techo alcanzada, respecto a la altura total del edificio (D_r/H_T).

Tabla 9. Resultados curva Pushover eje x.

Nivel	H [m]	W [t]	$d_{y,eff}$ [m]	d_u [m]	$V_{m\acute{a}x}$ [T]	D_r/H_r alcanzada [%]
4	13,20	87,10	0,09	0,52	609,64	3,97
5	16,50	131,71	0,11	0,71	1088,92	4,29
6	19,80	169,54	0,14	0,91	1186,82	4,58
7	23,10	207,04	0,16	1,05	1163,27	4,55
8	26,40	245,38	0,16	0,86	1322,73	3,26
9	29,70	312,51	0,18	1,08	1619,98	3,64
10	33,00	369,70	0,19	1,27	1730,25	3,84
11	36,30	408,70	0,22	1,26	1714,66	3,48
12	39,60	461,92	0,23	1,45	1750,35	3,66

Tabla 10. Resultados curva Pushover eje y.

Nivel	H [m]	W [t]	$d_{y,eff}$ [m]	d_u [m]	$V_{m\acute{a}x}$ [T]	D_t/H_T alcanzado [%]
4	13,20	189,38	0,09	0,52	700,97	3,91
5	16,50	260,99	0,10	0,82	1246,99	4,99
6	19,80	326,17	0,12	0,97	1304,09	4,90
7	23,10	391,04	0,14	1,13	1290,35	4,90
8	26,40	456,74	0,14	0,99	1513,49	3,76
9	29,70	549,82	0,15	1,13	1868,27	3,81
10	33,00	633,46	0,17	1,27	1985,08	3,85
11	36,30	699,76	0,18	1,37	1931,86	3,77
12	39,60	779,95	0,19	1,45	2004,59	3,66

La curva de capacidad fue el resultado del análisis estático no lineal, donde permitió evidenciar la secuencia de pérdida de rigidez de la estructura conforme incrementa la carga lateral. En la figura 24, se muestra las curvas de capacidad de los dieciocho pórticos analizados; para la estructura de doce niveles se obtuvo un cortante máximo en el eje “x” de 1750.35 T y en el eje “y” de 2004.59 T,

para los dos casos el pórtico desarrolló un desplazamiento de 1.45 m o una relación de desplazamiento de techo con respecto a la altura del edificio (D_r/H_T) de 3.66 %.

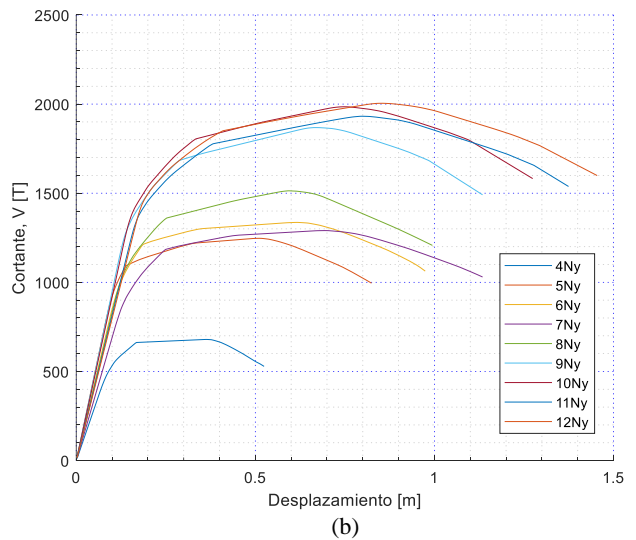
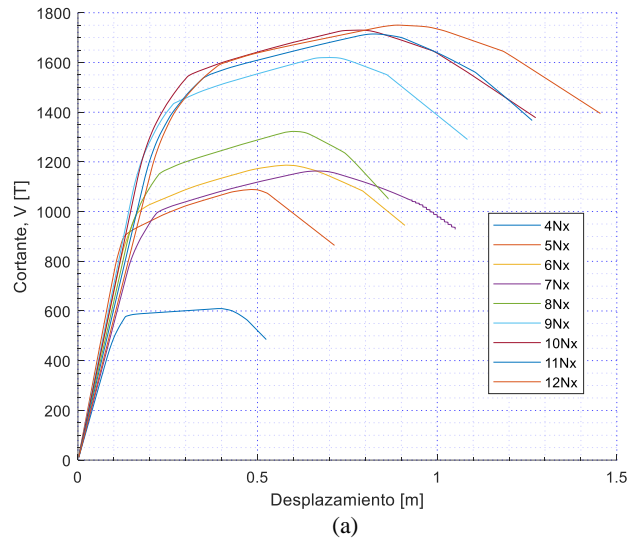


Figura 24. Curva de capacidad, a) pórticos eje “x”, b) pórticos eje “y”.

3.3. Evaluación del desempeño

3.3.1. Punto de desempeño

En la figura 25, se muestra el espectro de demanda, obtenido con los datos proporcionados en el capítulo 2.

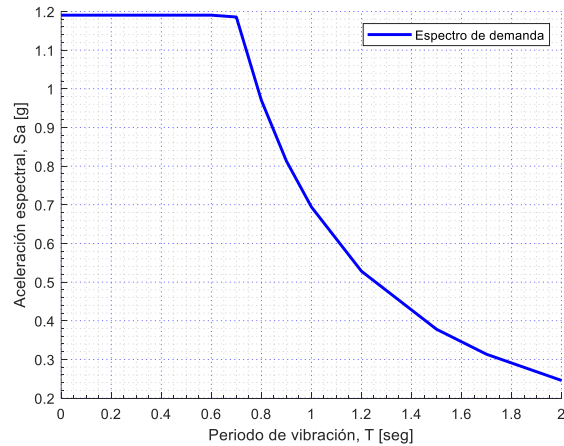
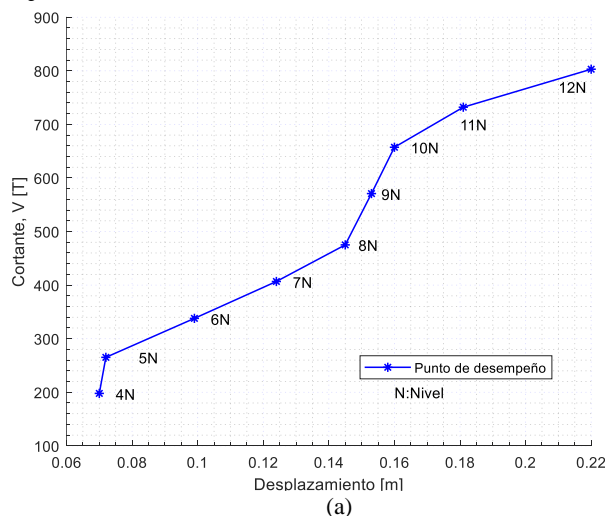


Figura 25. Espectro de demanda

En la figura 26 se presenta los puntos de desempeño de cada uno de los pórticos, obtenidos a través del método del espectro de capacidad descrito en la sección 2.4.1, el cual utiliza el espectro de capacidad y espectro de demanda, todos los puntos de desempeño tanto en el eje “x” e “y” se encontraron en la zona elástica, es decir la intersección de las dos curvas ocurrió en la parte lineal de la capacidad, por lo que no es necesario resolver por medio de iteraciones; la ubicación de los puntos de desempeño en la zona elástica se debe a la elevada rigidez de los pórticos resistentes a momento (SMF), para esta investigación únicamente fue necesaria la transformación de las curvas a coordenadas espectrales. El punto de desempeño máximo obtenido fue de 0.22 m y un cortante de 802 T para el pórtico de 12 niveles en el eje x.



(a)

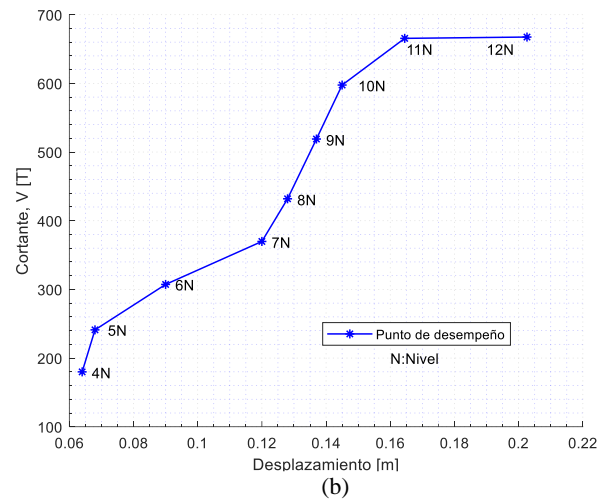


Figura 26. Puntos de desempeño: a) pórticos eje “x”, b) pórticos eje “y”

En la figura 27 se presenta la curva de capacidad del pórtico de 10 niveles en el eje “y”, donde se establecieron los tres niveles de desempeño propuestos por la normativa FEMA y ATC 40.

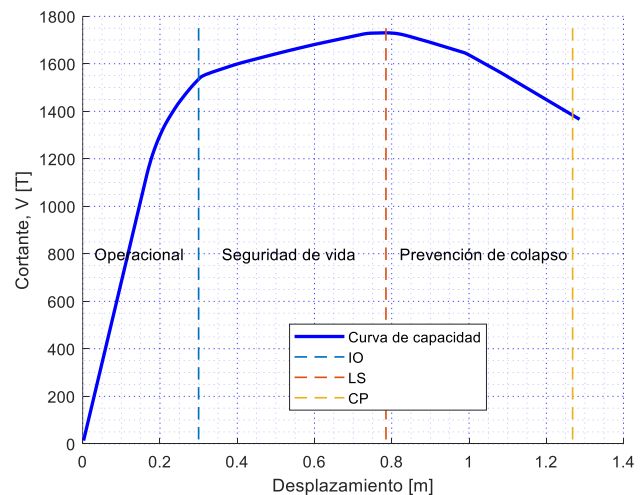


Figura 27. Curva de capacidad con niveles de desempeño. Pórtico de 10 niveles, eje “y”.

Se evaluó el desempeño de las estructuras, a través de rotaciones en los elementos estructurales. En OpenSees, por medio de los recorders se obtuvieron las rotaciones de cada elemento (θ_{obt}) y las rotaciones límites (θ_{lim}) calculadas de acuerdo a la tabla del FEMA – 356.

Se presenta la tabla 11 y 12 con el valor máximo de cada pórtico; para los dos primeros niveles de desempeño (OI y LS) la rotación del elemento no sobrepasa la rotación límite y para el último (CP) no cumple, porque supera el valor permisible, es decir la estructura colapsa en ese nivel de desempeño; de tal manera se comprueba que las curvas de capacidad, también colapsan antes de cumplir la relación D_t/H del 5 %.

Tabla 11.  ngulos de rotaciones en el eje “x”.

	IO		LS		CP	
	θ_{obt}	θ_{lim}	θ_{obt}	θ_{lim}	θ_{obt}	θ_{lim}
4	0,0086	0,0096	0,0511	0,0576	0,0883	0,0768
5	0,0080	0,0085	0,0432	0,0510	0,0688	0,068
6	0,0081	0,0085	0,0332	0,0510	0,0692	0,068
7	0,0072	0,0082	0,0378	0,0492	0,0684	0,0656
8	0,0075	0,0075	0,0427	0,0450	0,0690	0,06
9	0,0052	0,0071	0,0418	0,0426	0,0653	0,0568
10	0,0049	0,0070	0,0371	0,0420	0,0644	0,056
11	0,0063	0,0069	0,0403	0,0414	0,0635	0,0552
12	0,0067	0,0068	0,0384	0,0408	0,0626	0,0544

Tabla 12.  ngulos de rotaciones en el eje “y”.

Nivel	IO		LS		CP	
	θ_{obt}	θ_{lim}	θ_{obt}	θ_{lim}	θ_{obt}	θ_{lim}
4	0,0081	0,0093	0,0528	0,0558	0,0844	0,0744
5	0,0072	0,0080	0,0452	0,0480	0,0650	0,064
6	0,0064	0,0078	0,0433	0,0468	0,0720	0,0624
7	0,0051	0,0078	0,0451	0,0468	0,0706	0,0624
8	0,0055	0,0075	0,0402	0,0450	0,0690	0,06
9	0,0042	0,0071	0,0354	0,0426	0,0653	0,0568
10	0,0054	0,0064	0,0254	0,0384	0,0589	0,0512
11	0,0038	0,0064	0,0244	0,0384	0,0604	0,0512
12	0,0022	0,0059	0,0267	0,0354	0,0577	0,0472

4. Conclusiones

El diseño de pórticos tridimensionales fue satisfactorio, debido a que cumplieron con todos los requerimientos de la NEC y AISC. Los pórticos resistentes a momento (SMF), colocados en el perímetro de las edificaciones, para esta investigación resultan más eficientes, porque se obtuvo menor peso de la estructura, permitiendo obtener un menor cortante basal, además, contrarrestan con mayor facilidad los

desplazamientos inducidos por el sismo. Al haber extraído estos pórticos planos, para realizar el análisis estático no lineal se obtuvo como resultado las curvas de capacidad, las cuales colapsaron en un promedio de 4.05 % de relación de desplazamiento de techo respecto a la altura total del edificio.

Al utilizar Ceinci-Lab a través de sus rutinas programadas en Matlab, automáticamente se generaron los archivos en formato TCL, que se necesita, para realizar el análisis estático no lineal en OpenSees, dando la posibilidad de cambiar modelos matemáticos, materiales, condiciones del modelo y solicitar resultados adicionales si así requiere el usuario. Además, el tiempo computacional que requiere OpenSees para analizar un modelo es considerablemente menor al requerido por algún software comercial, lo que permite ser una excelente opción al momento de realizar estos análisis, en especial para casos de investigación.

Al solicitar recorders o resultados adicionales en formato TCL, en el archivo *Pushover_Estructura*, para obtener el momento rotación (evaluar el nivel de desempeño), representó un tiempo considerable hasta poder familiarizarse con el lenguaje de programación que utiliza OpenSees, puesto que esta puede ser una limitante para futuros investigadores, pero una vez entendida la forma de cómo trabaja el programa, es una gran ventaja, debido a su rapidez de cálculo y otras virtudes mencionadas en esta investigación.

Todos los puntos de desempeño obtenidos a través del método del espectro de capacidad, no superan los límites establecidos en la normativa FEMA. Se evaluó el desempeño de las estructuras a través de rotaciones en los elementos estructurales, para los niveles de desempeño Ocupación Inmediata (IO) y seguridad de vida (LS) la rotación del elemento no sobrepasa la rotación límite y para Prevención de Colapso (CP) no cumple, porque supera el valor permisible, es decir la estructura colapsa en ese nivel de desempeño; de tal manera, se comprueba que las curvas de capacidad colapsan antes de llegar al 5 % de relación D_t/H_T .

Referencias

- [1] ANSI/AISC 358-16, Precualified Connections, 2016.
- [2] D. V. Barrera Salamea, Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estructura especial de acero utilizando OpenSees, Cuenca-Ecuador: Universidad de Cuenca, 2018.
- [3] R. Aguiar, B. Cagua y J. Pilatasig, Pushover con Acoplamiento de CEINCE-LAB y OpenSees, Barcelona: Monografías de Ingeniería Sísmica, 2020.
- [4] L. I. Velasco Enriquez y H. Guerrero Bobadilla, Introducción al análisis estructural con OpenSees, Ciudad de México: Instituto de Ingeniería, UNAM, 2020.
- [5] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott y G. L. Fenves, OpenSees command language manual, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006.
- [6] B. Cagua, R. Aguiar, J. Pilatasig y D. Mora, «Acoplamiento de OpenSees con CEINCE-LAB para Análisis Estático no Lineal. Primera parte: Reforzamiento Sísmico con Diagonales de Acero.» *Ingeniería de Estructuras*, p. 54, 2020.
- [7] University of California, Berkeley, «Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees),» 2006. [En línea]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/>. [Último acceso: Julio 2021].
- [8] B. X. Astudillo Auquilla, Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso, Cuenca: Universidad de Cuenca, 2018.
- [9] O. J. Begambre Carrilo, Estudio del empleo del software de código abierto OpenSees en el análisis estructural, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2018.
- [10] Norma Ecuatoria de la Construcción, NEC-SE-DS, Peligro sísmico. Diseño sísmo resistente, 2015.
- [11] ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Virginia, USA, 2016.
- [12] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2015, Quito, 2015.
- [13] NIST GCR 17-917-46v2, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. Part IIa -Steel Moment Frames. National Institute of Standards and Technology,, Gaithersburg, 2017.
- [14] ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2016.
- [15] W. McGuire, R. Gallagher y R. Ziemian, Matrix Structural Analysis, Copyright, 2014.
- [16] ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Birginia, 2017.
- [17] FEMA P695, Quantification of building seismic performance factors, California: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [18] CEINCI-LAB, «CEINCI-LAB,» 29 12 2021. [En línea]. Available: <https://ceincilab.wordpress.com/opensees-ceinci-lab/>. [Último acceso: 29].
- [19] FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, 2000.

- [20] D. P. Guerrero Cuasapaz, «Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos,» *Revista Gaceta Técnica*, p. 19, 2018.
- [21] D. P. Guerrero Cuasapaz, *Evaluación técnica económica del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando diversos tipos de arriostramientos laterales*, Quito: Escuela Politécnica Nacional, 2015.
- [22] R. Medina y J. Music, Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena, Antofagasta, 2018.
- [23] FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Washington, 2005.
- [24] Applied Technology Council ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings, California, U.S.A.: California Seismic Safety Commission, 1996.
- [25] Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, Estructuras de acero, Quito, 2015.
- [26] G. Deierlein, A. Reinhorn y M. Willford, «Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,» *NIST (National Institute of Standards and Technology)*, p. 36, 2010.
- [27] H. A. Di Rado, Simulación numérica de problemas con no linealidad física y geométrica, Resistencia: Universidad Nacional de Nordeste, 2006.
- [28] P. Mejía Auquilla y J. E. Rivera Reyes, Análisis estático no lineal de una estructura mediante el método de control de desplazamientos, Cuenca: Universidad de Cuenca, 2020.
- [29] L. Ibarra, R. Medina y H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2005.
- [30] ETABS, Integrated Building Design Software, 2018.
- [31] S. Mazzoni, F. Mckenna, M. H. Scott y G. L. Fenves, OpenSees Command Language Manual, Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), 2006.
- [32] B. P. Calo Catota, Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCH433, Santiago de Chile: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, 2018.
- [33] L. F. Lasso Martínez y L. S. Pillajo Tello, Influencia del factor de reducción de resistencia sísmica (R) en edificaciones, utilizando los sistemas constructivos: dual losas postensadas-muros y tradicional, Quito: Universidad Politécnica Salesiana, 2020.