

**ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL EN UNA EDIFICACIÓN FRENTE AL  
SISMO DE DISEÑO BAJO EL ESTUDIO DE LA CURVA DE CAPACIDAD,  
CURVA DE DEMANDA E ÍNDICES DE DAÑO SIMPLIFICADOS**

**ANDRÉS FELIPE GALLEGO BERMÚDEZ  
JUAN JOSÉ HERRERA CAMACHO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2020**

**ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL EN UNA EDIFICACIÓN FRENTE AL  
SISMO DE DISEÑO BAJO EL ESTUDIO DE LA CURVA DE CAPACIDAD,  
CURVA DE DEMANDA E ÍNDICES DE DAÑO SIMPLIFICADOS**

**ANDRÉS FELIPE GALLEGO BERMÚDEZ  
JUAN JOSÉ HERRERA CAMACHO**

**Proyecto de Grado para Optar el título de ingeniero civil**

**Director de proyecto de grado:  
LUÍS EDUARDO ZAPATA ORDUZ  
Ingeniero civil, PhD**

**Codirector  
DAVID SEBASTIÁN COTES PRIETO  
Ingeniero civil, MSc**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2020**

## **AGRADECIMIENTOS**

Antes que nada, nos gustaría darle gracias a nuestros padres por todo el apoyo y esfuerzo que hicieron para podernos formar como futuros ingenieros. A nuestro director, el Ing. Luis Eduardo Zapata, a nuestro codirector, el Ing. David Cotes y al grupo de investigación INME, por todo el tiempo y conocimiento que nos brindaron durante el desarrollo de este proyecto. A la Escuela de Ingeniería Civil y a todos los miembros que hicieron parte de nuestro proceso educativo. Por último, agradecer a cada una de las personas que nos aportaron algo de sabiduría en el transcurso del pregrado.

## CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN .....	10
1. OBJETIVOS .....	13
1.1 OBJETIVO GENERAL .....	13
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
2. METODOLOGÍA .....	14
2.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA .....	14
2.1.1. Materiales .....	15
2.1.2. Predimensionamiento de sistema estructural. ....	17
2.1.3. Evaluación de cargas.....	18
2.1.3 Diseño de refuerzo longitudinal y transversal. ....	20
2.2 ANÁLISIS NO LINEAL ( <i>PUSHOVER</i> ).....	21
2.2.1 Momento curvatura. ....	22
2.2.2 Rotulas plásticas.....	24
2.2.4 Curva capacidad.....	26
2.2.3 Parámetros para evaluación de análisis no lineal en SAP2000.....	28
2.2.5 Curva de demanda y punto de desempeño: método N2.....	29
2.3 ÍNDICES DE DAÑO SIMPLIFICADOS .....	32
2.3.1 Hassan y Sozen.....	32
2.3.2 NCREE index.....	34
3. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	36
3.1 DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN.....	36
3.2 ANÁLISIS NO LINEAL .....	37
3.2.1. Resultados del método N2.....	44
3.3 ÍNDICES DE DAÑO .....	46
3.3.1 Hassan y Sozen.....	46

3.3.2 NCRE index.....47

3.3.3 Comparación de estimaciones de daño.....49

4. CONCLUSIONES .....52

BIBLIOGRAFÍA.....53

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Carga muerta. ....	18
Tabla 2. Estados de daño según FEMA-356 .....	28
Tabla 3. Estados de daño según Hassan y Sozen. ....	34
Tabla 4. Estados de daño según NCREE.....	36
Tabla 5. Dimensiones de columnas. ....	37
Tabla 6. Resultados del análisis no lineal para ambos modelos de cuantías. ....	40
Tabla 7. Resultados método N2 para los modelos en las direcciones X y Y. ....	45
Tabla 8. Estados de daño de elementos estructurales en el punto de desempeño, modelo de cuantías exactas. ....	46
Tabla 9. Área total de columnas. ....	46
Tabla 10. Resultados de estimaciones de daño. ....	50
Tabla 11. Relaciones entre los estados de daño de los métodos utilizados en la investigación. ....	50

## LISTA DE FIGURAS

Ilustración 1. Vista en 3D de edificio diseñado.....	14
Ilustración 2. Curva de esfuerzo-deformación del modelo de Mander.....	16
Ilustración 3. Planta de diseño.....	18
Ilustración 4. Diagrama momento-curvatura P. Sunitha.....	23
Ilustración 5. Curva de capacidad típica con niveles de daño.....	27
Ilustración 6. Resultados del índice de Hassan y Sozen en estructuras de 1997.....	33
Ilustración 7. Dimensiones de losa aligerada.....	37
Ilustración 8. Curvas de capacidad en la dirección X de los modelos de cuantías exactas y máximas.....	38
Ilustración 9. Curvas de capacidad en la dirección Y de los modelos de cuantías exactas y máximas.....	39
Ilustración 10. a) Alturas vs derivas para el modelo de cuantías exactas en la dirección X. b) Alturas vs derivas para el modelo de cuantías exactas en la dirección Y.....	40
Ilustración 11. Estados de daño en las rótulas (pórtico eje 1 y eje A) cuando la estructura pierde estabilidad en el modelo de cuantía exacta y cuantía máxima.....	42
Ilustración 12. Cambio en cuantías de vigas en la dirección débil.....	43
Ilustración 13. Curva de capacidad y curvas de demanda para el modelo de cuantía máxima en la dirección X.....	44
Ilustración 14. Clasificación de daño según índice de la NCREE en Taiwán.....	48

## RESUMEN

**TÍTULO:** ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL EN UNA EDIFICACIÓN FRENTE AL SISMO DE DISEÑO BAJO EL ESTUDIO DE LA CURVA DE CAPACIDAD, CURVA DE DEMANDA E INDICES DE DAÑO SIMPLIFICADOS.\*

**AUTOR:** ANDRÉS FELIPE GALLEGO BERMÚDEZ, JUAN JOSÉ HERRERA CAMACHO.\*\*

**PALABRAS CLAVE:** Niveles de desempeño estructural, Análisis estático no lineal, Punto de desempeño, Curva de capacidad, Espectro de demanda, Índices de daño simplificados.

**DESCRIPCIÓN:** Este proyecto tiene como finalidad realizar una comparación de métodos para estimar el daño en una edificación de concreto reforzado de 12 pisos frente a solicitaciones gravitacionales y sísmicas considerando dos configuraciones diferentes de refuerzo longitudinal y transversal en elementos estructurales. El daño se estimó utilizando dos metodologías diferentes: (i) integrando los resultados de un análisis estático no lineal y una curva de demanda inelástica para encontrar el punto de desempeño de la estructura y (ii) a través de índices simplificados, donde se evaluó el daño de la estructura implementando los índices de Hassan y Sozen, y del National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE), ampliamente utilizados en el área de investigación según evidencia la literatura. Estos índices permitieron estimar un nivel de daño en la estructura a nivel global usando únicamente parámetros geométricos de la estructura. Se realizó un análisis comparativo con el fin de investigar si los resultados de los diferentes métodos tienen relación entre sí y se llegó a concluir que los índices no son una alternativa adecuada para medir el daño de edificaciones altas debido a que sus resultados son muy conservadores y estos se ajustan mejor a edificaciones con altura menor a 8 pisos.

---

\* Proyecto de grado.

\*\* Facultad de Ingeniería Físico-mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD. Lius Eduardo Zapata Orduz Codirector: MsC David Sebastián Cotes Prieto.

## ABSTRACT

**TITLE:** STRUCTURAL DAMAGE ESTIMATION IN A BUILDING AGAINST THE DESIGN EARTHQUAKE UNDER THE STUDY OF THE CAPACITY CURVE, SEISMIC DEMAND CURVE AND SIMPLIFIED DAMAGE INDEXES.\*

**AUTHOR:** ANDRÉS FELIPE GALLEGO BERMÚDEZ, JUAN JOSÉ HERRERA CAMACHO.\*\*

**KEY WORDS:** Structural performance levels, Nonlinear static analysis, Performance point, Capacity curve, Demand spectrum, Simplified damage indexes.

**DESCRIPTION:**

The objective of this project is to make a comparison of methods to estimate damage in a 12-story reinforced concrete structure subjected to gravity loads and seismic forces considering two different configurations of longitudinal and transversal reinforcement. The damage was estimated using two methodologies: (i) integrating the results of a nonlinear static analysis and an inelastic demand curve to find the performance point of the structure and (ii) through simplified indexes, where the damage of the structure was evaluated implementing the Hassan-Sozen and National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) indexes both widely used in the investigative area as evidenced by the literature. These indexes made it possible to estimate a general level of damage using only geometric parameters from the structure. A comparative analysis was made with the goal of investigate relations between the results of the methodologies used and it was concluded that the indexes were not an adequate alternative to measure the damage in tall buildings because the results are very conservative and said indexes are better suited to less than 8 stories tall.

---

\* Bachelor Thesis

\*\* Faculty of Mechanical Physics Engineering. Civil Engineering School. Director: PhD. Luis Eduardo Zapata Orduz. Codirector: MsC David Sebastián Cotes Prieto.

## INTRODUCCIÓN

La mayoría de los daños estructurales a causa de un sismo se deben a un deficiente comportamiento sísmico de las estructuras <sup>1</sup>. Desde el siglo XX se ha observado el desarrollo de códigos generales y sísmicos de construcción, códigos que aún se continúan actualizando. Sin embargo, recientemente han ocurrido pérdidas catastróficas en estructuras localizadas en países como Taiwán, Chile, Japón, entre otros países, hechos que evidencian la prioridad de investigación en ingeniería estructural y sísmica<sup>1</sup>. Gran parte de la extensión del territorio colombiano se encuentra sobre una zona de amenaza sísmica alta, a causa de esto, en 1984 se desarrolló la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente, y ha venido actualizándose en el 2010, 2011, 2012 y 2017, que hoy en día se conoce como la NSR-10 <sup>2</sup>. Es importante resaltar que debido a que las normas están en constante evolución conforme avanza la investigación, no todas las edificaciones actualmente en servicio están diseñadas conforme las últimas actualizaciones de los reglamentos, por lo cual, se hace necesario la evaluación de daño ante un evento sísmico, con el fin de conocer el estado de la estructura para determinar si es posible habitarla, si se requieren reparaciones o si un colapso es inminente.

Para estimar la capacidad de la estructura, la NSR-10 <sup>2</sup> en el Artículo A.3.4.2 permite utilizar el método estático no lineal *pushover* como uno de los métodos de análisis sísmico, adecuado para edificaciones altas <sup>3</sup>, convirtiéndose en un medio popular en el ámbito investigativo para estimar la capacidad. Este método usualmente se utiliza para la evaluación de edificios existentes y es superior a los análisis lineales

---

<sup>1</sup> Barbat, A. H., Pujades, L. G., & Lantada, N. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 851–865.

<sup>2</sup> Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10, Tomo 1. Bogotá: AIS.

<sup>3</sup> Castañeda, Félix & Vélez, Juan. (2011). Impacto Económico de la NSR-10 en el Sistema Sismo Resistente de Edificaciones DMO de Concreto Reforzado, page 2.

para estimar la capacidad, sin embargo, requiere de mayor tiempo, costo computacional y conocimiento teórico por parte del analista <sup>4</sup>.

Además de la curva de capacidad de una estructura es importante estimar la sollicitación a la que se verá sometida. La curva de demanda representa la acción sísmica a la que va a estar sometida la estructura, y esta generalmente se representa con un espectro elástico de aceleraciones donde por cada valor de aceleración existe un valor de periodo fundamental. Integrando los resultados de las curvas de demanda y capacidad es posible estimar niveles de daño mediante el punto de desempeño, el cual se ubicó en la curva de capacidad, permitiendo conocer el estado de la estructura en dicho punto. La *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) en el documento FEMA 273<sup>5</sup> estableció el uso de cuatro estados para estimar el daño estructural. Otras *normativas* donde se establecieron estados de daño en estructuras son la Applied Technology Council (ATC-40) y el FEMA 356 <sup>6 7</sup>.

Unos estimativos preliminares que buscan ser una alternativa frente a la complejidad del análisis *pushover* son los índices de daño, los cuales buscan estimar daño de manera más sencilla mediante índices simplificados. Los índices simplificados de daño se han utilizado para la evaluación de una estructura posterior a un sismo y han sido fundamentales para la toma de decisiones para la reocupación de la estructura o reparación en caso de que sea necesario. Los índices de daño representan deterioro físico de elementos estructurales en un grado

---

<sup>4</sup> Aschheim, M., Tjhin, T., Comartin, C., Hamburger, R., & Inel, M. (2007). The scaled nonlinear dynamic procedure. *Engineering Structures*, 29(7), pages 1422–1441.

<sup>5</sup> Applied Technology Council. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)*. Washington D.C. United States.

<sup>6</sup> Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1*. California, United States: California safety commission.

<sup>7</sup> American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency. (2000) *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)*. Washington D.C. United States: Federal Emergency Management Systems.

cuantificable <sup>8</sup>. Una manera de calificar el daño de elementos es mediante estados de daño, que van directamente relacionados con los resultados de índices de daño [6]. Algunos de los índices de daño de gran aplicación en la literatura son los de Hassan y Sozen, la *National Center for Research on Earthquake Engineering* (NCREE) y Shiga <sup>9 10 11</sup>, estos usualmente se aplican a partir de características geométricas de las estructuras.

Si bien los índices de daño son indicativos prácticos de calcular, que permiten estimar el daño de una estructura, ha sido poca la investigación para evaluar su fiabilidad en el caso de edificaciones altas construidas en Colombia, razón por la cual este proyecto propone estudiar la validez de los índices de daño simplificados, como una alternativa para estimar el daño estructural frente a un sismo. Se estimó la curva de capacidad de una edificación artificial de 12 pisos, que busca representar el diseño típico en la ciudad, utilizando el método de rotulación concentrada y estableciendo estados de daño a nivel global de la estructura. Se buscó determinar un punto de desempeño de acuerdo con la demanda, utilizando el método N2 (“N” por ser no lineal y “2” que representa los dos modelos matemáticos en los que se basa) <sup>12</sup>. Finalmente se hizo la comparación de los resultados del análisis no lineal con los resultados obtenidos de los índices de Hassan y Sozen <sup>9</sup> y de la NCREE <sup>10</sup> con el fin de evaluar la capacidad de predicción de daño de dichos índices.

---

<sup>8</sup> Roy, A., Bhattacharya, G., & Roy, R. (2017) Maximum credible damage of RC bridge pier under bi-directional seismic excitation for all incidence angles. *Engineering Structures*, 152, pages 251–273.

<sup>9</sup> Ahmed F. Hassan & Mete A. Sozen. (1997), *Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes*. *ACI Structural Journal*. Title no 94-S4 pages 1-3, 1997.

<sup>10</sup> Chiou TC, Hwang SJ, Chung LL et al (2017) Preliminary seismic assessment of low-rise reinforced concrete buildings in Taiwan. In: 16th World conference on earthquake engineering, Santiago, Chile. Paper No. 2977.

<sup>11</sup> Puranam, A. Y., Irfanoglu, A., Pujol, S., Chiou, T.-C., & Hwang, S.-J. (2018). Evaluation of seismic vulnerability screening indices using data from the Taiwan Earthquake of 6 February 2016. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

<sup>12</sup> Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), pages 573–592.

## 1. OBJETIVOS

### 1.1 OBJETIVO GENERAL

Comparar las estimaciones de daño estructural en una edificación alta, de concreto reforzado, frente al sismo de diseño; mediante el estudio de la curva demanda y la curva capacidad obtenidas por un análisis estático no lineal *pushover* e índices de daño estructural simplificados.

### 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

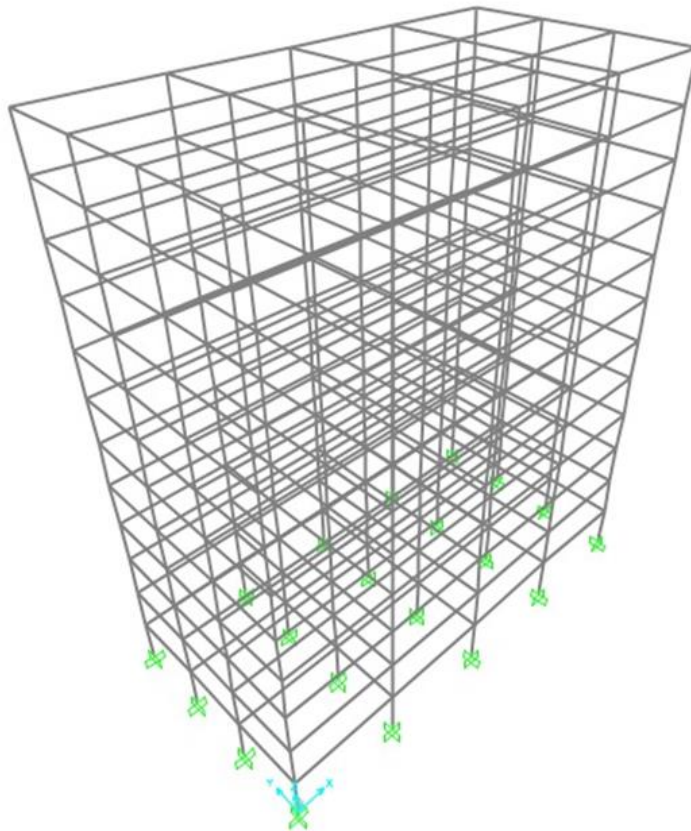
- Seleccionar índices de daño simplificados, mediante una revisión de la literatura disponible, los cuales se calculen únicamente a partir de parámetros geométricos y/o propiedades mecánicas de los materiales, para determinar un nivel de daño en la estructura frente a una demanda sísmica.
- Determinar el nivel de daño de la estructura para la demanda sísmica de diseño integrando el espectro de respuesta inelástica y su curva de capacidad obtenida mediante el análisis de *pushover*.
- Comparar la curva de demanda y la curva de capacidad, obtenidas mediante el análisis *pushover*, con los estados de daño determinados mediante los índices simplificados, observando similitudes o diferencias en los resultados para concluir si los índices muestran una adecuada estimación de daño en la estructura.

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA

El diseño de la edificación se desarrolló con base en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente de 2010 <sup>2</sup> creada por la Ley 400 de 1997, específicamente en los Títulos A, B y C, aplicando así un análisis lineal. Para el procedimiento, se asumió que la estructura tiene locación en el municipio de Bucaramanga en Santander, Colombia, donde se asumió un suelo tipo C ya que es de los que más comunes de la ciudad. Se seleccionó un sistema estructural aporticado debido a que es un sistema muy utilizado en Bucaramanga y su uso será residencial. En la Ilustración 1 se puede observar una vista en 3D de la edificación bajo estudio en este proyecto.

Ilustración 1. Vista en 3D de edificio diseñado.



**2.1.1. Materiales.** Los materiales usados durante el desarrollo de esta investigación son los que conforman los elementos estructurales de una estructura de concreto reforzado, es decir, concreto (confinado o no confinado) y acero de refuerzo. Estos dos materiales trabajan de manera conjunta para soportar las cargas a las que se somete la estructura. Las propiedades mecánicas del concreto se afectan al trabajar con el acero de refuerzo.

La Norma Sismo Resistente <sup>2</sup> establece que los elementos de concreto deben tener una cantidad mínima de refuerzo transversal. El área de concreto dentro de este refuerzo transversal entonces va a estar confinada, y como se describirá posteriormente este concreto confinado tendrá un comportamiento diferente al concreto sin confinar.

**2.1.1.1 Propiedades nominales.** Las propiedades mecánicas del concreto fueron: resistencia máxima a la compresión del concreto no confinado  $f'_c$  de 28 MPa y un módulo de elasticidad  $E$  equivalente a la ecuación propuesta por la NSR-10 en C.R.8.5.1,  $3900 \sqrt{f'_c} = 20636.86$  MPa. El acero se asumió con un esfuerzo de fluencia  $f_y$  de 420 MPa y un módulo de elasticidad de 200 GPa.

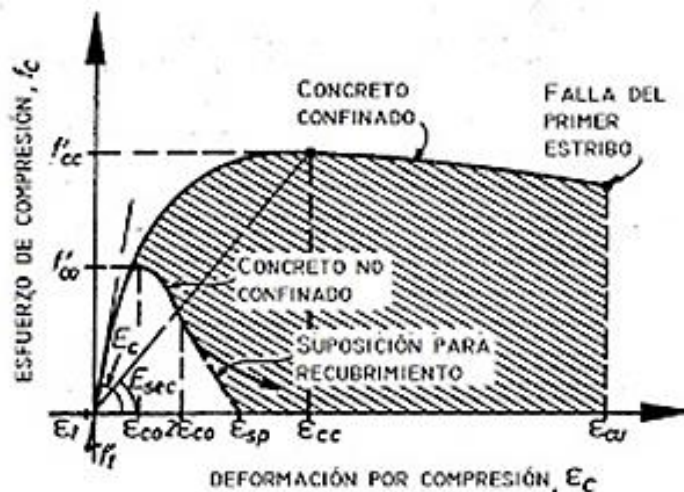
**2.1.1.2 Propiedades no lineales.** En cuanto al comportamiento no lineal del concreto bajo compresión, se usaron los modelos propuestos por Mander <sup>13</sup>, tanto para concreto confinado como el concreto no confinado.

El modelo de Mander propone que el concreto confinado seguirá deformándose hasta que ocurra la primera fractura del refuerzo transversal debido a los esfuerzos producidos por las deformaciones transversales, como lo muestra la siguiente figura:

---

<sup>13</sup> Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), pages 1804–1826.

Ilustración 2. Curva de esfuerzo-deformación del modelo de Mander.



Fuente: Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804–1826.

En el desarrollo de este proyecto se utilizó como límite el aplastamiento del concreto en lugar de la primera fractura del refuerzo trasversal; el aplastamiento ocurre antes de la falla del refuerzo. En general los códigos de diseño establecen límites de deformación unitaria conservadores, pero el aplastamiento ocurre más allá de los valores propuestos. Otros textos <sup>8 14</sup> mencionan que el aplastamiento ocurre para valores de 0.006-0.008 de deformación unitaria. Se consideró entonces el valor 0.006 como el máximo de deformación unitaria en el concreto.

Para la deformación unitaria del concreto no confinado se estableció un valor de deformación de 0.002, asociada a  $f'_{cc}$ , que es donde el concreto alcanza su máxima resistencia a la compresión <sup>15</sup>.

<sup>14</sup> Paulay T Priestley MJN. (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley and Sons: New York, NY; 767.

<sup>15</sup> McCormack- Brown. (2011). Diseño de concreto reforzado" octava edición, Alfaomega, México.

De igual manera para la construcción de la curva esfuerzo deformación del acero se utilizó el modelo propuesto por Park <sup>13</sup>, que utiliza una fórmula empírica para describir la relación esfuerzo-deformación luego del endurecimiento por deformación del acero. Los valores que marcan los cambios de estado en la curva se tomaron de los estudios realizados por González et al. <sup>16</sup>, para aceros en Colombia. Los valores de deformación unitaria en fluencia del acero de refuerzo, inicio del endurecimiento y de resistencia última fueron 0.0021, 0.0138 y 0.1141 respectivamente.

**2.1.2. Predimensionamiento de sistema estructural.** La edificación cuenta con 12 niveles, es regular en planta y altura, y su sistema de entrepiso es losa aligerada. La geometría de la estructura se basó en la planta típica de García <sup>17</sup>, realizando modificaciones en la longitud de luces, con el fin de replicar las distancias típicas utilizadas en la ciudad de Bucaramanga.

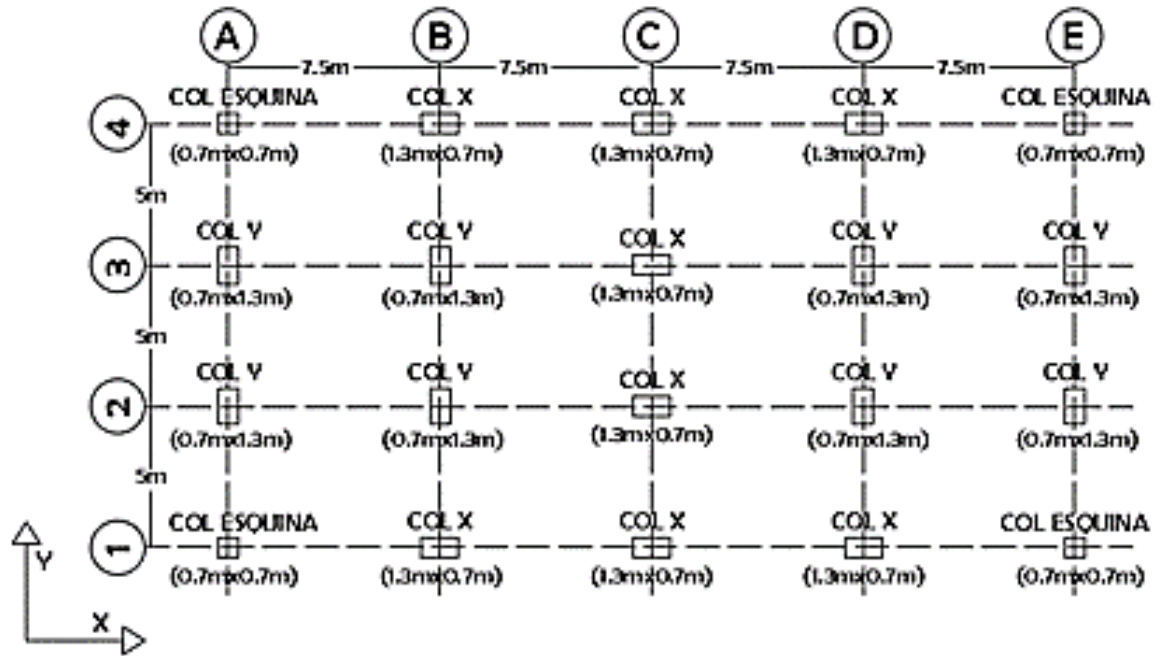
Con el fin de cumplir criterios de deflexiones, las vigas se predimensionaron con base en la Tabla C.9.5 de la NSR-10 <sup>2</sup>. Sin embargo, se realizaron modificaciones en las dimensiones en el proceso de análisis sísmico (Fuerza Horizontal Equivalente) para cumplir con requisitos de deriva y resistencia debido a la fuerza sísmica. Las columnas, se distribuyeron en la planta de manera que hubiera simetría, y se propusieron tres tipos de columnas, como las que se observan en la Ilustración 3.

---

<sup>16</sup> V. González, J. Botero, R. Rochel, J. Vidal, M. Álvarez. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Ingeniería y Ciencia [en línea].

<sup>17</sup> Garcia, L. E. (1996) Economic Considerations of Displacement-Based Seismic Design of Structural Concrete Buildings. Structural Engineering International, 6(4), pages 243–248.

Ilustración 3. Planta de diseño.



El sistema de entrepiso fue de losa nervada en una dirección dimensionada de acuerdo con el Capítulo 8 del Título C de la NSR-10<sup>2</sup>.

### 2.1.3. Evaluación de cargas

**2.1.3.1. Cargas gravitacionales.** Las cargas muertas se estimaron a partir de cálculos donde se tuvo en cuenta el peso del sistema de losa aligerada. La Tabla 1 muestra las cargas muertas distribuidas en los pisos sin tener en cuenta el peso propio de vigas y columnas ya que estos son calculados por el software.

Tabla 1. Carga muerta.

CARGA MUERTA (kN/m <sup>2</sup> )	
Losas nervadas	5.69
Cubierta	3.59

Las cargas vivas se establecieron de acuerdo con el Título B de la NSR-10<sup>2</sup> donde se asignan valores de acuerdo con el uso de la estructura. Para este caso, el valor de carga viva fue de 1.8 kN/m<sup>2</sup>, ya que la estructura se asumió para un uso residencial con ocupación de cuartos privados y corredores.

**2.1.3.2. Cargas sísmicas.** Para el diseño de la estructura, el análisis sísmico se realizó por medio del software SAP2000 con el método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), ya que cumple con los requisitos expuestos en A.3.4.2.1 de la NSR-10<sup>2</sup>, específicamente el numeral (c).

Los factores aceleración horizontal pico efectiva y velocidad horizontal pico efectiva “Aa” y “Av” presentaron valores de 0.25 para ambos casos en la ciudad de Bucaramanga. Los coeficientes de amplificación “Fa” y “Fv” se extrajeron de las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4, y presentaron valores un valor de 1.15 y 1.55, respectivamente. El edificio se consideró en el grupo de importancia I donde el coeficiente I es igual a 1.0.

La altura total de la edificación fue de 36 metros, y así el periodo fundamental se calculó con la Ecuación A.4.2-3 de la NSR-10<sup>2</sup>, teniendo un valor de 1.182 segundos.

El periodo fundamental de la estructural se ubicó entre periodos cortos T<sub>c</sub> y periodos largos T<sub>L</sub>, así el valor de la aceleración espectral S<sub>a</sub> fue de 0.393G.

Se calculó la masa de cada entrepiso y con esta, se calculó la fuerza lateral que se le asignó a cada piso en el centro de masa. Para hallar el valor de la fuerza sísmica horizontal la NSR-10<sup>2</sup> sugiere las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3.

Adicionalmente, se asignaron combinaciones para tomar 100% en una dirección y 30% en la dirección perpendicular en planta para evaluar las derivas con las cargas sin reducir, como lo recomienda la NSR-10 en A.3.6.3<sup>2</sup>.

**2.1.3.3. Combinaciones de carga.** Para la evaluación de cargas, se asignaron las combinaciones de carga mayoradas:

(i) 1.4D

(ii) 1.2D+1.6L

(iii) 1.2D+1E+1L

**2.1.3 Diseño de refuerzo longitudinal y transversal.** El diseño de refuerzo de la estructura se realizó de dos maneras. Un diseño se propuso con las cuantías adecuadas que recomienda la NSR-10<sup>2</sup> y el otro se realizó aumentando cuantías de acero con el fin de evaluar cómo afecta el refuerzo en los resultados de los procedimientos, ya que es típico en muchas construcciones uniformizar el refuerzo para evitar el error humano al momento de la ejecución de la obra.

Para el diseño del refuerzo se realizó la reducción de cargas sísmicas con el factor de modificación de respuesta, R, que tiene un valor de 7 ya que el diseño corresponde a estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES) y la edificación no cuenta con irregularidades.

**2.1.3.1 Diseño exacto.** El diseño del refuerzo se realizó dependiendo del tipo de refuerzo. El refuerzo longitudinal para el diseño de flexión de vigas y columnas se estableció a partir del propuesto por el software SAP2000, donde los resultados muestran el área de acero requerida en cada elemento.

El refuerzo transversal para la demanda a cortante de las vigas se diseñó de acuerdo con la sección C.21.6.5, donde se describe la metodología de cortante probable. El diseño del refuerzo de columnas consistió en calcular la separación de estribos en zonas de confinamiento según lo descrito en C.21.6.4.3 de la NSR-10<sup>2</sup>.

**2.1.3.2 Diseño con aumento de cuantía.** Adicionalmente, se planteó un segundo diseño de refuerzo donde se cambiaron las cantidades de refuerzo longitudinal y transversal. Se modificó el diseño del concreto reforzado de las vigas, donde todos los elementos horizontales pasaron a tener el refuerzo de la viga con cuantía máxima del primer diseño.

## **2.2 ANÁLISIS NO LINEAL (*PUSHOVER*)**

El principio básico del análisis *pushover* aplicado a edificaciones es someter los pisos de un modelo estructural inelástico de una estructura a un patrón lateral de fuerzas que representan una distribución simplificada de las fuerzas sísmicas. Las propiedades de resistencia y rigidez se actualizan a cada incremento de fuerza del análisis. Este proceso continúa hasta que la estructura sea inestable o se alcance el desplazamiento objetivo. El objetivo primario es determinar la curva de capacidad que mostrará la resistencia lateral, la ductilidad y el mecanismo de falla de la estructura. La curva de capacidad representa una relación entre el contante basal total y el desplazamiento en un nodo monitoreado <sup>7</sup>.

Uno de los métodos usados para modelar la plasticidad <sup>18</sup> es concentrar la rotulación en los extremos de las vigas y columna, para el caso de sistemas estructurales aporticados. En estos sistemas la fuerza que induce la no linealidad es, principalmente, el momento flector; la no linealidad se considera a través de la relación momento-curvatura. Este también es llamado método de rotulación concentrada. Este método introduce en el elemento un objeto de longitud cero que describe el comportamiento de la rótula, así como una longitud de plastificación que será la distancia en la que ocurre dicha rotulación.

---

<sup>18</sup> Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief, pages 1-36.

**2.2.1 Momento curvatura.** El comportamiento de las secciones puede entenderse de manera más clara mediante el uso de la relación momento-curvatura. El diagrama es de gran ayuda en el análisis no lineal porque ayuda a visualizar de forma rápida la ductilidad y resistencia de un miembro <sup>19</sup>.

La relación momento-curvatura es afectada por la carga axial  $P$  a la que se somete la sección, así como la cuantía del acero de refuerzo. Para las vigas, se despreció la carga axial mientras que para las columnas se usaron diferentes valores empezando desde cero hasta llegar a 120% del valor de carga axial balanceada  $P_{bal}$ .

Los valores de la relación momento-curvatura se calcularon utilizando la función “*section designer*” del software SAP2000, usando el método de integración directa, teniendo en cuenta los modelos de concreto confinado y el del acero de refuerzo, los cuales utilizan como insumo las relaciones constitutivas de los materiales, en este caso concreto y acero de refuerzo longitudinal, y la geometría de la sección.

Con el objetivo de disminuir la carga computacional se llevó a cabo una idealización bilineal de las relaciones momento-curvatura. Se utilizó el modelo propuesto por P. Sunitha et al <sup>20</sup>. El método hace uso de tres puntos indicados por límites de los materiales para encontrar el punto de fluencia. El primer punto corresponde a la fisura del concreto, para el cual se fija un valor de 0.00008 en deformación unitaria. El segundo punto corresponde a la deformación límite de fluencia del acero el cual tendrá el valor de deformación unitaria de  $0.002+(f_s/E_s)=0.0041$ , según lo recomienda el autor. El último punto corresponde al aplastamiento del concreto que como se mencionó, se fijó en 0.006. la Ilustración 4 muestra una curva con los

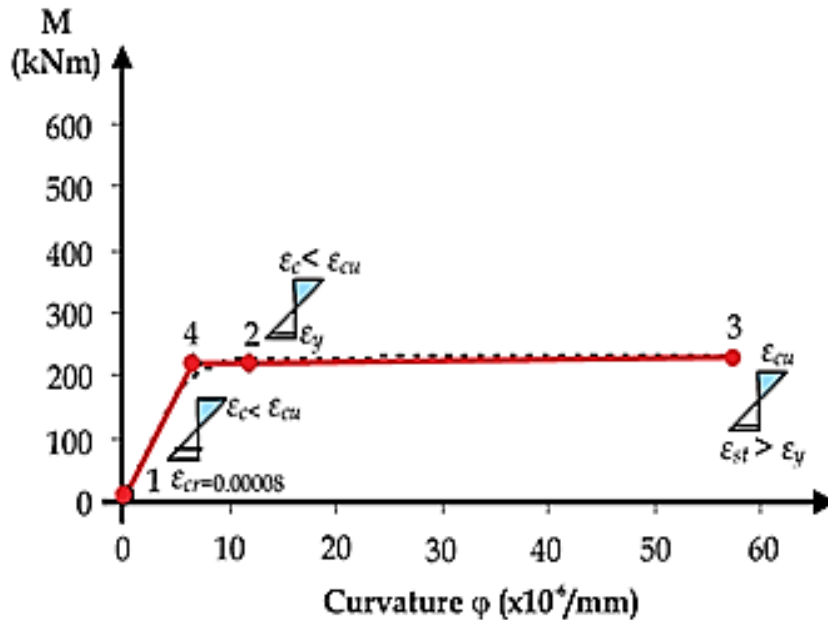
---

<sup>19</sup> Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2018). Diagrama momento-curvatura y momentorotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB.

<sup>20</sup> P. Sunitha, Rupen Goswami and C.V. R. Murty. (2016) Idealised bilinear moment-curvature curves of RC sections for pushover analysis of RC frame buildings. The Indian concrete journal.

puntos mencionados donde el punto 4 es calculado mediante ecuaciones propuestas por los autores <sup>20</sup>.

Ilustración 4. Diagrama momento-curvatura P. Sunitha.



Fuente: Hines EM, Restrepo JI, and Seible F (2004). Force-displacement characterization of well-confined bridge piers. ACI Structural Journal, V. 101, No. 4, 537-548.

El método propone tres grupos de ecuaciones que se aplicaron dependiendo de la cuantía de refuerzo. Cuando la sección es subreforzada se usan las Ecuaciones 1 y 2, para calcular la curvatura y el momento respectivamente.

$$\varphi_4 = \frac{M_2 - \left(\frac{M_3 - M_2}{\varphi_3 - \varphi_2}\right)\varphi_2}{\varphi_1 - \left(\frac{M_3 - M_2}{\varphi_3 - \varphi_2}\right)} \quad (1)$$

$$M_4 = \frac{M_1}{\varphi_1} * \varphi_4 \quad (2)$$

Cuando se trabaja con una sección que tiene acero balanceado se usan las Ecuaciones 3 y 4 para calcular la curvatura y momento respectivamente.

$$\varphi_4 = \left(\frac{M_3}{M_1}\right) \varphi_1 \text{ or } \left(\frac{M_2}{M_1}\right) \varphi_1 \quad (3)$$

$$M_4 = M_3 \text{ or } M_2 \quad (4)$$

Finalmente, cuando se realiza una idealización de la relación momento curvatura de una sección sobre reforzada se usan las Ecuaciones 5 y 6 para calcular la curvatura y el momento respectivamente.

$$\varphi_4 = \left(\frac{M_3}{M_1}\right) \varphi_1 \quad (5)$$

$$M_4 = M_3 \quad (6)$$

Para idealizar la curva de las columnas se utilizan las mismas ecuaciones, con la excepción que el primer punto se tomó la deformación unitaria inicial producida por la carga axial y se suma 0.0001 para tener los datos correspondientes. Cuando la carga axial se encuentra en el rango  $0 < P < P_{bal}$  se usan las ecuaciones para una sección sub reforzada, cuando se tiene la carga axial balanceada se usan las ecuaciones de una sección balanceada y, por último, para cargas axiales más altas se usan las ecuaciones de sección sobre reforzada.

**2.2.2 Rotulas plásticas.** Conocer y entender el comportamiento de la rótula es importante debido a que son zonas críticas y requieren especial cuidado para prevenir fallas <sup>21</sup>. El concepto de rótula plástica se usa para idealizar el comportamiento de una sección en la que el refuerzo longitudinal ha alcanzado la

---

<sup>21</sup> Y. Sümer. (2018) Determination of Plastic Hinge Length for RC Beams Designed with Different Failure Modes under Static Load. Special Issue of the 8th International Advances in Applied Physics and Materials Science Congress.

fluencia, sin embargo, puede seguir rotando ante un aumento de cargas sin que aumente o con poco aumento del momento resistente de la sección.

Otro concepto para tener en cuenta es la longitud de plastificación  $L_p$ , la cual se refiere a una distancia equivalente sobre la cual una curvatura plástica se asume como constante para resolver la deflexión por flexión del miembro y su capacidad de rotación plástica <sup>22</sup>.

La dificultad de calcular la longitud de plastificación radica en la cantidad de variables que influyen. La geometría de la sección, la longitud del elemento, el comportamiento de los momentos y el tipo de armadura de refuerzo usado son variables que intervienen <sup>23</sup>. También la combinación de tres fenómenos, la alta concentración de deformaciones por compresión, el cambio de esfuerzos que invalida la suposición de las caras planas y la penetración de las deformaciones que resulta en una rotación final fija en la base de las columnas, muestra las dificultades del problema <sup>24</sup>.

Existen diferentes maneras de determinar la longitud de plastificación  $L_p$ , métodos analíticos, experimentales y empíricos. De este último existen numerosas ecuaciones que tienen en cuenta diferentes parámetros como la longitud de la viga, la longitud a la cual se da una inflexión en los momentos, la geometría, el refuerzo longitudinal, entre otras <sup>25</sup>.

---

<sup>22</sup> Zhao, X., Wu, Y.-F., Leung, A. Y., & Lam, H. F. (2011). Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members. *Procedia Engineering*, 14, pages 1266–1274.

<sup>23</sup> Cristian Velásquez Londoño (2017). “Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas”. Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya

<sup>24</sup> Hines EM, Restrepo JI, and Seible F (2004). Force-displacement characterization of well-confined bridge piers. *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 4, pages 537-548.

<sup>25</sup> A. Mortezaei. Hamid R. Ronagh (2013). Plastic hinge length of reinforced concrete columns subjected to both far-fault and near-fault ground motions having forward directivity Published online in Wiley Online Library.

En el desarrollo de esta investigación, dado el gran número de expresiones existentes para calcular  $L_p$  se hizo una revisión de la literatura para encontrar cual de todas las expresiones ha sido la más utilizada, medido esto en función de su número de citas en artículos de investigación en análisis no lineal de estructuras. Se seleccionó la Ecuación 7, propuesta por Paulay and Priestley <sup>14</sup> ya que es de gran uso según la base de datos de Google Académico con 5278 citas presentadas hasta el 27 de julio de 2020. Esta expresión tiene en cuenta el refuerzo longitudinal y su esfuerzo de fluencia, así como la longitud del elemento. La expresión es válida tanto para vigas como para columnas.

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (7)$$

Donde  $L$  corresponde a la longitud al punto de inflexión del elemento,  $d_b$  al diámetro del refuerzo longitudinal y  $f_y$  al esfuerzo de fluencia del acero.

El valor de longitud de rotula plástica  $L_p$  también es importante para establecer los límites o estados de daño en el elemento que se analiza. Estos son dados por el FEMA 356 <sup>7</sup> en el Capítulo 6 en términos de rotación plástica. Para la aplicación, se convirtió los valores a curvatura como se muestra en la Ecuación 8.

$$\varphi = \theta_p / L_p \quad (8)$$

Donde  $\theta_p$  corresponde a rotación de rótula plástica y  $L_p$  a longitud de rótula plástica.

**2.2.4 Curva capacidad.** El FEMA-440<sup>26</sup> describe la idealización de la curva de fuerza-desplazamiento, donde se muestra la relación que existe entre el cortante en la base y el desplazamiento en un nodo monitoreado. La construcción de esta curva se obtuvo por un análisis paso por paso, donde en cada uno de estos el cortante en

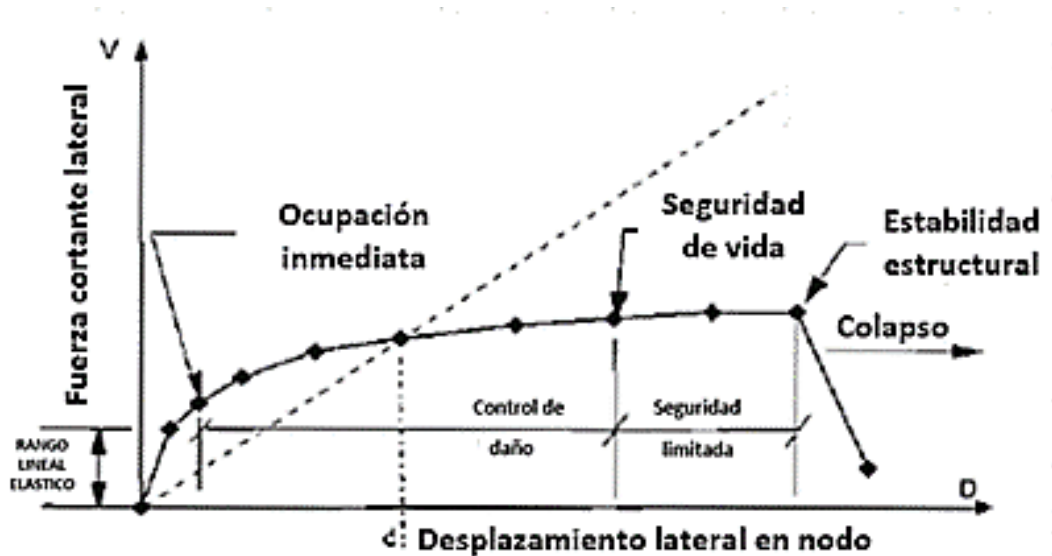
---

<sup>26</sup> Applied Technology Council, Federal Emergency Management Agency. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. (FEMA 440). Washington D.C. United States: Federal Emergency Management Systems. Section 2 and 3. Pages 2-1 to 3-20.

la base va aumentando gradualmente mientras la estructura tiene capacidad de disipar energía. El análisis de capacidad finaliza cuando la estructura se vuelve inestable o se alcanza el desplazamiento objetivo. En cada uno de los pasos del análisis hay información disponible de fuerza cortante y desplazamiento horizontal.

Posterior a la construcción de la curva capacidad, y obteniendo valores de desplazamientos para cada piso, con diferentes valores de cortante en la base, se establecieron estados de daño a nivel global de la estructura como se muestra en la Ilustración 4. El FEMA-356 <sup>7</sup> propone tres estados de daño a nivel global de la estructura: Ocupación inmediata (IO por sus siglas en inglés), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), y estos están definidos por los valores de derivas, tanto transitorias como permanentes. La definición de cada estado de daño se puede observar en la Tabla 2.

Ilustración 5. Curva de capacidad típica con niveles de daño.



Fuente: Applied Technology Council. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273). Washington D.C. United States.

Tabla 2. Estados de daño según FEMA-356

Estados de daño según FEMA-356	
Estado de daño	Características
IO	Agrietamiento leve, grietas del grosor de un cabello. Posible fluencia limitada en algunas localizaciones. Sin aplastamiento (deformaciones por debajo de 0.003). Derivas: 1% transitoria, la permanente es despreciable.
LS	Daños extensos en vigas. Descascarillado de la cobertura de concreto y agrietamiento por cortante (ancho menor de 3mm) para columnas dúctiles. Descascarillado leve en columnas no dúctiles. Derivas: 2% transitoria y 1% permanente.
CP	Agrietamiento extenso y formación de rótulas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o falla de empalme en columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas. Derivas: 4% transitoria o permanente.

Fuente: American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency. (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356). Washington D.C. United States: Federal Emergency Management Systems.

**2.2.3 Parámetros para evaluación de análisis no lineal en SAP2000.** Una vez asignadas las rotulas plásticas para cada elemento estructural, se crearon los casos de carga no lineales. El primer caso hace referencia al análisis no lineal de la carga muerta, y posteriormente se definieron dos casos de carga no lineal para la fuerza lateral X y la fuerza lateral Y. Para cada uno de los casos de fuerza lateral, se estableció como límite de desplazamiento de deriva de 3% de toda la estructura, lo que equivaldría a 1.08 metros, ya que se observó en análisis previos que la edificación no obtenía valores de deriva mayores. Adicionalmente, se consideró un valor límite de pasos de 1000 y un valor máximo de 2000 pasos.

El nodo de monitoreo, que corresponde al punto donde se evaluarán los desplazamientos laterales, se asignó en el centro de masa de la última planta de la edificación y se asignaron las cargas laterales normalizadas en el sentido X y en el sentido Y. Estas cargas laterales hacen referencia a las fuerzas sísmicas calculadas en Fuerza Horizontal Equivalente.

Además, para facilitar el procedimiento de cálculo de derivas de entrepiso, se definieron desplazamientos generalizados para cada una de las plantas de la estructura, ajustándolo para que estas muestren los desplazamientos entre pisos en cada uno de los pasos del análisis no lineal.

**2.2.5 Curva de demanda y punto de desempeño: método N2.** El método N2 fue propuesto por Peter Fajfar <sup>13</sup> y ha sido adoptado por el Eurocódigo 8 <sup>27</sup>. El método es descrito en el apéndice B de la Parte I del código. Este método se utilizó para estimar la curva de demanda inelástica y determinar el punto de desempeño de la estructura, a través del cual se estimará el daño que sufre ante dicha demanda. El método se presenta en una serie de pasos y a pesar de su extensa base teórica es de fácil aplicación.

El primer paso del método N2 es obtener la demanda sísmica en formato Aceleración-Desplazamiento (AD). Fajfar proporciona la Ecuación 9 para obtener los desplazamientos espectrales para un sistema equivalente de un grado de libertad.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (9)$$

Donde  $S_{de}$  y  $S_{ae}$  son los valores de desplazamiento y aceleración en el espectro elástico. Como se tiene un espectro elástico es necesario transformarlo a un espectro inelástico a través de las Ecuaciones 10 y 11.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (10)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} \quad (11)$$

Siendo  $S_a$  la aceleración espectral,  $S_d$  el desplazamiento espectral,  $\mu$  el factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el

---

<sup>27</sup> British Standard (2004), Design of Structures for Earthquake Resistance.

desplazamiento del límite elástico y  $R_\mu$  el factor de reducción debido a la ductilidad que tiene en cuenta la disipación histerética de energía en estructuras dúctiles.

El factor de reducción se obtiene de la Ecuación 12.

$$\begin{aligned} T < T_c; \quad R_\mu &= (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \\ T_c \leq T; \quad R_\mu &= \mu \end{aligned} \quad (12)$$

Las ecuaciones sugieren que para valores más grandes de  $T_c$  los sistemas elásticos e inelásticos tienen los mismos valores de desplazamiento.

El siguiente paso es obtener la curva de capacidad de la estructura (cortante-desplazamiento de techo). Luego de tener la curva de capacidad se calcula el factor de participación modal. Para ello se hizo un análisis modal y se obtuvieron los desplazamientos de los centros de masa para los modos fundamentales, después se aplicaron las Ecuaciones 13 y 14.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (13)$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum F_i \quad (14)$$

Siendo  $\Gamma$  el factor de participación modal,  $m^*$  la masa equivalente del sistema de un grado de libertad y  $\Phi$  los desplazamientos del análisis modal.

Al aplicar esta ecuación se debe tener en cuenta que los desplazamientos deben normalizarse respecto al desplazamiento máximo, generalmente el del último piso. Una vez calculado el factor de participación modal se procede a convertir la curva de capacidad, producto del modelo de múltiples grados de libertad, a una equivalente de un grado de libertad mediante las Ecuaciones 15 y 16.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (15)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (16)$$

Donde  $F^*$  y  $d^*$  son la fuerza y desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad;  $F_b$  y  $d_n$  son, respectivamente, el cortante de base y desplazamiento del nudo de control. Para convertir las fuerzas en aceleraciones espectrales se dividen las fuerzas  $F^*$  entre la masa equivalente del sistema  $m^*$ .

Para encontrar el punto de fluencia de la curva de capacidad se usa una idealización elástica perfectamente plástica. Para ello se igualan las energías bajo las curvas, se propone la Ecuación 17 para facilitar el proceso.

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (17)$$

Donde  $E_m^*$  es la energía bajo la curva y  $d_m^*$  es el desplazamiento máximo. El siguiente paso es calcular el periodo del sistema equivalente y el desplazamiento objetivo del sistema equivalente por medio de las Ecuaciones 18 y 19.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (18)$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (19)$$

Donde  $S_e(T^*)$  es la aceleración en el espectro de respuesta elástica para el periodo del sistema equivalente  $T^*$ . Para periodos medios y largos, como es el caso de la estructura estudiada, el desplazamiento objetivo no debe modificarse  $d_{et}^* = d_t^*$ . El último paso es hacer las iteraciones para que los valores converjan; inicialmente el valor  $d_{et}^*$  es muy diferente de  $d_m^*$ , entonces se debe repetir el proceso desde que se calcula el punto de fluencia ahora con el valor  $d_{et}^*$  como valor inicial para el procedimiento.

## 2.3 ÍNDICES DE DAÑO SIMPLIFICADOS

Los índices de daño se han formulado utilizando parámetros de respuesta de la estructura que se obtienen a través de una evaluación analítica y son utilizados en el campo de evaluación del daño estructural. Los valores de daño se pueden calificar por medio de estados de daño. Estos estados de daño se han desarrollado para evaluar la intensidad sísmica en un área después que suceda el sismo <sup>24</sup>. A continuación, se presentan los índices de daño utilizados en este proyecto:

**2.3.1 Hassan y Sozen.** Ahmed F. Hassan y Mete A. Sozen <sup>9</sup>, en 1997 presentaron un método simplificado para clasificar estructuras monolíticas de concreto reforzado de baja altura (1-5 pisos) de acuerdo con el daño que se presentaron en Erzincan frente a un sismo con aceleración de 0.5g (dirección E-O) y 0.4g (dirección N-S). Para el desarrollo del método se requiere únicamente las dimensiones de la estructura estudiada. El resultado de dicho método de Hassan y Sozen es una gráfica generada a partir de dos índices calculados. El valor del índice se calcula a partir de dos subíndices.

El primer subíndice, es el de muros estructurales y no estructurales, calculado como lo muestra la Ecuación 20.

$$WI = \frac{A_{cw} + 0.1A_{mw}}{A_{ft}} \times 100 \quad (20)$$

El segundo subíndice, corresponde a las columnas se calcula como lo muestra la Ecuación 21.

$$CI = \frac{0.5A_{col}}{A_{ft}} \times 100 \quad (21)$$

Donde  $A_{cw}$  es la suma de áreas de secciones transversales de muros estructurales,  $A_{mw}$  es la suma de áreas de secciones transversales de muros en mampostería,  $A_{ft}$

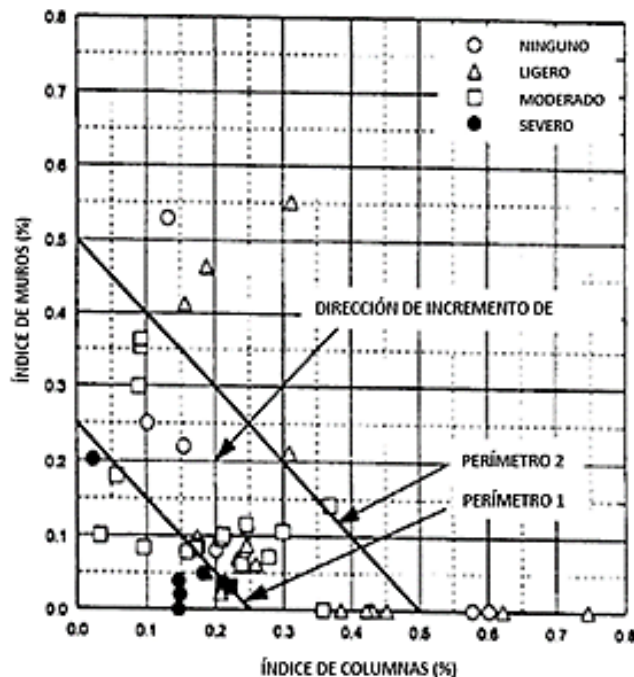
es la suma de áreas de piso por encima de la base de la edificación y  $A_{col}$  es la suma de áreas de secciones transversales de columnas en la base.

Finalmente, el índice que cuantifica porcentualmente el daño en la estructura se calcula con la suma de subíndice de columnas y subíndice de muros como se muestra en la Ecuación 22.

$$PI = WI + CI \quad (22)$$

Los resultados que se mostraron en la investigación del método en 1997 tras el sismo de Erzincan se pueden apreciar en la Ilustración 6, teniendo en cuenta que el estudio se realizó a estructuras que tenían un número máximo de pisos de 5 pisos.

Ilustración 6. Resultados del índice de Hassan y Sozen en estructuras de 1997.



Fuente: Ahmed F. Hassan & Mete A. Sozen. (1997), Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes. ACI Structural Journal. Title no 94-S4 pages 1-3, 1997.

Los cuatro estados de Hassan y Sozen son: ninguno, ligero, moderado y severo, y cada uno de estos se encuentra definido en la Tabla 3.

Tabla 3. Estados de daño según Hassan y Sozen.

Estados de daño según Hassan y Sozen	
Estado de daño	Características
Ligero	Refuerzo expuesto sin presenciar pandeo cerca a los nodos. Presencia de finas grietas por flexión en elementos estructurales y no estructurales.
Moderado	Formación de grietas por cortante acompañadas de hormigón descascarado. Pandeo de refuerzo cerca de las caras de los apoyos.
Severo	Falla estructural de elementos individuales

Fuente: Ahmed F. Hassan & Mete A. Sozen. (1997), Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes. ACI Structural Journal. Title no 94-S4 pages 1-3, 1997.

**2.3.2 NCRE index.** La NCREE <sup>10</sup> desarrolló en 2017 un método preliminar de evaluación de daño sísmico siguiendo el comportamiento detallado de una base de datos de escuelas construidas en Taiwán. Con esta metodología se busca hallar el comportamiento de la aceleración en el suelo de estructuras de concreto reforzado de manera simplificada usando propiedades mecánicas de la estructura.

Para empezar el procedimiento, la NCREE propone que para considerar la capacidad sísmica se debe tener en cuenta la existencia de columnas, muros estructurales y muros arquitectónicos. El comportamiento de la aceleración del suelo se define en la Ecuación 23.

$$A_p = \frac{100CFR_{eq} - 0.4 + 0.05N_f}{1.62 - 0.24N_f}, CFR_{eq} \geq (0.4 - 0.05N_f)\% \quad \text{o,}$$

$$A_p = 0, CFR_{eq} < (0.4 - 0.05N_f)\% \quad (23)$$

Donde  $N_f$ , es el número de pisos en la edificación, donde 4 será el valor límite para el factor si la estructura cuenta con 5 pisos construidos o más.  $CFR_{eq}$  es la relación de columnas equivalente, que se describe como se calcula en la Ecuación 24.

$$CFR_{eq} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + \frac{0.9(2.63 \sum Arcw_4 + 1.5 \sum Arcw_3 + 0.5 \sum Abw_4 + 0.4 \sum Abw_3)}{\sum A_f} \quad (24)$$

Donde  $AC$  es la suma de área de columnas de concreto reforzado,  $Arcw_4$  es la suma de área de muros de concreto reforzado sin aberturas,  $Arcw_3$  es la suma de área de muros de concreto reforzado con aberturas,  $Abw_4$  es la suma de área de muros de ladrillos sin aberturas,  $Abw_3$ , es la suma de área de muros de ladrillos con aberturas y  $A_f$  es la suma de área de piso construido sobre el suelo.

La demanda sísmica  $A_T$ , según el código de diseño sísmico de Taiwán <sup>28</sup> equivale a 0.4 SDS. Esta expresión corresponde a la aceleración del suelo cuando el periodo es igual a 0 en el espectro de respuesta fundamental elástico.

La relación entre la capacidad y la demanda sísmica,  $E$ , se muestra en la Ecuación 25.

$$E = \frac{A_p}{A_T} \times 100 \quad (25)$$

El procedimiento además incluye un factor  $Q$ , el cual se divide en los subfactores  $q_1$ ,  $q_2$ ,  $q_3$  y  $q_4$ , que corresponden a fecha de construcción, excentricidad, pisos débiles y columnas cortas respectivamente. Ninguno de estos factores está presente en la estructura bajo estudio y por eso sus valores fueron de 1.

Finalmente, el índice de evaluación de daño  $IS$  se calcula con la Ecuación 26.

---

<sup>28</sup> Chai JF, Teng TJ. (2012). Seismic design force for buildings in Taiwan. Taiwan: National Center for Research on Earthquake Engineering.

$$I_s = (q_1)(q_2)(q_3)(q_4)(E) \quad (26)$$

Adicionalmente la NCREE propone 5 estados de daño definidos en la Tabla 4.

Tabla 4. Estados de daño según NCREE.

<b>Estados de daño según NCREE</b>	
<b>Estado de daño</b>	<b>Características</b>
Ninguno/leve	No hay daños.
Menor	Grietas de 0.3 mm de ancho causadas por cortante.
Moderado	Desprendimiento parcial de la cubierta de concreto sin pandeo de varillas y sin apertura de varillas transversales.
Severo	Daño en gran parte del área de cubierta de concreto, pocas aberturas o fracturas en refuerzo transversal y podría haber pandeo.
Colapso	Un elemento estructural tiene una abertura o fractura del refuerzo transversal, un pandeo evidente, un desprendimiento de concreto en el núcleo o un hundimiento del piso.

Fuente: Chiou TC, Hwang SJ, Chung LL et al (2017) Preliminary seismic assessment of low-rise reinforced concrete buildings in Taiwan. In: 16th World conference on earthquake engineering, Santiago, Chile. Paper No. 2977.

### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 3.1 DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN

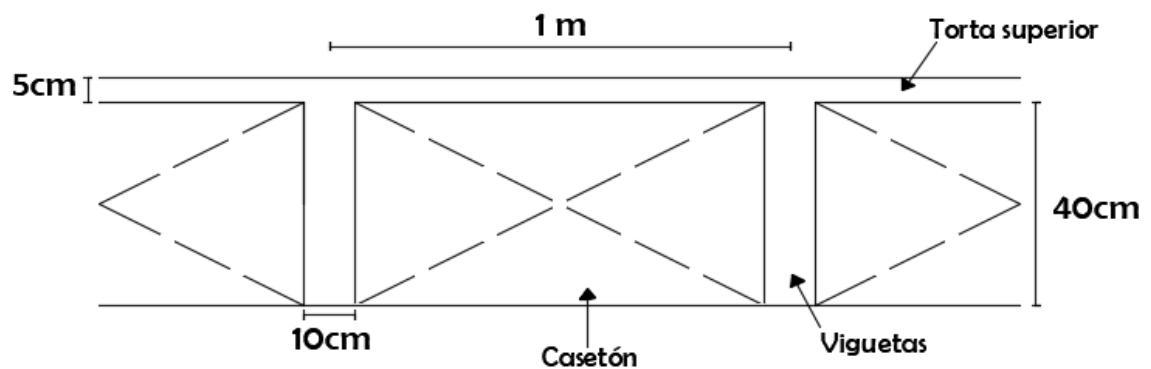
Las dimensiones finales de las vigas fueron de 70cmx45cm. Las dimensiones de las columnas son las mostradas en la Tabla 5.

Tabla 5. Dimensiones de columnas.

Columna X	1.3mX0.7m
Columna Y	0.7mX1.3m
Columna esq.	0.7mX0.7m

El sistema de losa aligerada tiene las dimensiones mostradas en la Ilustración 7.

Ilustración 7. Dimensiones de losa aligerada.



En primer lugar, el dimensionamiento de la edificación se consideró adecuado debido a que cumplió con el chequeo de derivas, teniendo estas un valor inferior al 1% de la altura de piso (máxima deriva de 29 mm).

El diseño del acero de refuerzo se desarrolló de manera esquemática, cumpliendo con lo permitido por la NSR-10<sup>2</sup> para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES). Se utilizaron varillas longitudinales #7 y transversales #3 para vigas; y varillas longitudinales #8 y transversales #4 para columnas.

### 3.2 ANÁLISIS NO LINEAL

Una vez hecho el modelo en el software SAP2000 y después de haber ajustado todos los parámetros mencionados se realizó el análisis no lineal. Los análisis tomaron alrededor de 5 a 6 minutos en correr en un equipo HP procesador core i7

de 1.8 HZ, con memoria RAM de 8 GB, y se repitieron los análisis para observar variaciones en los datos, después de tres repeticiones de los análisis se evidenció que los resultados eran iguales y que la cantidad de pasos tampoco presentaba ninguna variación. A continuación, las Ilustraciones 8 y 9 muestran las curvas de capacidad del modelo de cuantías exactas y cuantías máximas. Se han marcado los estados de daño según el FEMA 356 <sup>7</sup> que se miden tomando la mayor deriva de entrepiso; las derivas se obtuvieron mediante los desplazamientos generalizados obtenidos en SAP2000.

Ilustración 8. Curvas de capacidad en la dirección X de los modelos de cuantías exactas y máximas.

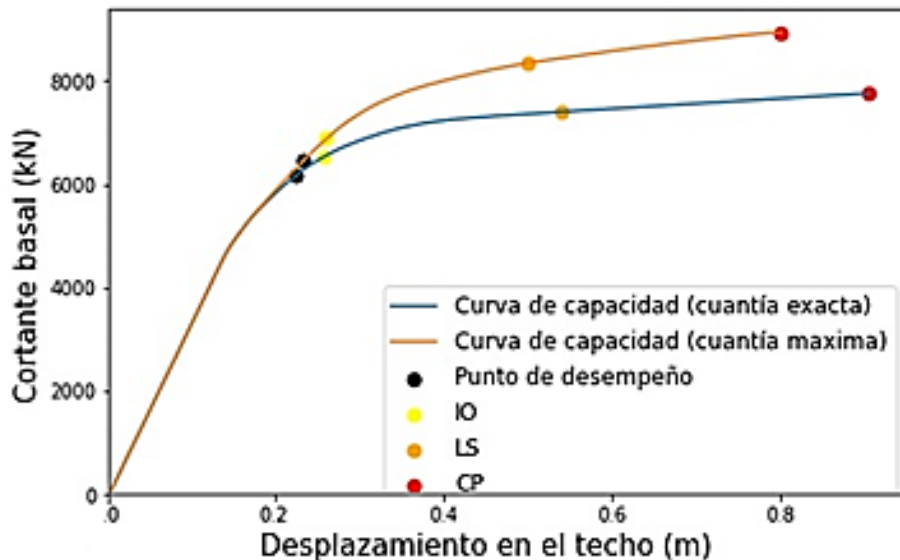
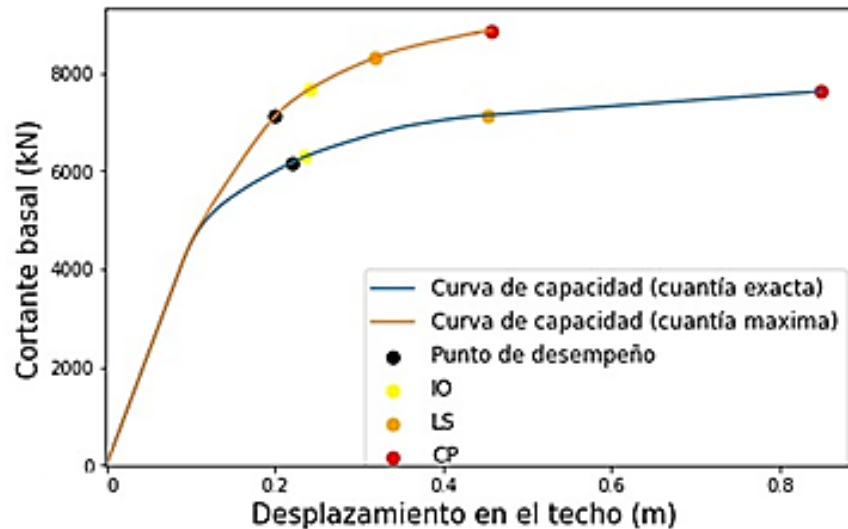


Ilustración 9. Curvas de capacidad en la dirección Y de los modelos de cuantías exactas y máximas.

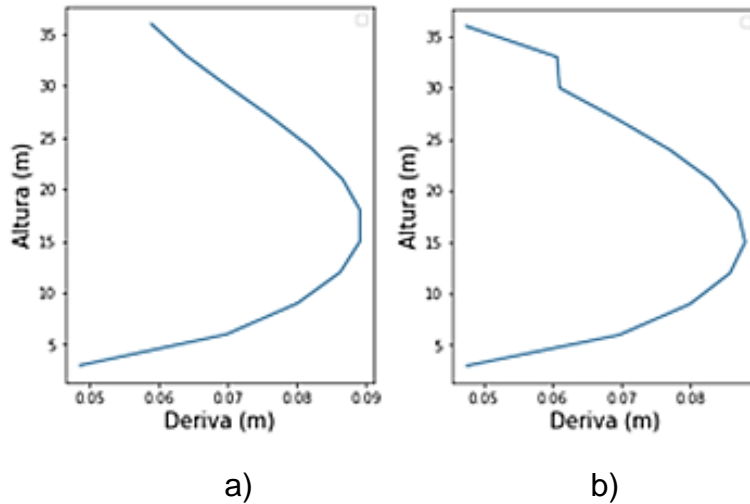


El resumen los cortantes basales y desplazamientos de techo obtenidos se muestran en la Tabla 6. Lo primero que se logró observar en las Figuras 8 y 9 es que el punto de prevención de colapso (CP) se encuentra en el final de la curva en lugar de estar un poco antes del final. Esto ocurre porque la estructura no tiene la suficiente ductilidad para deformarse hasta alcanzar una deriva de 4% como lo especifica el FEMA 356<sup>7</sup>. La deriva máxima obtenida fue de 2.97% y se presentó en el quinto piso en el último paso. La Ilustración 10 muestran el comportamiento de las derivas en las diferentes alturas de piso en el último paso, los demás análisis mostraron resultados de derivas máximas similares en el quinto piso.

Tabla 6. Resultados del análisis no lineal para ambos modelos de cuantías.

Resultados	Modelos	
	Cuantías exactas	Cuantías maximas
Desplazamiento de techo X	900.4 mm	796.4 mm
Desplazamiento de techo Y	849.1 mm	457.3 mm
Cortante basal X	7747.7 kN	8937.6 kN
Cortante basal Y	7618.7 kN	8870.8 kN

Ilustración 10. a) Alturas vs derivas para el modelo de cuantías exactas en la dirección X. b) Alturas vs derivas para el modelo de cuantías exactas en la dirección Y.



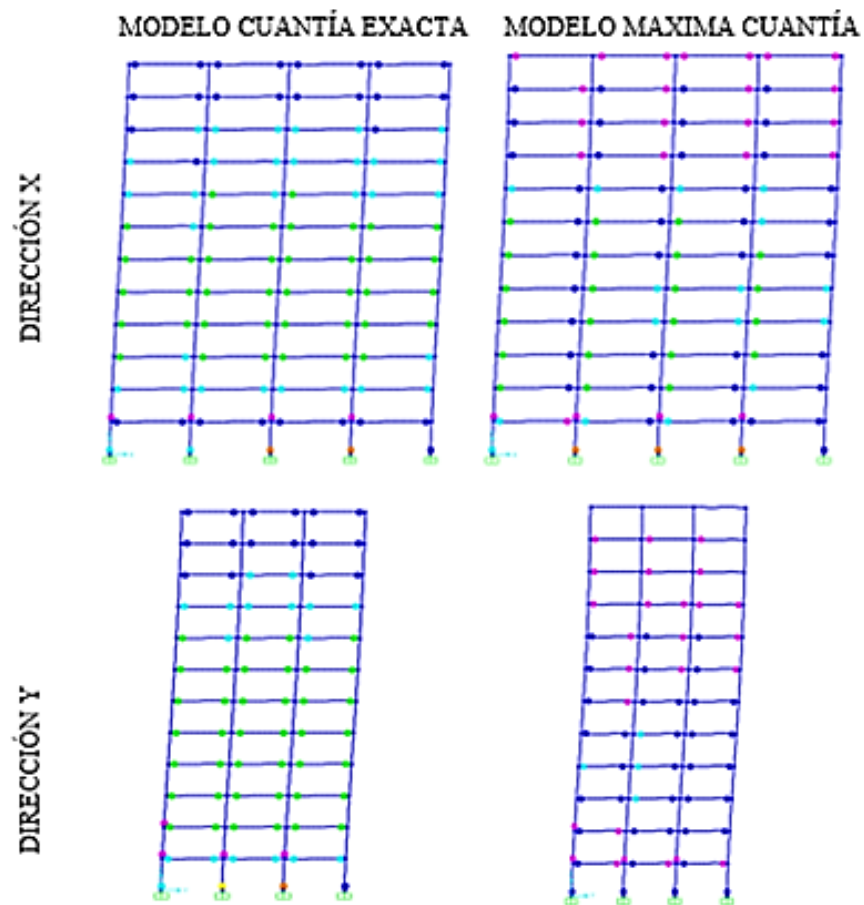
Las curvas de capacidad muestran que el modelo de cuantías máximas tiene una capacidad más alta que el modelo de cuantías exactas, pero este aumento viene acompañado por una disminución en la ductilidad. En la Ilustración 9, particularmente, se puede observar la disminución en el desplazamiento máximo. La pérdida de ductilidad en el modelo de cuantías máximas en la dirección Y fue de 46.14% con respecto al modelo de cuantías exactas, mientras que la disminución en la dirección X fue de 11.55%. El cambio en el comportamiento de la curva de capacidad del modelo de máximas cuantías sugiere también un cambio en el mecanismo de falla, como la estructura se ha vuelto más frágil la pérdida de

estabilidad puede ocurrir de manera súbita, sin que las rótulas se formen de la manera prevista en los análisis de momento curvatura de las secciones.

Una práctica común es uniformizar el refuerzo en los elementos estructurales a fin de evitar errores en el momento en que se haga el armado de los elementos, pero como lo muestran los resultados de ambos modelos se producen cambios adversos en el comportamiento sísmico de la estructura.

La Ilustración 10 muestra el estado de daños de pórticos seleccionados del modelo de cuantía exacta, en el último paso del análisis. Los colores indican los estados de daño, el violeta indica que el elemento ha llegado a la fluencia (B), el azul oscuro muestra que la sección se encuentra en el estado de ocupación inmediata (IO), el cian indica el estado de seguridad de la vida (LS), el verde indica un inminente colapso (CP) y los colores amarillo naranja y rojo indican la pérdida de resistencia del elemento y pérdida completa de capacidad.

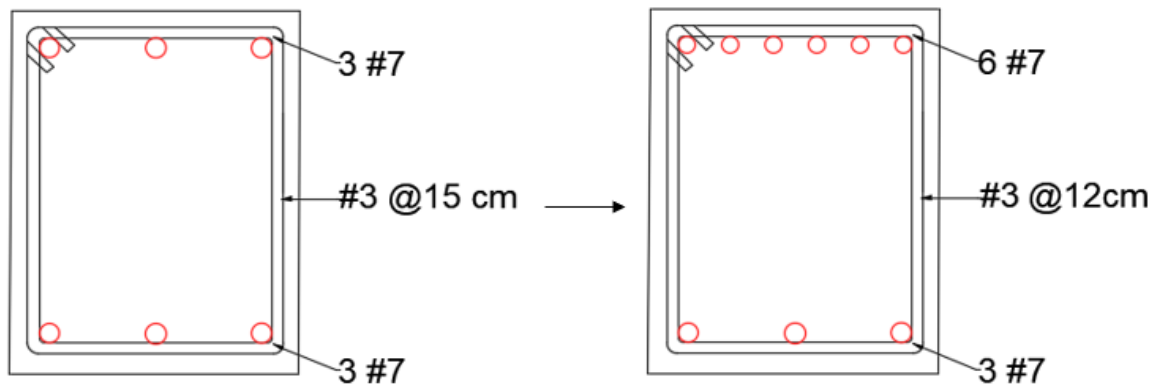
Ilustración 11. Estados de daño en las rótulas (pórtico eje 1 y eje A) cuando la estructura pierde estabilidad en el modelo de cuantía exacta y cuantía máxima.



La Ilustración 11 muestra que se ha cumplido el requerimiento de columna fuerte viga débil y las plastificaciones de las columnas ocurren en la base y el primer piso. Se observan columnas con puntos de color naranja, indicando que la columna ha perdido completamente su capacidad, provocando la pérdida de estabilidad de la estructura. También las rótulas formadas en las vigas muestran que ya se ha llegado al punto de prevención de colapso; las vigas más afectadas se encuentran en el quinto piso y pisos aledaños siendo estos donde se tienen las derivas de entre piso más grandes.

En contraste en la Ilustración 10 el modelo de máxima cuantía en la dirección Y no muestra que ningún elemento haya perdido su capacidad en el modelo de cuantía máxima en dirección, esto indica que la estructura es frágil como se había mencionado en el análisis de la curva de capacidad. Cabe resaltar que, a comparación de la dirección en X (modelo de máxima cuantía), el cambio en la cuantía de las vigas en los pórticos de la dirección Y es grande. Se pasó de usar tres barras #7 en la parte inferior y superior a usar seis #7 en la parte superior y tres #7 en la parte inferior como se muestra en la Ilustración 12.

Ilustración 12. Cambio en cuantías de vigas en la dirección débil.



En la Ilustración 11 no hay señal de que los elementos hayan llegado más allá de la prevención del colapso en el modelo de máxima cuantía en dirección Y, muchos apenas han llegado a la ocupación inmediata que es poco después del punto de fluencia. La mayor cantidad de refuerzo es para momento negativo, al deformarse la estructura bajo la carga sísmica este acero creó una desigualdad en las resistencias a momento positivo y negativo de la sección. Se genera, por lo tanto, una concentración de esfuerzos en la parte superior de la sección (donde está el refuerzo negativo) al trabajar bajo momento positivo, que sumado a una longitud de viga más corta (que aumenta su rigidez) provoca una falla por aplastamiento que ocurre rápidamente, en contraste con una falla dúctil.

**3.2.1. Resultados del método N2.** Siguiendo el procedimiento antes descrito se calculó la demanda que la estructura tendrá que soportar. El método es de rápida convergencia por lo que se requieren 4 o 5 iteraciones. Los resultados del procedimiento son expresados en desplazamientos. La Tabla 7 muestran el resumen de los resultados obtenidos para ambos modelos. El punto de desempeño se puede mostrar gráficamente mediante la intersección de la curva de demanda inelástica y la curva de capacidad del sistema de un grado de libertad, la Ilustración 13 muestra dicho gráfico.

Ilustración 13. Curva de capacidad y curvas de demanda para el modelo de cuantía máxima en la dirección X.

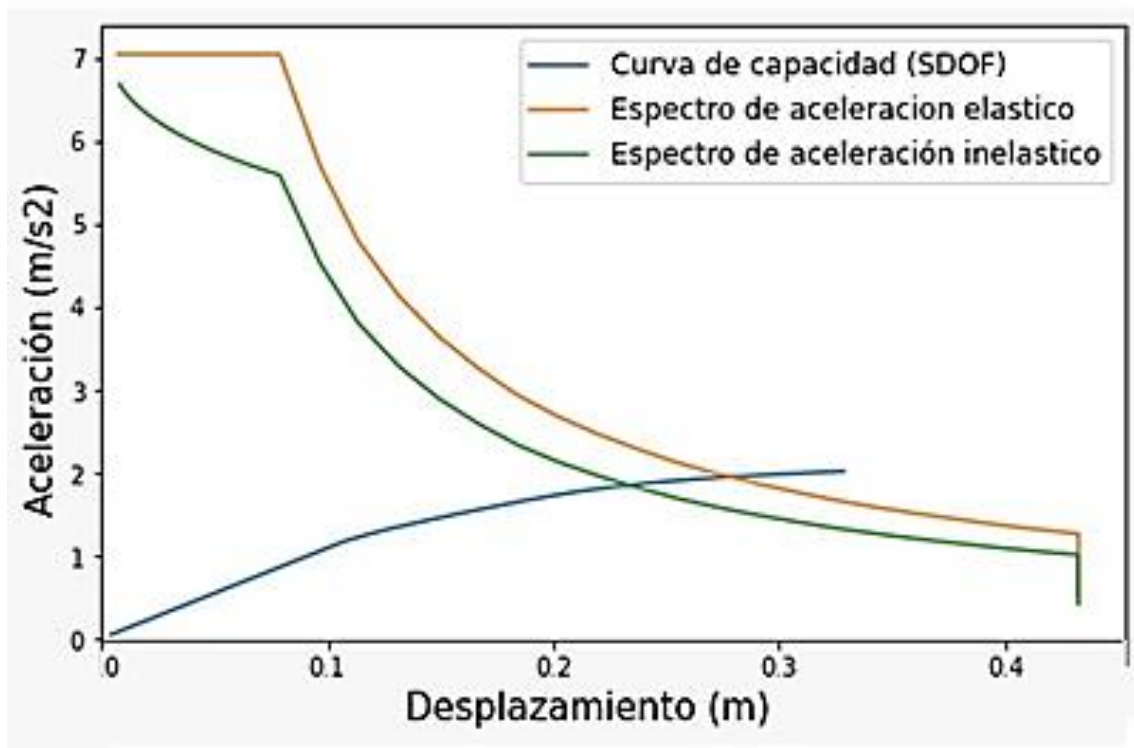


Tabla 7. Resultados método N2 para los modelos en las direcciones X y Y.

Resultados	Modelos	
	Cuantías exactas	Cuantías maximas
Punto de desempeño X	220.1 mm	229.8 mm
Punto de desempeño Y	203.6 mm	203.4 mm

En el caso de la dirección X se observa un aumento en el desplazamiento del punto de desempeño con respecto al modelo de cuantías exactas. Este aumento ocurre debido al cambio de energía bajo la curva de capacidad, como los resultados de las curvas de capacidad en la dirección X son similares en cuanto a los desplazamientos de techo, la energía bajo la curva del modelo de máximas cuantías, en el intervalo usado para realizar el método N2, será mayor. El aumento de la resistencia sería la causa del aumento del valor del punto de desempeño.

En comparación, la diferencia en el punto de desempeño en la dirección Y para ambos modelos es despreciable. Una vez más se puede encontrar su explicación en las curvas de capacidad. Si bien se redujo la ductilidad, el aumento de resistencia logra equilibrar la energía bajo la curva para obtener un punto de desempeño muy cercano al del modelo de cuantías exactas.

Teniendo el punto de desempeño es posible conocer el estado de daño en el que se encuentran los elementos estructurales, la Tabla 8 muestra en qué estado de daño se encuentran los elementos estructurales del modelo de cuantías exactas. Asimismo, las Ilustraciones 8 y 9 muestran la ubicación del punto de desempeño en la curva de capacidad.

Tabla 8. Estados de daño de elementos estructurales en el punto de desempeño, modelo de cuantías exactas.

	B-IO	IO-LS	LS-CP	Elementos totales
Punto de desempeño X	134	0	0	612
Punto de desempeño Y	139	0	0	612

Los elementos que están entre el punto B e IO son elementos viga, en esta etapa todavía no se ha presentado fluencia en las columnas. Los demás análisis continúan esta tendencia, como se observa en los resultados de las curvas de capacidad (Figuras 7 y 8) el punto de desempeño se encuentra antes del límite de ocupación inmediata, la estructura presentará daños menores, fisuras delgadas y fluencia en algunos elementos.

### 3.3 ÍNDICES DE DAÑO

**3.3.1 Hassan y Sozen.** La edificación bajo estudio en esta investigación únicamente solicitó el cálculo del subíndice de columnas descrito en la Ecuación 15 debido a la ausencia de muros estructurales. El área de columnas construidas en la base se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9. Área total de columnas.

Sección	Area (m <sup>2</sup> )	# de columnas	Area total (m <sup>2</sup> )
Columnas X	0.91	8	7.28
Columnas Y	0.91	8	7.28
Columnas de esquina	0.49	4	1.96
		∑ Suma	16.52

La suma de áreas de piso por encima de la base se consideró en la Ecuación 27.

$$A_{ft} = (15 \text{ m})(30 \text{ m})(12 \text{ pisos}) = 5400 \text{ m}^2 \quad (27)$$

Así, se tienen todas las propiedades mecánicas para evaluar el subíndice de columnas, que será equivalente al índice de daño, como se muestra en la Ecuación 28.

$$CI = PI = \frac{0.5(16.52)}{5400} \times 100 = 0.153\% \quad (28)$$

Hassan y Sozen <sup>8</sup> en el desarrollo de su metodología, sugieren que las estructuras que muestren un resultado de índice prioritario PI menor a 0.25%, serán vulnerables a sufrir daños sísmicos severos como se mostró en la Ilustración 5.

La estructura que está bajo estudio en esta investigación obtuvo resultados de índice prioritario PI de 0.153%. Según el procedimiento de Hassan y Sozen, la estructura tiene niveles de daño severos ya que no alcanza a tener un índice de 0.25%. Dicho esto, se pasó a analizar la razón de los resultados ya que no tienen relación con los resultados mostrados en el análisis no lineal. Uno de los principales factores es que el método de Hassan y Sozen se desarrolló con estructuras de máximo 5 pisos. Esto influyó en el factor de columnas y muros ya que el área de suelo construido sobre la base aumenta a medida que se presenten más pisos y haciendo que el índice prioritario PI disminuya. Otro aspecto que no tiene en cuenta el procedimiento son las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción ni la calidad del proceso constructivo. Finalmente, se puede apreciar en las Ecuaciones 14 y 15, el área de muros llega a aportar más rigidez que el área de columnas. Además, en el desarrollo se despreció el área de muros arquitectónicos, ya que no se realizó un diseño arquitectónico.

**3.3.2 NCREE index.** Al igual que el índice de Hassan y Sozen, únicamente se tuvo en cuenta la fracción que tiene en cuenta las columnas para el cálculo de la capacidad sísmica de la estructura bajo estudio como se expresa en la Ecuación 29.

$$CFR_{eq} = \frac{16.52}{5400} = 0.00306 \quad (29)$$

La Ecuación 30 muestra el comportamiento de la aceleración del suelo que se está evaluando.

$$Ap = \frac{100(0.00306) - 0.4 + 0.05(4)}{1.62 - 0.24(4)} = 0.1605 \quad (30)$$

Para el caso de la ciudad de Bucaramanga, la demanda sísmica AT tiene un valor de 0.2875. De esta manera, la relación entre la capacidad y demanda sísmica se consideró en la Ecuación 31.

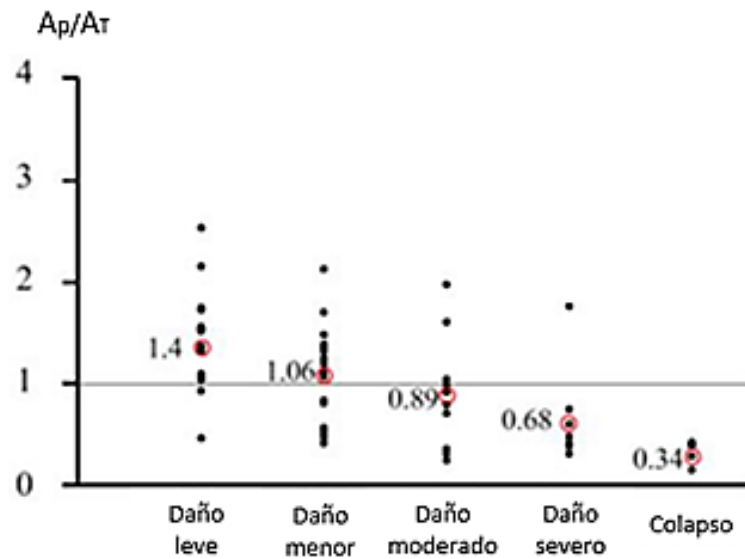
$$E = \frac{0.1605}{0.2875} \times 100 = 55.82 \quad (31)$$

En el análisis que se realizó, no se presentó ninguna de las características mencionadas en la Ecuación 26, que componen el factor Q, por lo que los valores de q1, q2, q3 y q4 fueron igual a 1. Por esto mismo, el valor del índice de evaluación de daño  $I_s$  de la estructura en estudio fue igual al valor de la relación la capacidad y demanda sísmica. El valor final del índice se muestra en la Ecuación 32.

$$I_s = 55.82 \quad (32)$$

La NCREE <sup>10</sup> en su metodología complementa con límites de estado de daño, según los estudios que se realizaron a 59 edificaciones de máximo 5 pisos de altura en Taiwán. Los límites de cada estado de daño se determinaron con el promedio de los resultados de relación entre capacidad y demanda sísmica. Los resultados del estudio son los mostrados a continuación en la Ilustración 14.

Ilustración 14. Clasificación de daño según índice de la NCREE en Taiwán.



Fuente: Chiou TC, Hwang SJ, Chung LL et al (2017) Preliminary seismic assessment of low-rise reinforced concrete buildings in Taiwan. In: 16th World conference on earthquake engineering, Santiago, Chile. Paper No. 2977.

La edificación en estudio mostró resultados de  $A_p/A_T$  de 0.5582. Basándose en los estados de daño establecidos por la NCREE se puede considerar que la estructura presentara daños severos frente a un sismo. Los resultados de este método y el análisis no lineal difirieron por razones similares a las falencias presentadas por el índice de Hassan y Sozen. Al tener estructuras de muchos pisos, el área de piso construido sobre la base aumentará, y disminuirá el valor de la capacidad. Tampoco se tienen en cuenta materiales y la ausencia de muros estructurales y arquitectónicos hacen que la estructura no tenga tanta rigidez según el método.

**3.3.3 Comparación de estimaciones de daño.** En las Tablas 10 y 11 se muestran los resultados de estimaciones de daño de los métodos usados y la relación entre los estados de daño, respectivamente.

Tabla 10. Resultados de estimaciones de daño.

Método	Estados de daño				
	Ninguno	Leve	Moderado	Severo	Colapso
Pushover		X			
Hassas-Sozen				X	
NCREE				X	

Utilizando las definiciones dadas en las Tablas 2, 3 y 4, se notaron los puntos en común de los tres métodos para así establecer las relaciones mostradas en la Tabla 11, donde se muestran las equivalencias entre estados de daño de cada método. En adelante se llamará escala al conjunto de estados de daño definidos por cada método. Los tres métodos usan escalas diferentes para medir el daño, pero se ha tomado la escala del NCREE para presentar el resumen de resultados dado que al tener más niveles de daño permite ser más específica, lo que no es posible con las otras dos escalas, por esta misma razón se usó esta escala para hacer las comparaciones entre los métodos.

Tabla 11. Relaciones entre los estados de daño de los métodos utilizados en la investigación.

Hassas-Sozen	Leve			Moderado	Severo
NCREE	Ninguno	Leve	Moderado	Severo	Colapso
Pushover	IO		Ls	CP	

Como primer punto de comparación se puede observar que las escalas de Hassan-Sozen y FEMA-356 no hacen mención explícita del estado de daño “Ninguno”, aunque puede entenderse de manera tácita que si la estructura no presenta los daños dados en las definiciones se dice que la estructura no presenta ningún daño. Segundo, se puede apreciar que la definición “Leve” de la escala de Hassan-Sozen abarca tres niveles de la escala de la NCREE y dos de la escala del FEMA 356, este contraste parece indicar que se subestima el daño “Leve” además que hace evidente que la definición incluye varios estados de la sección del elemento

(fluencia, pérdida de cobertura de concreto). Tercero, se observa que los “Moderado” y “Severo” de la escala Hassan-Sozen se relacionan directamente con los niveles de daño correspondientes en la escala de NCREE debido a sus definiciones similares. Cuarto, el estado de daño “CP”, prevención de colapso, agrupa los dos últimos niveles de las otras dos escalas, mostrando que es más conservador en su calificación del daño. Esto se debe a que el FEMA 356 introduce este estado antes de que el elemento se encuentre al límite de su capacidad, con el fin de dejar un margen más amplio de seguridad y evitar la pérdida de vidas.

Finalmente se resalta que la Tabla 10 es representativa de todos los análisis realizados. Las estimaciones mediante los estados de daño de la FEMA 356 junto con el método N2 muestran resultados similares en todos los análisis, mientras que, por tener un sistema estructural aporticado, los índices no son capaces de diferenciar las direcciones X y Y proporcionando los mismos resultados.

#### 4. CONCLUSIONES

- El análisis no lineal mostró resultados precisos y un comportamiento deseable de la edificación ya que se predice un daño mínimo de la mayoría de los elementos estructurales, principalmente vigas. Por otro lado, se puede concluir del segundo diseño que una estructura con mayor cantidad de refuerzo estructural aporta una mayor resistencia, pero pierde capacidad de disipación de energía. Esto principalmente afecta el mecanismo de colapso.

- Los índices simplificados de daño de Hassan-Sozen y de la NCREE son de fácil y rápida aplicación, desarrollándose con base a propiedades geométricas de una edificación. Sin embargo, los resultados no se ajustan de manera adecuada a la estructura bajo estudio debido a que, al tener una estructura alta de más de 8 pisos, hace que los resultados de los índices sean conservadores.

- A pesar de que cada una de las tres metodologías usadas manejan definiciones diferentes de estados de daño, es posible establecer relaciones entre estas. Se consideró que el método de la NCREE es más específico al momento de establecer definiciones de estados de daño. Sin embargo, se estableció el método de análisis no lineal como el más adecuado para estimar el daño en edificaciones altas dado que los índices muestran una sobre estimación del daño.

## BIBLIOGRAFÍA

AGUIAR, R., MORA, D., & RODRÍGUEZ, M. (2018). “Diagrama momento-curvatura y momento rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB”.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2000) “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)”. Washington D.C. United States: Federal Emergency Management Systems.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. (1996). “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”. volume 1. California, United States: California safety commission.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. (1997). “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)”. Washington D.C. United States.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2005). “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. (FEMA 440)”. Washington D.C. United States: Federal Emergency Management Systems. Section 2 and 3. Pages 2-1 to 3-20.

ASCHHEIM M. TJHIN T. COMARTIN C., HAMBURGER R. & INEL M. (2007). “The scaled nonlinear dynamic procedure”. Engineering Structures, 29(7), pages 1422–1441.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. (2010). “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10”, Tomo 1. Bogotá: AIS

BARBAT, A. H., PUJADES, L. G., & LANTADA, N. (2008). "Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 851–865.

BRITISH STANDARD (2004), "Design of Structures for Earthquake Resistance".

CASTAÑEDA, FÉLIX & VÉLEZ Juan. (2011). "Impacto Económico de la NSR-10 en el Sistema Sismo Resistente de Edificaciones DMO de Concreto Reforzado", page 2.

CHAI JF, TENG TJ. (2012). "Seismic design force for buildings in Taiwan. Taiwan: National Center for Research on Earthquake Engineering".

CHIOU TC, HWANG SJ, CHUNG LL et al (2017) "Preliminary seismic assessment of low-rise reinforced concrete buildings in Taiwan". In: 16th World conference on earthquake engineering, Santiago, Chile. Paper No. 2977.

DEIERLEIN G. G., REINHORN A. M., & WILLFORD M. R. (2010). "Nonlinear structural analysis for seismic design". NEHRP seismic design technical brief, pages 1-36.

FAJFAR Peter. (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*, 16(3), pages 573–592.

GARCIA, L. E. (1996) "Economic Considerations of Displacement-Based Seismic Design of Structural Concrete Buildings". *Structural Engineering International*, 6(4), pages 243–248.

GONZÁLEZ V., BOTERO J., ROCHEL R., VIDAL J., ÁLVAREZ M. (2005). "Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia". Ingeniería y Ciencia [en línea].

HASSAN Ahmed F. & SOZEN Mete A.. (1997), "Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes". ACI Structural Journal. Title no 94-S4 pages 1-3, 1997.

HINES E. M. , RESTREPO J. I. , & SEIBLE F. (2004). "Force-displacement characterization of well-confined bridge piers". ACI Structural Journal, V. 101, No. 4, pages 537-548.

MANDER J. B., PRIESTLEY M. J. N. & PARK R. (1988) "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering", 114(8), pages 1804–1826.

MCCORMACK and BROWN. (2011). "Diseño de concreto reforzado" octava edición, Alfaomega, México.

MORTEZAEI A. & RONAGH Hamid R. (2013). "Plastic hinge length of reinforced concrete columns subjected to both far-fault and near-fault ground motions having forward directivity". Published online in Wiley Online Library.

PAULAY T. & PRIESTLEY M. J. N. (1992) "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". John Wiley and Sons: New York,NY; 767.

PURANAM A. Y., IRFANOGLU A., PUJOL S., CHIOU T.-C. & HWANG, S.-J. (2018). "Evaluation of seismic vulnerability screening indices using data from the Taiwan Earthquake of 6 February 2016". Bulletin of Earthquake Engineering.

ROY, A., Bhattacharya, G., & Roy, R. (2017) "Maximum credible damage of RC bridge pier under bi-directional seismic excitation for all incidence angles". *Engineering Structures*, 152, pages 251–273.

SÜMER Y. (2018) "Determination of Plastic Hinge Length for RC Beams Designed with Different Failure Modes under Static Load". Special Issue of the 8th International Advances in Applied Physics and Materials Science Congress.

SUNITHA P., GOSWAMI Rupen and MURTY C. V. R.. (2016) "Idealised bilinear moment-curvature curves of RC sections for pushover analysis of RC frame buildings". *The Indian concrete journal*.

VELÁSQUEZ LONDOÑO Cristian (2017). "Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas". Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya.

ZHAO X., WU Y.-F., LEUNG A. Y., & LAM H. F. (2011). "Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members". *Procedia Engineering*, 14, pages 1266–1274.