

**INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA  
SELECCIONADA EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y COSTO DE  
EDIFICIOS APORTICADOS DE CONCRETO REFORZADO LOCALIZADOS EN  
ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA E INTERMEDIA EN COLOMBIA**

**ANDREA CAROLINA CHAPARRO TARAZONA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL  
BUCARAMANGA**

**2017**

**INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA  
SELECCIONADA EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y COSTO DE  
EDIFICIOS APORTICADOS DE CONCRETO REFORZADO LOCALIZADOS EN  
ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA E INTERMEDIA EN COLOMBIA**

**ANDREA CAROLINA CHAPARRO TARAZONA**

Proyecto de Grado presentado como requisito para optar al título de Magister en  
Ingeniería Estructural

**Director**

**JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO**

Profesor Planta - Universidad Industrial de Santander  
Ingeniero Civil M.Sc

**Co-director**

**JESUS DANIEL VILLALBA MORALES**

Profesor Planta - Pontificia Universidad Javeriana  
Ingeniero Civil M.Sc, D.Sc

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECAÑICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL  
BUCARAMANGA**

**2017**

## DEDICATORIA

*A Dios quien ha cumplido cada uno de mis anhelos conforme a sus propósitos.*

*A mis padres que son mi mayor tesoro, mi ejemplo de vida, y quienes me animan a seguir siendo cada día mejor.*

*A mi familia por el apoyo incondicional y la confianza.*

*A mis compañeros de maestría por los momentos compartidos y la amistad sincera.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Un agradecimiento sincero a los profesores José Miguel Benjumea Royero y Jesús Daniel Villalba Morales, quienes dirigieron esta tesis y depositaron toda su confianza en mí para la realización de este trabajo. Agradezco la paciencia y el ánimo con el que siempre me alentaron para seguir adelante.

De igual manera quiero agradecer a la Ingeniera Carolina Gómez por la ayuda brindada para el desarrollo de este trabajo.

## TABLA DE CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	19
OBJETIVOS .....	21
OBJETIVO GENERAL.....	21
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
JUSTIFICACIÓN.....	22
1. MARCO TEÓRICO.....	24
1.1. PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE .....	24
1.2. ANÁLISIS NO LINEAL .....	25
1.3. MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO: PUSHOVER .....	26
1.4. NIVELES DE DESEMPEÑO .....	29
1.5. DEMANDA DE DUCTILIDAD.....	30
2. METODOLOGÍA .....	33
2.1. CASOS DE ESTUDIO .....	36
2.2. MODELOS NUMÉRICOS .....	38
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO INICIAL.....	42
2.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS .....	43
2.5. CANTIDADES Y COSTOS DE OBRA .....	46
2.6. ANÁLISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES .....	47
3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	52
3.1. MODELAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO.....	52
3.2. ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS.....	62
3.3. CANTIDADES Y COSTOS DE OBRA .....	68
3.4. ANALISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES .....	90
4. CONCLUSIONES .....	111
4.1. RELATIVAS AL ANÁLISIS Y DISEÑO.....	111
4.2. RELATIVAS A LAS CANTIDADES Y COSTOS DE OBRA.....	114

4.3. RELATIVAS AL ANÁLISIS NO LINEAL .....	115
5. RECOMENDACIONES .....	118
BIBLIOGRAFÍA.....	121

## LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura No 1. Esquema del proceso para estimar el target displacement según la FEMA356.....	27
Figura No 2. Representación del método de capacidad, espectro de linealización equivalente.....	28
Figura No 3. Diagrama generalizado Momento Curvatura $M-\phi$ .....	32
Figura No 4. Metodología planteada para el desarrollo del análisis lineal.....	34
Figura No 5. Metodología planteada para el desarrollo del análisis no lineal.....	35
Figura No 6. Representación general de las estructuras de 5 pisos. Modelo numérico.....	39
Figura No 7. Representación general de las estructuras de 10 pisos. Modelo numérico.....	39
Figura No 8. Espectro elástico de aceleraciones de diseño para la ciudad A, en zona de amenaza sísmica baja.....	40
Figura No 9. Espectro elástico de aceleraciones de diseño para la ciudad B, en zona de amenaza sísmica intermedia.....	41
Figura No 10. Modelo Mander esfuerzo-deformación concreto confinado y no confinado.....	49
Figura No 11. Derivas en dirección x: (a) Edificios 5 niveles de piso, (b) Edificios 10 niveles de piso.....	60
Figura No 12. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo total requerido en vigas según la capacidad de disipación. Ciudad A.....	70
Figura No 13. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo requerido en vigas según la capacidad de disipación. Ciudad B.....	70
Figura No 14. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo total requerido en columnas según la capacidad de disipación. Ciudad A.....	75

Figura No 15. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo total requerido en columnas según la capacidad de disipación. Ciudad B.....	77
Figura No 16. Variación de las cantidades de refuerzo total según la capacidad de disipación. Ciudad A. ....	79
Figura No 17. Variación de las cantidades de refuerzo total según la capacidad de disipación. Ciudad B.....	80
Figura No 18. Cantidades de concreto total según la capacidad de disipación. Ciudad A.....	82
Figura No 19. Cantidades de concreto total según la capacidad de disipación. Ciudad B.....	83
Figura No 20. Definición rótula plástica en software – Viga V-1-1 caso 6: ZAI-Np5-L8, disipación DES.....	91
Figura No 21. Aproximación bilineal diagrama Momento vs Curvatura – Viga V-1-1 caso 6: ZAI-Np5-L8, disipación DES. ....	92
Figura No 22. Criterio aceptación para el control de la deformación en las rótulas, según ASCE/SEI41-13.....	95
Figura No 23. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección X .....	97
Figura No 24. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección Y .....	97
Figura No 25. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección X_Modificada.....	98
Figura No 26. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección Y_Modificada.....	99
Figura No 27. Curvas de capacidad caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección X.....	100
Figura No 28. Curvas de capacidad caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección Y.....	100
Figura No 29. Target Displacement según grado disipación, en caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección X .....	106
Figura No 30. Target Displacement según grado disipación, en caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección Y .....	106
Figura No 31. Target Displacement según grado disipación, en caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección X .....	107

Figura No 32. Target Displacement según grado disipación, en caso 6: ZAI-  
Np5-L8, dirección Y ..... 107

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Casos de estudio .....	36
Tabla 2. (a) Parámetros sísmicos para la ciudad A en zona de amenaza sísmica baja, (b) Parámetros sísmicos para la ciudad B en zona de amenaza sísmica intermedia.....	37
Tabla 3. Propiedades mecánicas del concreto utilizado.....	38
Tabla 4. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado.....	38
Tabla 5. Parámetros para espectro de aceleraciones de diseño en las ciudades analizadas. ....	40
Tabla 6. Combinaciones de carga, título B de la NSR-10. ....	43
Tabla 7. Restricciones al uso de sistema y materiales estructurales.....	44
Tabla 8. Valores de los coeficientes de capacidad de disipación $R_0$ .....	45
Tabla 9. Factores de reducción de resistencia $\phi$ , según la NSR-10.....	46
Tabla 10. Propiedades de los aceros colombianos .....	48
Tabla 11. Casos de estudio - análisis no lineal .....	51
Tabla 12. Comparación de altura de vigas y losas reforzadas, $h$ , con espesores mínimos recomendados y establecidos por la NSR-10, a menos que se calculen las deflexiones. ....	52
Tabla 13. Modos fundamentales y participación de masa, para el caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5 .....	54
Tabla 14. Valores de $T_a$ para estructuras de 5 y 10 niveles de piso. ....	55
Tabla 15. Fuerzas sísmicas en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente. Caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5 .....	56
Tabla 16. Cortante estático mínimo en la base, según el periodo $T$ ajustado, Caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5 .....	57
Tabla 17. Comparación de cortantes en la base entre FHE y Análisis dinámico. Caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5 .....	57

Tabla 18. Análisis de estabilidad Q, Caso de estudio1: ZAB-Np5-L5.....	58
Tabla 19. Deriva máxima por piso, en dirección X. Caso 1: ZAB-Np5-L5 .....	59
Tabla 20. Deriva máxima por piso, en dirección Y. Caso 1: ZAB-Np5-L5 .....	59
Tabla 21. Derivas máximas para todos los casos de estudio, en %.....	60
Tabla 22. Resumen dimensiones de elementos de todos los casos de estudio, por predimensionamiento bajo control de derivas.....	61
Tabla 23. Resistencia axial de las columnas para la máxima combinación de cargas gravitacionales. (Combo2). .....	63
Tabla 24. Cantidades de acero de refuerzo longitudinal requerido en vigas, en [kg] .....	69
Tabla 25. Cantidades de acero de refuerzo transversal requerido en vigas, en [kg] .....	69
Tabla 26. Cantidades de acero de refuerzo total requerido en vigas (longitudinal y transversal), en [kg]. .....	70
Tabla 27. Cantidades de acero de refuerzo longitudinal requerido en columnas, en [kg].....	73
Tabla 28. Cantidades de acero de refuerzo transversal requerido en columnas, en [kg].....	74
Tabla 29. Cantidades de acero de refuerzo total requerido en columnas (longitudinal y transversal), en [kg]. .....	74
Tabla 30. Cantidades de acero de refuerzo total para cada caso, (vigas y columnas), en [kg]. .....	78
Tabla 31. Cantidades de concreto en vigas [m3] .....	81
Tabla 32. Cantidades de concreto en Columnas [m3].....	81
Tabla 33. Cantidad total de concreto (vigas y columnas), en m <sup>3</sup> .....	82
Tabla 34. Valores de referencia (en \$) - Materiales (acero y concreto) .....	84
Tabla 35. Costos del acero total de refuerzo para cada escenario de estudio propuesto. ....	85
Tabla 36. Variación de los costos de acero de refuerzo para cada escenario de estudio propuesto. ....	85

Tabla 37. Costos de concreto para cada escenario propuesto. ....	86
Tabla 38. Variación de los costos de concreto para cada escenario de estudio propuesto .....	87
Tabla 39. Costos de concreto y acero de refuerzo para cada escenario propuesto .....	88
Tabla 40. Variación de los costos de concreto y acero de refuerzo para cada escenario propuesto .....	88
Tabla 41. Aproximación bilineal diagrama Momento vs Curvatura – Viga V-1-1 caso 6: ZAI-Np5-L8, disipación DES.....	91
Tabla 42. Condición de falla esperada en columnas según el refuerzo transversal.....	94
Tabla 43. Inercias fisuradas elementos de concreto. ....	95
Tabla 44. Valores de modificación factor $C_o$ .....	102
Tabla 45. Valores de modificación factor $C_m$ .....	103
Tabla 46. Parámetros de las curvas pushover .....	105
Tabla 47. Determinación del coeficiente de disipación de energía R. ....	109

## **LISTA DE ANEXOS**

Ver anexos adjuntos en el CD. Los anexos pueden ser visualizados en la base de datos de la biblioteca de la UIS.

Anexo A. Análisis sísmico

Anexo B. Análisis y Diseño de los elementos estructurales

Anexo C. Planos y Cantidades de obra

Anexo D. Análisis no lineal

## ABREVIATURAS

ZAB	Zona de Amenaza Baja
ZAI	Zona de Amenaza Intermedia
Np5	Niveles de piso: 5 pisos
Np10	Niveles de piso: 10 pisos
L5	Luces de 5 metros
L10	Luces de 10 metros
DMI	Disipación de energía mínima
DMO	Disipación de energía moderada
DES	Disipación de energía especial

## RESUMEN

**TÍTULO:** INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SELECCIONADA EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y COSTO DE EDIFICIOS APORTICADOS DE CONCRETO REFORZADO LOCALIZADOS EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA E INTERMEDIA EN COLOMBIA<sup>1</sup>

**AUTOR:** Andrea Carolina Chaparro Tarazona<sup>2</sup>

**PALABRAS CLAVE:** Capacidad de disipación de energía, comportamiento sísmico, análisis no lineal, pushover, costos materiales.

### DESCRIPCIÓN:

En la NSR-10 se establece la capacidad de disipación de energía como parámetro importante en la configuración estructural del sistema de resistencia sísmica de una edificación, y su fin es permitir que la estructura disipe la energía que le induce un sismo a partir de la incursión de los materiales en rangos inelásticos. Este estudio presenta el análisis de edificios simétricos aporticados de concreto reforzado ubicados en zonas de amenaza baja e intermedia en Colombia, y el efecto que tiene sobre el comportamiento sísmico de los mismos y la determinación de los costos de materiales el elegir una capacidad de disipación de energía determinada.

Se definen 20 casos de estudio, con edificaciones en las que se varía el número de pisos, longitud de vanos y el parámetro de disipación de energía, según se permite en la NSR-10, para zonas de amenaza baja e intermedia. Para cada caso de estudio se realiza el análisis y diseño respectivo, proponiendo una disposición de materiales (acero y concreto), según las solicitudes en los elementos. Una vez se realizan los diseños se calculan las cantidades y costos de obra que corresponden al acero de refuerzo y concreto.

Teniendo en cuenta los diferentes requisitos de disipación de energía, se llevan los análisis de ciertos casos a rangos no lineales en los que se definen las curvas de capacidad mediante el pushover. Los resultados de este trabajo establecen que el uso de diferentes criterios de disipación de energía en una misma edificación, aumenta o disminuye la cantidad de refuerzo que se dispone en los elementos principales del sistema estructural y por ende los costos de las mismas. Además se asocia un estado de daño característico en los elementos para cada elección de disipación de energía asignada al diseño de los mismos.

---

<sup>1</sup> Trabajo de Grado

<sup>2</sup> Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Ingeniería Estructural. Director: M. Sc José Miguel Benjumea Royero, Codirector: M.Sc, D.Sc Jesús Daniel Villalba Morales.

## ABSTRACT

**TITLE:** INFLUENCE OF THE SELECTED ENERGY DISSIPATION CAPACITY ON THE STRUCTURAL SEISMIC RESPONSE AND THE COST OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS LOCATED IN LOW AND MODERATE SISMIC ZONES IN COLOMBIA<sup>3</sup>

**AUTOR:** Andrea Carolina Chaparro Tarazona<sup>4</sup>

**KEYWORDS:** Energy dissipation capacity, seismic response, non-linear analysis, pushover, material costs.

### DESCRIPTION:

The Colombian Seismic Code- NSR 10 establishes the energy dissipation capacity as an important parameter in the structural design of buildings against seismic loads. This aims to allow the structure to dissipate the earthquake-induced energy by controlling the material performance into non-linear ranges. This study presents the analysis of symmetric reinforced concrete moment resisting frame buildings located in low and moderate seismic zones in Colombia in order to determine the effect of selecting a specific energy dissipation capacity on the seismic performance of the structure as well as on its global material cost.

In this thesis, twenty structures were taken as case studies. Variations in the number of stories, the span length and the energy dissipation capacity were considered according to the NSR-10 Code. Each case study was firstly analyzed and designed under the code requirements. Secondly, the material quantities in terms of steel and concrete were calculated in order to compute the global material cost of each sample. Finally, the effect on the selection of the energy dissipation capacity was investigated by making a comparison of the material costs of the different typologies.

The nonlinear static analysis, known as Pushover, was performed for specific samples taking into account the requirements for both low and moderate energy dissipation capacities. This type of analysis allows defining the expected damage levels of each the structure subjected to the design earthquake. The results of this study determined that the use of different criteria of energy dissipation in the same structure typology either decreases or increases the reinforcing steel in the structural members varying its global costs. Additionally, it was identified that a specific damage state characterizes the main structural members depending on the selected energy dissipation capabilities.

---

<sup>3</sup> Master Dissertation

<sup>4</sup> Physics-Mechanics Faculty. Civil Engineering School. Master in Structural Engineering. Director: M. Sc José Miguel Benjumea Royero, Co-director: M.Sc, D.Sc Jesús Daniel Villalba Morales.

## INTRODUCCIÓN

Los avances tecnológicos y las continuas investigaciones en el campo de la ingeniería civil son la base de las actuales normativas mundiales que regulan el diseño y la construcción de estructuras. Con estas normativas se espera que las estructuras respondan de manera adecuada ante las demandas que le son impuestas, lo cual puede incluir el efecto de fenómenos naturales como los sismos y el viento, manteniendo seguros a sus usuarios.

En el caso específico de los sismos, una estructura debe ser capaz de disipar la energía que le impone este tipo de movimiento sin que tenga lugar el colapso de la misma. En ese sentido los códigos de diseño establecen diversas capacidades de disipación de energía para cada sistema estructural existente, siendo que la utilización de una u otra depende de la amenaza sísmica del lugar. Lo anterior pretende que las estructuras hagan uso efectivo de sus materiales, respondiendo a los requerimientos de carga lateral, en rangos no lineales.

En Colombia, la normativa actual de construcción sismo resistente, NSR-10, propone el uso de tres tipos de capacidades de disipación de energía sísmica: capacidad mínima, moderada y especial, con la sugerencia de una u otra dependiendo del sistema estructural que se establezca. La elección de una capacidad de disipación de energía sísmica está ligada a un valor específico del coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ . Este coeficiente tiene un impacto directo sobre las fuerzas sísmicas de diseño, y, en función de las características de la estructura también afecta la cantidad de materiales de la misma (acero y concreto) y el desempeño sísmico.

De esta manera se propone esta investigación, cuyo fundamento es comparar el comportamiento sísmico y la variación en los costos de edificaciones simétricas de pórticos resistentes a momentos en Colombia, cuando se seleccionan diferentes

parámetros de disipación de energía en zonas de baja e intermedia sismicidad, según lo permitido en la norma de diseño sismo resistente NSR-10.

En cuanto al contenido del presente documento, se ha dividido en tres capítulos fundamentales, que se desarrollan de la siguiente manera:

En el Capítulo 1, se presenta una justificación que defiende la tesis planteada en este trabajo y la revisión breve de la teoría más relevante que envuelve el planteamiento de este estudio. Se explican algunos principios básicos del diseño sismo resistente y el método de análisis estático no lineal incremental pushover.

En el capítulo 2, se propone la metodología con la que se desarrolla esta investigación, que de manera organizada pretende evaluar cada uno de los aspectos propuestos en los objetivos de este trabajo. Esta metodología está dividida en un análisis lineal con el cual trabajan las actuales normativas de diseño sismo resistente, y un análisis no lineal con los procedimientos de normativas alternas.

Finalmente, en el capítulo 3, se aplica la metodología planteada en el capítulo anterior, presentando el análisis y diseño de varias estructuras de pórticos de concreto resistentes a momentos, siguiendo los procedimientos planteados por el reglamento NSR-10, basado principalmente en análisis elásticos lineales con la respectiva reducción de las fuerzas sísmicas para el diseño. Lo anterior, es comparado con procedimientos alternos (no lineales), que tienen en cuenta la inelasticidad de los materiales.

## **OBJETIVOS**

### **OBJETIVO GENERAL**

Determinar los efectos sobre el comportamiento sísmico y el costo de edificaciones aporticadas, en zonas de baja e intermedia sismicidad en Colombia, al utilizar diferentes criterios de capacidad de disipación de energía.

### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Analizar el comportamiento sísmico a la luz de la NSR-10, de diferentes configuraciones de edificaciones de pórticos resistentes a momento, regulares, mediante modelos lineales en los que se modifique el parámetro de capacidad de disipación de energía DMI, DMO y DES.
- Cuantificar las variaciones de los escenarios propuestos, a partir de las cantidades de obra y el costo de los materiales principales, obtenido para cada uno de ellos, al modificar el parámetro de disipación de energía en el diseño.
- Determinar las consecuencias del cambio en el parámetro de disipación de energía sobre la capacidad de algunos de los escenarios propuestos, evaluadas en el rango no lineal.

## JUSTIFICACIÓN

La norma Colombiana de construcción sismo resistente (NSR-10) permite diseñar edificaciones con diferentes capacidades de disipación de energía en zonas de baja e intermedia sismicidad, y establece niveles de detalle, en cuanto al refuerzo longitudinal y transversal, para cada una de ellas. Debido a las posibilidades que da la normativa para estas zonas sísmicas, la elección del diseñador juega un papel importante, pues según su criterio, éste designará un grado de capacidad de disipación para cada estructura.

La práctica actual del diseño en Colombia ha mostrado que es muy común que se utilicen los parámetros mínimos del código de diseño para una zona de amenaza sísmica específica, obviando en la mayoría de los casos las otras posibilidades que permite la norma.

La elección de la capacidad de disipación de energía puede afectar las cantidades de obra de una edificación y el desempeño sísmico de la misma frente a sollicitaciones superiores a las esperadas. Lo anterior se debe a que una mayor capacidad de disipación de energía implica un mayor detalle del refuerzo transversal, incrementando así el confinamiento de las secciones y por lo tanto, aumentando la ductilidad de las mismas. Por otra parte, el cambio en el valor del parámetro R, repercute en las fuerzas sísmicas adoptadas para el diseño de cada caso, lo que implica una variación importante en el refuerzo longitudinal requerido.

Teniendo en cuenta lo anterior, se plantea la pregunta principal de investigación: ¿cuál es el efecto en el comportamiento sísmico y en las cantidades de obra de edificaciones con pórticos simétricos, al seleccionar una capacidad de disipación de energía diferente a la mínima establecida por el NSR-10? Además, se plantean las siguientes preguntas subordinadas a la principal: ¿esas posibles variaciones estarán afectadas por la esbeltez de la edificación? ¿Esas posibles variaciones

estarán afectadas por la longitud de los vanos, la cual afecta la importancia de las cargas gravitacionales?

Es así, que esta investigación se fundamente en el estudio del problema expuesto a partir de análisis lineales y no lineales. El fin principal es brindar un criterio al profesional encargado del diseño de edificaciones aporticadas, desde el punto de vista económico y de seguridad, que le permita decidir con mayor confianza el grado de capacidad de disipación de energía sísmica que puede utilizar en lugares de baja e intermedia amenaza sísmica.

## 1. MARCO TEÓRICO

El desarrollo de este estudio, incluye entre muchos otros, conceptos de análisis sísmo resistente y criterios de análisis no lineal, según se presenta a continuación.

### 1.1. PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

De acuerdo a lo establecido en la NSR-10 “una edificación diseñada siguiendo los requisitos consagrados en las normas que regulen las construcciones sísmo resistentes, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso”<sup>5</sup>

En el caso específico de estructuras de pórticos resistentes a momentos, que conforman los casos de estudio en esta investigación, algunos autores como MOEHLE, Jack<sup>6</sup>, destacan que a partir de experiencias de sismos en el pasado, de pruebas de laboratorio y estudios analíticos se pueden aplicar ciertos principios de diseño para garantizar que los pórticos resistentes a momentos con una disipación especial, puedan soportar la incursión en rangos inelásticos sin un decaimiento en su resistencia.

Estos principios obedecen:

- Diseño de columna fuerte y viga débil.
- Detallamiento de vigas y columnas que garanticen una respuesta dúctil a flexión.

---

<sup>5</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. NSR-10. Título I. Objeto y Alcance

<sup>6</sup> MOEHLE, J. Seismic Design of Reinforced Concrete Building. United States: McGraw-Hill Education, 2015.

- Evitar modos de falla más frágiles tales como: fallas por cortante, axial, en las conexiones.
- Evitar la interacción con elementos no estructurales.

Estos principios se han convertido en la base de muchas normativas de construcción sismo resistente, en donde se han establecido requisitos mínimos que mejoran el comportamiento de las estructuras de pórticos, frente a las solicitaciones sísmicas a las que son expuestas y según la disipación de energía que se permita asignar al diseño de los elementos.

## **1.2. ANÁLISIS NO LINEAL**

En los últimos años, las investigaciones han apuntado a métodos más sofisticados para el análisis y diseño de estructuras que permitan tener un mayor control de las mismas o por lo menos se estime un comportamiento más adecuado de ellas cuando son sometidas a las diferentes solicitaciones; un enfoque que determina el concepto del análisis y diseño basado en el desempeño o también conocido como método basado en desplazamientos.

Lo anterior da lugar a procedimientos alternos que evalúan el comportamiento esperado de una estructura en rangos no lineales. Uno de los métodos más convencionales es el análisis pushover que tiene una particular ventaja sobre los demás métodos existentes, debido a la facilidad de aplicación (ventaja en la práctica profesional), y a que sus resultados son confiables, dentro de rangos permitidos de aceptación para definir el comportamiento sísmico esperado de una estructura.

El análisis pushover obedece a un procedimiento de análisis estático no lineal, y que según menciona la FEMA356<sup>7</sup>, estos procedimientos son generalmente más confiables para caracterizar el comportamiento de una estructura, que los procedimientos lineales. Sin embargo, el procedimiento estático no lineal, no es exacto y no es preciso cuando ocurren cambios en la respuesta dinámica de la estructura, en la rigidez o en el efecto de los modos superiores.

### **1.3. MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO: PUSHOVER**

El análisis no lineal estático “Pushover” consiste en determinar la respuesta de la estructura frente a una carga lateral aplicada de manera monotónica. Dicha respuesta se representa mediante una gráfica de cortante vs desplazamiento en un punto de control, que normalmente está en el tope de la estructura. Con este procedimiento no solo se determina la capacidad de la estructura hasta un desplazamiento máximo (antes de ocurrir el mecanismo potencial de colapso) sino la secuencia de falla de los elementos, pues permite conocer el comportamiento de los mismos con el incremento de la fuerza paso a paso.

Luego de obtener la curva de capacidad de la estructura y según la demanda sísmica, se pueden aplicar algunos métodos para determinar el punto de desempeño o máxima respuesta de desplazamiento. Los métodos más comunes son: el método de los coeficientes y el método del espectro de capacidad.

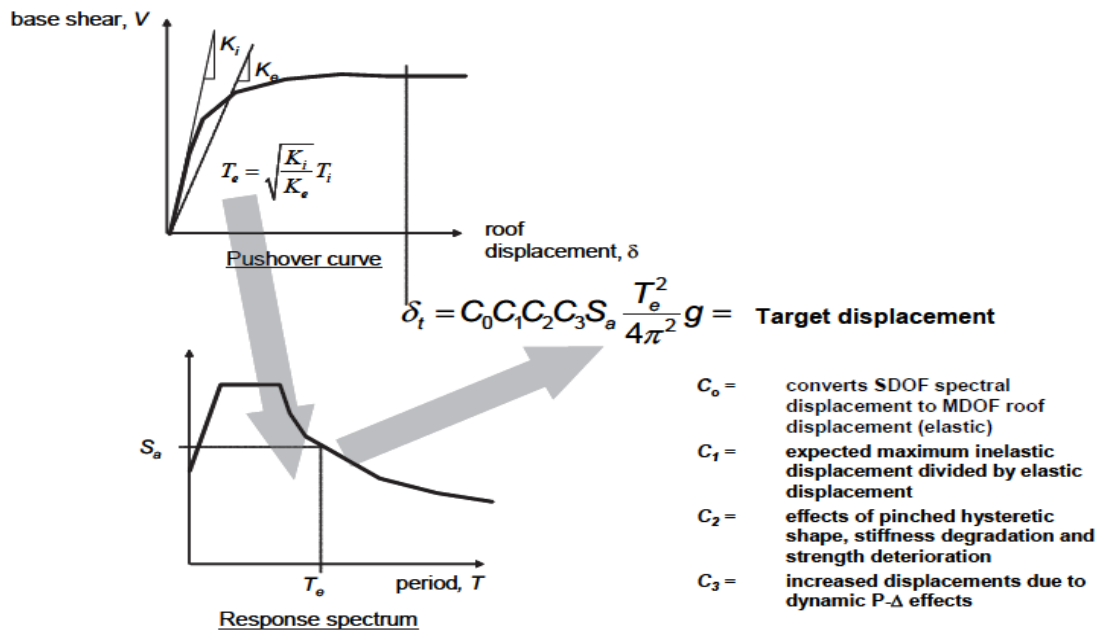
---

<sup>7</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D.C, 2000. (FEMA 356)

## MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

Según se expone en la FEMA440<sup>8</sup>, este enfoque modifica la respuesta lineal estática de un sistema SDOF (sistema de un grado de libertad) por la multiplicación de una serie de coeficientes para generar una estimación del desplazamiento máximo global (elástico e inelástico), el cual es conocido como el target displacement. El proceso inicia con la idealización de la curva esfuerzo deformación (i.e., curva pushover) relacionando el desplazamiento en el techo con el cortante en la base (ver figura 1)

Figura No 1. Esquema del proceso para estimar el target displacement según la FEMA356.



Fuente: Tomado de FEMA 440.

El target displacement (desplazamiento objetivo), representa el desplazamiento máximo esperado para la demanda sísmica sobre la estructura.

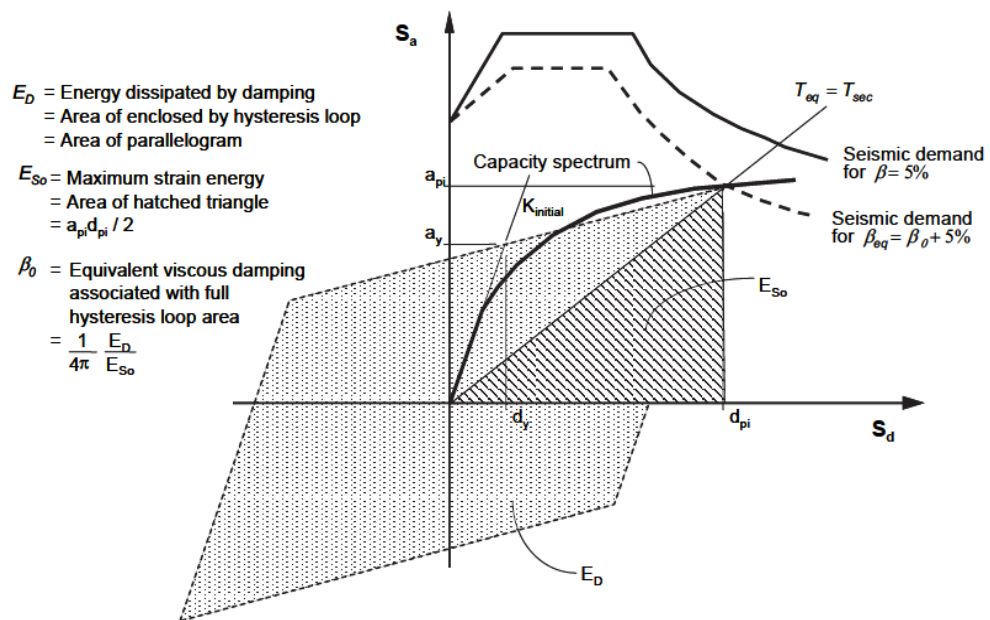
<sup>8</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440. Washington D.C., 2005.

## MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El método del espectro de capacidad es presentado en la ATC-40<sup>9</sup> y definido en la FEMA440 como la técnica de linealización equivalente en la que la deformación de un sistema no lineal SDOF puede ser aproximado a la máxima deformación de un sistema lineal elástico SDOF. En el espectro de capacidad de la ATC-40, el proceso también comienza con la generación de la curva de capacidad de la estructura.

La representación gráfica del método de espectro de capacidad se presenta en la siguiente figura:

Figura No 2. Representación del método de capacidad, espectro de linealización equivalente.



Fuente: Tomado de FEMA 440.

<sup>9</sup> APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40, Redwood, CA. 1996.

Es un método idéntico al de los coeficientes de la FEMA356, excepto porque los resultados son presentados en forma ADRS (espectro de respuesta de aceleración vs desplazamiento en coordenadas espectrales).

#### **1.4. NIVELES DE DESEMPEÑO**

Según la ASCE41-13<sup>10</sup>, los niveles de desempeño de una estructura son estados de daño seleccionados entre un espectro infinito de posibles daños que los edificios pueden experimentar durante un terremoto. Estos estados de daños son presentados como “Target Building Performance Level”, en la norma descrita, y representan el comportamiento de un edificio como una combinación del comportamiento de los componentes estructurales y no estructurales.

La clasificación de los niveles de desempeño en la ASCE41-13 consiste:

- IO (Ocupación inmediata): La estructura permanece segura para su ocupación posterior al evento sísmico. Mantiene esencialmente su resistencia y rigidez previa al sismo. El uso continuo de la edificación no está limitado por la condición estructural pero puede estar afectado por daño en elementos no estructurales.
- LS (Seguridad a la vida): Ocurren un daño significativo en la estructura después del sismo. Algunos de los elementos del sistema de carga vertical y resistencia sísmica presentan daños severos, pero estos daños no representan un riesgo dentro o fuera de la edificación. Debe ser posible reparar la estructura, aunque esta reparación pueda ser poco práctica desde el punto de vista económico.

---

<sup>10</sup> AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia. 2014. (ASCE/SEI 41-13), p 35.

- CP (Colapso preventivo): El estado de daño después del sismo es de un colapso total o parcial. Ocurre un daño substancial que incluye la degradación de la rigidez y la resistencia, adicional a una deformación permanente de la estructura. Existe un riesgo alto de atentar contra la vida de las personas. La estructura no es práctica para reparar pues no es seguro ocuparla.

### **1.5. DEMANDA DE DUCTILIDAD**

El término “ductilidad”, en el diseño sísmico es usado para referirse a la habilidad de una estructura de someterse a ciclos largos de deformación en el rango inelástico sin una reducción sustancial de la resistencia. Estructuras dúctiles son generalmente capaces de disipar cantidades significativas de energía durante esos ciclos de deformación<sup>11</sup>.

Cada vez que ocurre un sismo una estructura se ve sometida a una excitación en su base que le demanda desplazamientos. Esta demanda de desplazamiento debe ser contrarrestada por la edificación, desarrollando una ductilidad superior a la ductilidad demandada. La ductilidad puede referirse en términos de desplazamiento pero también de curvatura, y es calculada como la relación del desplazamiento/curvatura máximo que puede resistir la estructura/elemento, y el desplazamiento/curvatura que produce el inicio de la fluencia.

---

<sup>11</sup> PARK, R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.22, No.3, 1989, p. 155-166.

Demanda de ductilidad en desplazamiento:

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{\delta_y}$$

Donde:

$\delta_{m\acute{a}x}$  = Desplazamiento máximo y  $\delta_y$  = Desplazamiento de fluencia

Demanda de ductilidad por curvatura:

$$\mu_{\emptyset} = \frac{\emptyset_{m\acute{a}x}}{\emptyset_y}$$

Donde:

$\emptyset_{m\acute{a}x}$  = Curvatura máxima , y  $\emptyset_y$  = Curvatura de fluencia

El uso de factores de ductilidad permite que las máximas deformaciones puedan ser expresadas en términos adimensionales como índices de deformación inelástica para el análisis y diseño sísmico. Los factores de ductilidad han sido comúnmente expresados en términos de varios parámetros de respuesta relacionados a las deformaciones, desplazamientos, rotaciones y curvaturas<sup>12</sup>.

De esta manera, y en términos de curvatura, un elemento puede ser caracterizado según el diagrama Momento vs Curvatura, el cual es definido a continuación:

- **Diagrama de Momento vs Curvatura**

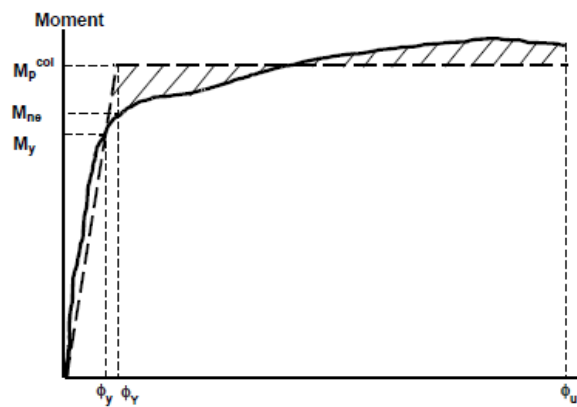
El análisis del momento curvatura deriva de una curvatura asociada con un rango de momentos en la sección transversal, basada en el principio de compatibilidad de esfuerzos y un equilibrio de fuerzas. La curva M- $\emptyset$  puede ser idealizada con

---

<sup>12</sup> Ibíd.

una respuesta plástica perfectamente elástica para estimar la capacidad de momento plástico de una sección transversal de un elemento. La porción elástica de la curva idealizada debe pasar a través del punto donde ocurre la fluencia de la primera barra. La idealización de la capacidad de momento plástico es obtenida por un balance de áreas ente la curva real y la idealizada, pasando por el primer punto de fluencia<sup>13</sup> según se muestra en la siguiente gráfica.

Figura No 3. Diagrama generalizado Momento Curvatura  $M-\phi$ .



Fuente: Referenciado en CALTRANS (2013)

---

<sup>13</sup> CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION CALTRANS. Seismic Design Criteria. Version 1.7. Sacramento, California, 2013. Retrieved from: <http://www.dot.ca.gov>

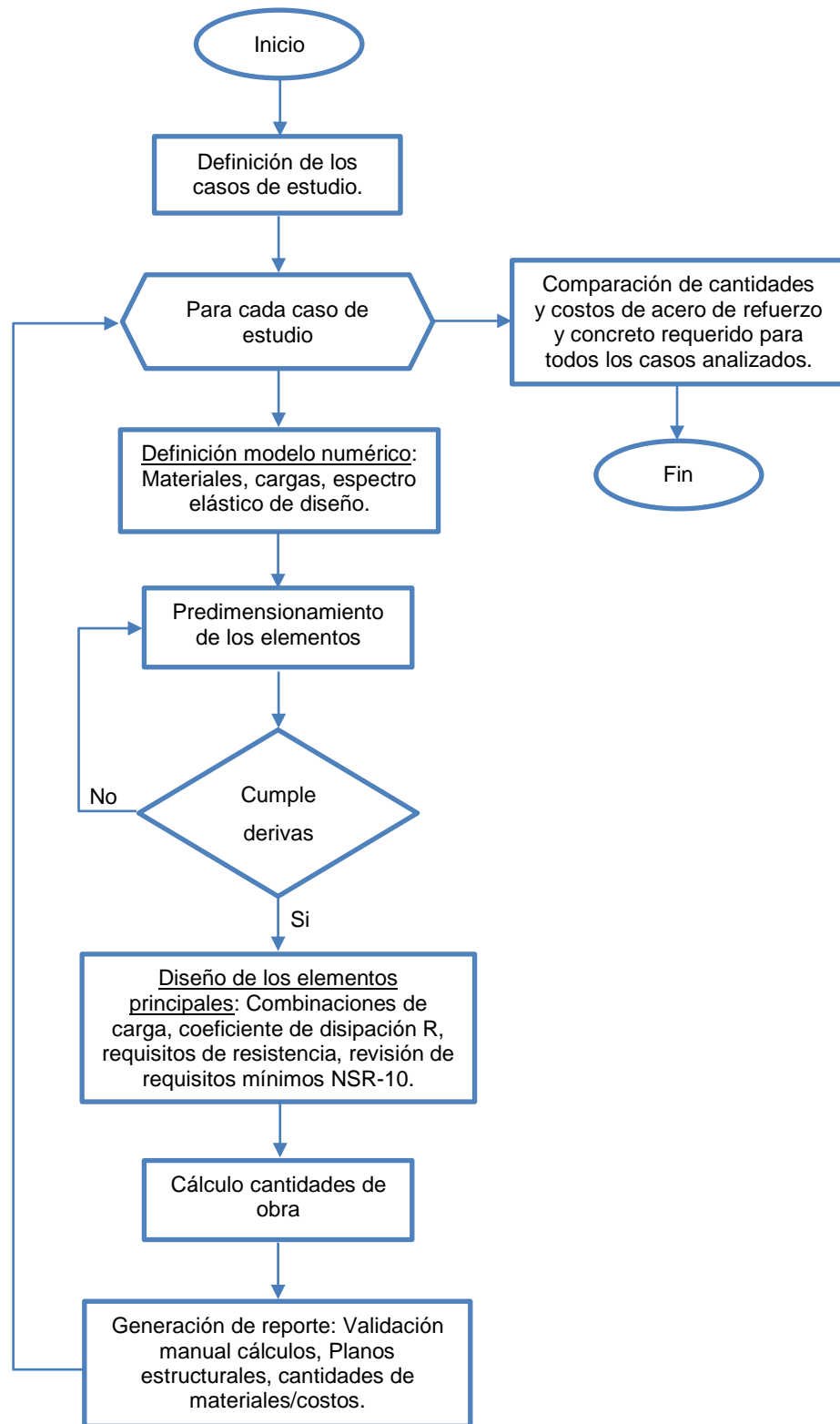
## 2. METODOLOGÍA

Según los objetivos propuestos en este trabajo se pretende estimar la variación en los costos de edificaciones simétricas en concreto reforzado, cuando se varía la capacidad de disipación de energía asignada en el diseño de los elementos sismo resistentes. Para ello se sigue el procedimiento mostrado en la figura 4, donde se propone realizar el diseño de edificaciones de pórticos resistentes a momento ubicadas en zonas de amenaza baja e intermedia, y que según la variación en la longitud de las luces, el número de pisos y el grado de disipación de energía, constituyen los casos de estudio propuestos (ver tabla 1).

Posteriormente, se realiza la comparación de cantidades y costos de materiales (acero y concreto) para cada uno de los casos analizados y diseñados. El diseño mencionado se rige bajo los procedimientos de resistencia última y los requisitos de la norma Colombiana vigente, NSR-10, para la construcción sismo resistente.

Para esta primera instancia, se definen modelos numéricos en el software de análisis, se realiza un predimensionamiento inicial de los elementos por control de derivas y posteriormente se realiza el diseño de cada uno de ellos, ajustando de ser necesario las dimensiones determinadas inicialmente. A partir de los diseños realizados, basados en la NSR-10 y sus requisitos mínimos, se estima la cantidad de refuerzo y concreto necesarios para cada uno de los casos. Las cantidades determinadas son analizadas desde el punto de vista económico, determinando el costo de cada uno de los casos, y la variación del mismo según el grado de disipación de energía.

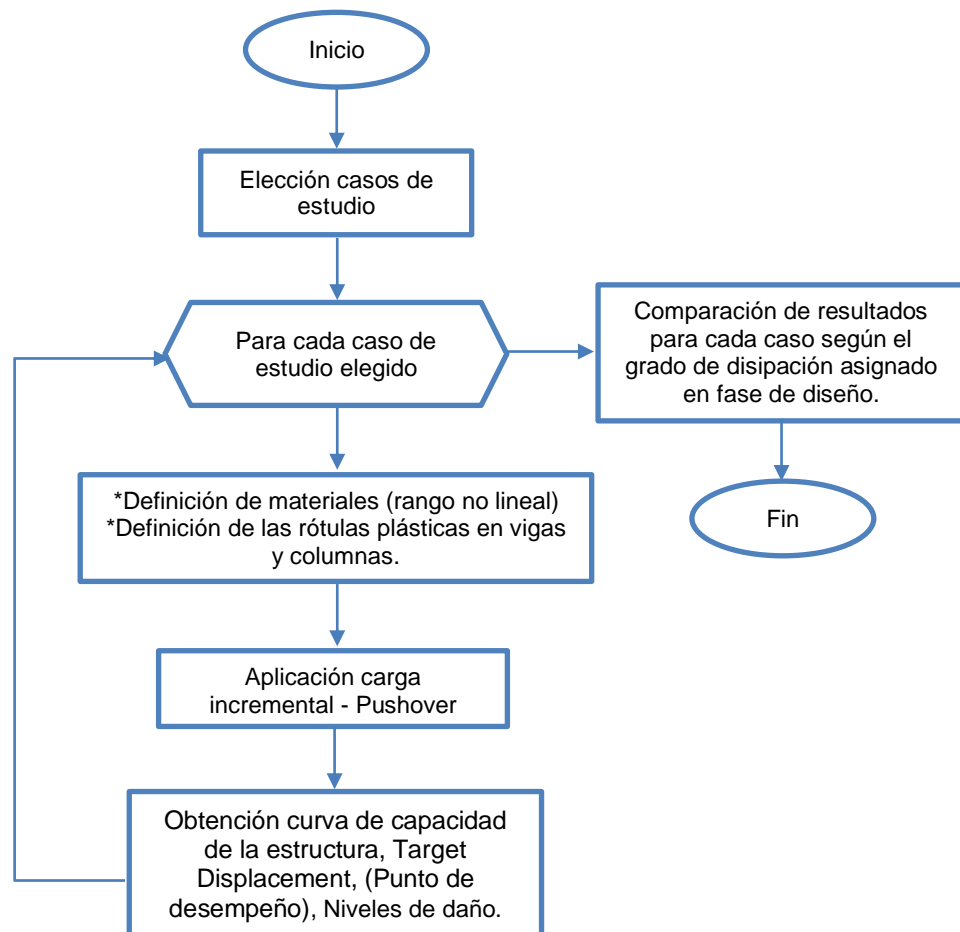
Figura No 4. Metodología planteada para el desarrollo del análisis lineal



Después de realizar los análisis de todos los casos propuestos, en rangos lineales, se eligen algunos de ellos (según la variación en cantidades y costos), para ser analizados en rangos no lineales. Los casos elegidos serán analizados según el procedimiento de análisis no lineal incremental estático pushover, y lo establecido en la ASCE/SEI 41-13 y NSR-10

En análisis no lineal planteado en la figura 5, tiene como fin comparar las curvas de capacidad y el punto de desempeño de las edificaciones según el grado de disipación de energía que se ha asignado en el diseño, a cada uno de los casos seleccionados para el respectivo análisis.

Figura No 5. Metodología planteada para el desarrollo del análisis no lineal



En las siguientes secciones de este capítulo se dan los detalles de cada una de las actividades mostradas.

## 2.1. CASOS DE ESTUDIO

### 2.1.1 Definición de la cantidad de edificaciones a analizar

Se ha propuesto una variación en el número de pisos y longitud de vanos, en edificaciones ubicadas en dos zonas de amenaza sísmica: intermedia y baja. Los 20 casos de estudio propuestos se enumeran en la siguiente tabla:

Tabla 1. Casos de estudio

Zona Sísmica	Caso	# Niveles de piso	Longitud de vanos	Capacidad Disipación de Energía	#Casos
Baja	1	5	5m	DMI, DMO, DES	3
	2	5	8m	DMI, DMO, DES	3
	3	10	5m	DMI, DMO, DES	3
	4	10	8m	DMI, DMO, DES	3
Intermedia	5	5	5m	DMO, DES	2
	6	5	8m	DMO, DES	2
	7	10	5m	DMO, DES	2
	8	10	8m	DMO, DES	2

### 2.1.2 Ubicación y definición de los parámetros sísmicos

Se han elegido dos ciudades arbitrarias, A y B, ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja e intermedia, respectivamente. Los valores de  $A_a$  y  $A_v$  son valores típicos para estas zonas de amenaza, establecidos en la normativa colombiana, NSR-10. Además, se ha establecido un perfil de suelo tipo D, asumido para el análisis de todos los casos ya que la influencia de éste parámetro no será estudiado en esta investigación.

El estudio se ha limitado a estructuras de ocupación normal que hacen parte del grupo de uso I y cuyo coeficiente de importancia es igual a 1.0, siendo el caso específico de estudio el de edificios de apartamentos.

A continuación, se presentan los parámetros sísmicos utilizados para cada una de las ciudades analizadas, según la zona de amenaza sísmica a la que pertenecen:

Tabla 2. (a) Parámetros sísmicos para la ciudad A en zona de amenaza sísmica baja, (b) Parámetros sísmicos para la ciudad B en zona de amenaza sísmica intermedia.

<b>Ciudad A – Zona amenaza sísmica Baja</b>	
Perfil de Suelo	D
I	1.0
A <sub>a</sub>	0.1
A <sub>v</sub>	0.1

(a)

<b>Ciudad B - Zona amenaza sísmica Intermedia</b>	
Perfil de Suelo	D
I	1.0
A <sub>a</sub>	0.2
A <sub>v</sub>	0.2

(b)

## 2.2. MODELOS NUMÉRICOS

### 2.1.1 Características de los materiales

Los casos de estudio planteados en la tabla 1 son analizados y diseñados según los procedimientos y requisitos plantados en la NSR-10, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales, según se presenta en las tablas 3 y 4.

Tabla 3. Propiedades mecánicas del concreto utilizado.

Tipo de elemento	f'c [Mpa]	Módulo de Elasticidad E [Mpa]
Columnas	28	$4700 \cdot \sqrt{f'c} = 24870$
Vigas	28	$4700 \cdot \sqrt{f'c} = 24870$
Losa de Entrepiso	28	$4700 \cdot \sqrt{f'c} = 24870$

Tabla 4. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado.

Tipo	fy [Mpa]	Módulo de Elasticidad E [Mpa]
Barras longitudinales	420	200 000
Estribos	420	200 000

Los módulos de elasticidad corresponden a los valores promedios sugeridos en artículo C.8.5 de la NSR-10. El concreto es de peso normal con una densidad de 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Para el análisis no lineal, se plantean consideraciones adicionales en la definición de las propiedades de los materiales principales (concreto y acero). Estas consideraciones son detalladas en los capítulos correspondientes al análisis no lineal.

## 2.1.2 Características geométricas de las estructuras analizadas

Los escenarios planteados corresponden a estructuras de pórticos resistentes con plantas simétricas de 3 vanos iguales en cada dirección y con variación en la longitud de las luces y el número de pisos como se describe en la tabla 1. Se define una altura típica de entrepiso igual a 2.80 metros para todos los casos de estudio, ver figuras 6 y 7.

Figura No 6. Representación general de las estructuras de 5 pisos. Modelo numérico.

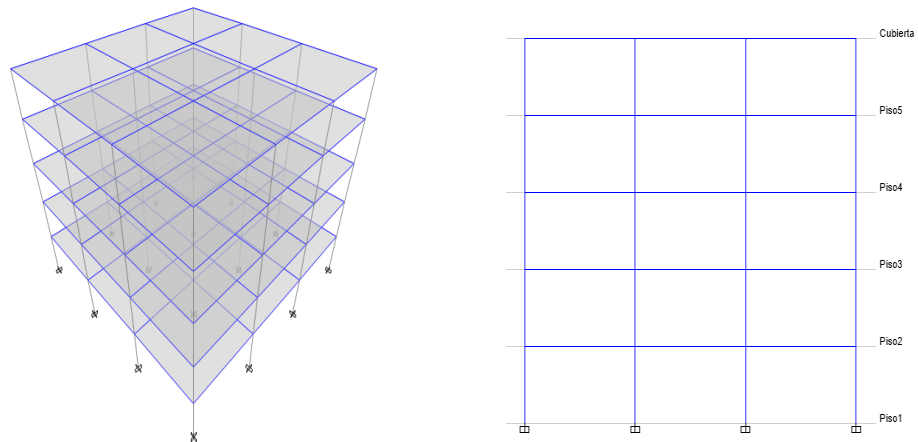
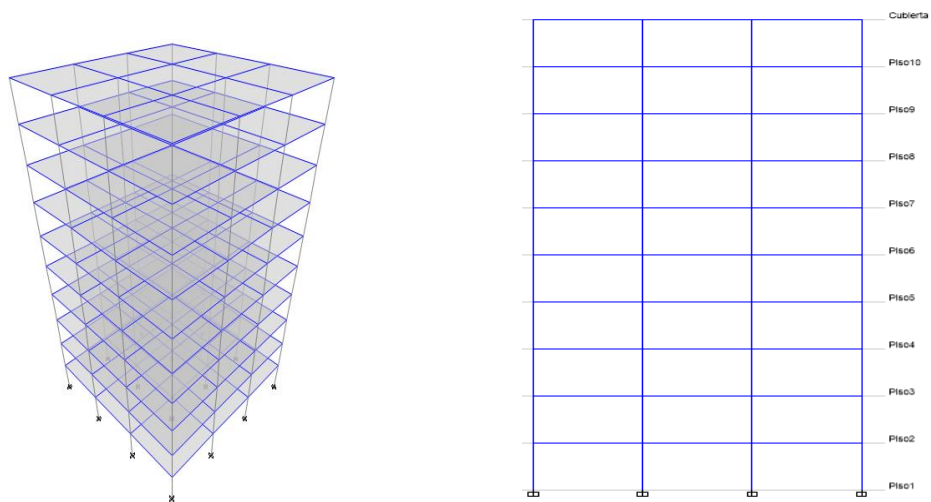


Figura No 7. Representación general de las estructuras de 10 pisos. Modelo numérico.



### 2.1.3 Espectro elástico de diseño

Se define un espectro para cada una de las ciudades según la amenaza establecida en la normativa, con los parámetros expuestos en la siguiente tabla:

Tabla 5. Parámetros para espectro de aceleraciones de diseño en las ciudades analizadas.

CIUDAD A		CIUDAD B	
Zona de amenaza sísmica	Baja	Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Grupo de uso:	I	Grupo de uso:	I
Perfil de suelo:	D	Perfil de suelo:	D
Aceleración pico efectiva ( $A_a$ )	0.1	Aceleración pico efectiva ( $A_a$ )	0.2
Velocidad pico efectiva ( $A_v$ )	0.1	Velocidad pico efectiva ( $A_v$ )	0.2
Coeficiente de amplificación para periodos cortos ( $F_a$ ):	1.6	Coeficiente de amplificación para periodos cortos ( $F_a$ ):	1.4
Coeficiente de amplificación para periodos intermedios ( $F_v$ ):	2.4	Coeficiente de amplificación para periodos intermedios ( $F_v$ ):	2.0
Coeficiente de Importancia	1	Coeficiente de Importancia	1

Figura No 8. Espectro elástico de aceleraciones de diseño para la ciudad A, en zona de amenaza sísmica baja.

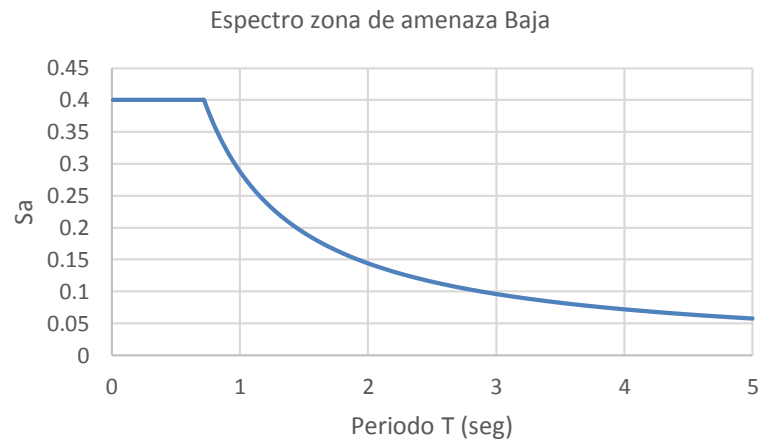
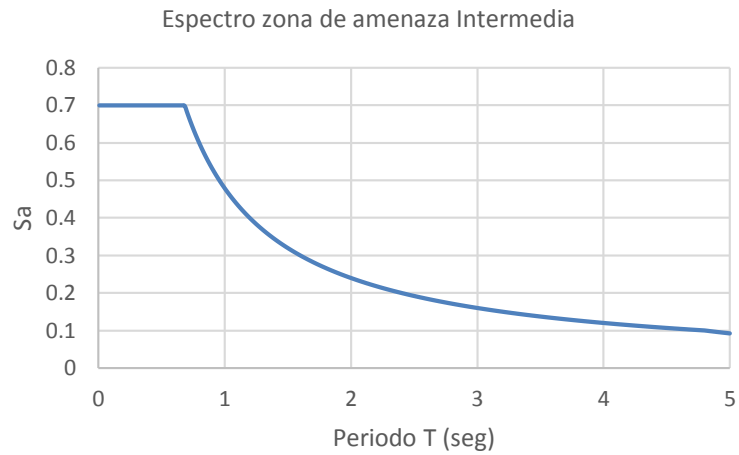


Figura No 9. Espectro elástico de aceleraciones de diseño para la ciudad B, en zona de amenaza sísmica intermedia.



#### 2.1.4 Asignación de cargas

Las cargas asignadas a los modelos numéricos corresponden a las cargas típicas esperadas por uso residencial, además de las cargas muertas por peso propio de la placa y los elementos principales de resistencia sísmica. La estimación de las cargas está basada en los valores de referencia que se encuentran en la NSR-10<sup>14</sup>.

#### 2.1.5 Limitaciones análisis sísmico

- Se adoptan los parámetros del método de análisis dinámico elástico espectral según lo descrito en la NSR-10 en el capítulo A.5.
- No se tiene en cuenta la interacción suelo estructura, y los apoyos en los modelos matemáticos son idealizados como perfectamente rígidos.

---

<sup>14</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. NSR-10. Título B.

- Los casos de estudios corresponden a estructuras simétricas en planta y en altura con el fin de evitar el análisis de la contribución de la torsión en la modificación del coeficiente de disipación de energía  $R$ , además de las irregularidades en planta y en altura que establece la norma. Las estructuras planteadas no disponen elementos adicionales que le puedan proporcionar mayor rigidez en alguna de sus dos direcciones, ejemplo de ello: muros estructurales.
- Se utiliza el software de análisis y diseño, Etabsvs2015<sup>15</sup> como herramienta de apoyo en el análisis sísmico de las estructuras en rangos lineales y el diseño de los elementos principales de resistencia sísmica.

## **2.3. PREDIMENSIONAMIENTO INICIAL**

### **2.3.1 Control de derivas**

El predimensionamiento inicial de los elementos principales de resistencia sísmica, se realiza teniendo en cuenta el riguroso control de desplazamientos horizontales de los niveles de entepiso (derivas admisibles), exigido por el reglamento Colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10, en el capítulo A.6.

### **2.3.2 Chequeo de la estabilidad estructural y efectos p-delta**

Se determina la consideración o no de los efectos P-Delta, después de evaluar el índice de estabilidad global  $Q$ , como se determina en el capítulo A.6.2 de la normativa colombiana NSR-10.

---

<sup>15</sup> COMPUTER AND STRUCTURES, INC. Etabsvs2015 Ultimate. Berkeley, CA.

## 2.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

Para el diseño de los elementos principales de resistencia sísmica, vigas y columnas, se hacen las comprobaciones respectivas de la NSR-10 para las combinaciones definidas en el título B. Se utilizan los valores de las fuerzas internas obtenidas del análisis en Etabs y se aplican las metodologías para el análisis y diseño de los elementos por resistencia última.

Las placas, los elementos secundarios (viguetas) y la cimentación no hacen parte del análisis y diseño en este estudio. Su influencia no es determinada en este trabajo.

### 2.4.1 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño de los elementos principales están contempladas por la NSR-10 en el capítulo B.2.4, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6. Combinaciones de carga, título B de la NSR-10.

Combo 1	1.4D	Ecuación B.2.4-2 NSR-10
Combo 2	1.2D + 1.6L	Ecuación B.2.4-2 NSR-10
Combo 5A	1.2D + 1.0E + 1.0L	Ecuación B.2.4-5 NSR-10
Combo 5B	1.2D - 1.0E + 1.0L	Ecuación B.2.4-5 NSR-10
Combo 6	0.9D	Ecuación B.2.4-6 NSR-10
Combo 7A	0.9D + 1.0E	Ecuación B.2.4-7 NSR-10
Combo 7B	0.9D - 1.0E	Ecuación B.2.4-7 NSR-10

Donde:

D: Cargas muertas (peso propio y cargas permanentes adicionales)

L: Cargas Vivas debidas al uso y ocupación de la edificación

E: Representa las fuerzas sísmicas,  $F_s$  reducidas por el coeficiente de capacidad de disipación R, correspondiente a la capacidad de disipación de energía que se requiere en cada caso de estudio.

$$E = F_s / R$$

#### 2.4.2 Coeficiente de disipación de energía, R

En cuanto a la elección de la capacidad de disipación de energía, se toma de manera explícita lo expuesto por la normativa colombiana NSR-10<sup>16</sup> para las diferentes zonas de amenaza contempladas en este documento, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 7. Restricciones al uso de sistema y materiales estructurales.

CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
Mínima DMI	SI	NO	NO
Moderada DMO	SI	SI	NO
Especial DES	SI	SI	SI

Fuente: Tomado de la NSR-10 (2010).

---

<sup>16</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. NSR-10. Prefacio, Apéndice I

La norma colombiana define un valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico  $R_0$ , para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural, considerando el efecto de la distribución geométrica en planta y altura, y la redundancia estructural, como se muestra a continuación:

$$R = \phi_a \times \phi_p \times \phi_r \times R_0$$

Para pórticos resistentes a momento, la NSR-10 en la tabla A.3-3, establece los siguientes valores de  $R_0$ :

Tabla 8. Valores de los coeficientes de capacidad de disipación  $R_0$

	<b>Coeficiente de disipación de energía <math>R_0</math></b>
DES	7
DMO	5
DMI	2.5

Fuente: Valores tomados de la NSR-10 (2010).

En esta investigación y según las limitaciones mencionadas anteriormente, el valor de  $R$  es igual al  $R_0$ , pues no existen irregularidades en planta, ni en altura, y la redundancia estructural puede ser tomada igual a la unidad  $\phi_r = 1.0$ , según los requisitos de la NSR-10 en el capítulo A.3.3.

### 2.4.3 Coeficiente de reducción de resistencia

Los siguientes coeficientes de reducción de resistencia, dispuestos en el reglamento colombiano NSR-10<sup>17</sup>, son los utilizados para el diseño de columnas y vigas en cada caso de estudio:

Tabla 9. Factores de reducción de resistencia  $\phi$  , según la NSR-10.

Compresión: Columnas con refuerzo transversal en espiral.	$\phi = 0.75$
Compresión: Columnas con otro tipo de refuerzo transversal.	$\phi = 0.65$
Tracción	$\phi = 0.90$
Cortante y Torsión	$\phi = 0.75$
Cortante/Sismo (DES-DMO)	$\phi = 0.60$

## 2.5. CANTIDADES Y COSTOS DE OBRA

Después de realizar el análisis y diseño de los diferentes casos de estudio mediante el procedimiento lineal establecido en la NSR-10, y que hace parte de la práctica del diseño actual, se determinan las cantidades de materiales (acero y concreto) y posteriormente los costos de cada escenario. Se tienen en cuenta los precios fijados para el concreto y el acero de refuerzo en la revista informática para la construcción CONSTRUDDATA (2009)<sup>18</sup>.

---

<sup>17</sup> *Ibíd.*, Artículo C.9.3. Resistencia de diseño.

<sup>18</sup> CONSTRUDDATA, INFORMÁTICA PARA LA CONSTRUCCION. Revista construdata. Edición 150. Bogotá: Legis, 2009. 286 p. Cuatrimestral. ISSN 2322-6552

## 2.6. ANÁLISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES

En cuanto al análisis no lineal, se ha escogido el procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva “pushover”, por ser uno de los métodos más estudiados e implementados en la práctica común. Este procedimiento es promovido en la actual normativa colombiana, en su apéndice A-3, para aplicación en posteriores actualizaciones del reglamento.

Para la determinación del punto de desempeño, se adopta la metodología de la FEMA356 y actualizada en la ASCE/CEI 41-13, por la afinidad que tiene con los procedimientos adoptados en el reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, en el apéndice mencionado.

### 2.6.1 Propiedades de los materiales

Para todos los casos analizados en el rango no lineal se ha definido un concreto con resistencia a la compresión  $f'_c = 28$  Mpa, para todos los elementos. Este material es definido en el software de análisis, según el modelo de Mander para el concreto confinado y no confinado.

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo usado en el análisis no lineal y definido en el software, corresponden a los valores estadísticos hallados experimentalmente para de barras de refuerzo producidas en Colombia, según la publicación de GONZÁLEZ, Victoria et al<sup>19</sup>.

---

<sup>19</sup> GONZÁLEZ, V. BOTERO, J. ROCHEL, R. VIDAL, J y ÁLVAREZ M. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Revista Ingeniería y Ciencia. Volumen 1, Número 1, 2005. Medellín: Universidad EAFIT.

Los valores descritos anteriormente se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 10. Propiedades de los aceros colombianos

Variable	No. Datos	$\hat{\mu}$	$\hat{\sigma}$	Mínimo	Máximo	V	Percentil 5	Percentil 95
$f_y$ (Mpa)	467	470,30	25,25	419,93	538,804	0,054	431,2	522,93
$\epsilon_y$ (mm/mm)	467	0,0024	0,0001	0,0021	0,0028	0,054	0,0022	0,0027
$f_{sh}$ (Mpa)	477	472,16	25,67	419,64	543,80	0,054	432,77	525,38
$\epsilon_{sh}$ (mm/mm)	473	0,0138	0,0048	0,0022	0,0259	0,348	0,0045	0,0207
$f_{su}$ (Mpa)	477	659,74	30,46	581,24	752,93	0,046	618,67	737,16
$\epsilon_{su}$ (mm/mm)	476	0,1141	0,0120	0,0613	0,1435	0,106	0,0948	0,1353
$f_{suu}$ (Mpa)	476	536,35	62,89	319,77	701,29	0,117	441,10	637,00
$\epsilon_{suu}$ (mm/mm)	475	0,1407	0,0175	0,0828	0,1797	0,125	0,1144	0,1705
P	461	3,087	0,4487	1,762	5,026	0,145	2,403	3,945

Fuente: Tomado de GONZÁLEZ, Victoria et al.

## 2.6.2 Definición de las rótulas plásticas en los elementos

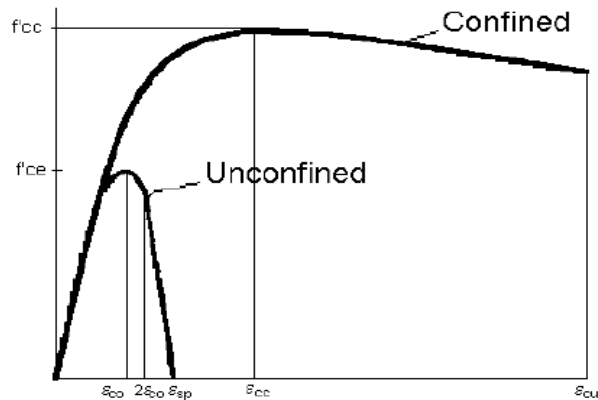
Las rótulas son definidas con la determinación del diagrama Momento vs Curvatura a partir del juego de códigos para el análisis de miembros en concreto reforzado, CUMBIA<sup>20</sup>. Estos diagramas tienen en cuenta el acero longitudinal y transversal dispuesto en fase de diseño para cada una de las secciones, además de implementar el modelo de Mander (ver figura 10) que tiene en cuenta el confinamiento de la sección, incluyendo el efecto de la separación de estribos y la cantidad de rama dispuestas en la sección transversal.

Incluir el efecto del confinamiento de la sección transversal es de importancia, debido a que la definición del refuerzo transversal es un parámetro sensible al cambio de disipación de energía con el que se diseña cada estructura.

---

<sup>20</sup> KOWALSKY, Mervyn. and MONTEJO, Luis. Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members, CUMBIA. Raleigh, North Carolina, 2007. PhD dissertation of the author. North Carolina State University.

Figura No 10. Modelo Mander esfuerzo-deformación concreto confinado y no confinado.



Fuente: Referenciado en CALTRANS (2013)<sup>21</sup>

Se ha asumido un modelo de rótula concentrada tanto para vigas como columnas, asignadas a una distancia relativa del 5% de longitud en cada extremo del elemento. Los modelos utilizados en el estudio no tienen en cuenta la degradación de la rigidez en las curvas de histéresis.

La longitud de la rótula plástica equivalente se define según lo propuesto por PRIESTLEY et al, y citado por INEL, Mehmet et al<sup>22</sup> en la siguiente ecuación:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044 f_{ye}d_{bl}$$

<sup>21</sup> CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION CALTRANS. Seismic Design Criteria. Vs.1.7. California, 2013. Retrieved from: <http://www.dot.ca.gov>

<sup>22</sup> PRIESTLEY, MJN. SEIBLE, F, CALVI, GMS. Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons, 1996, referenced in INEL, Mehmet and BAYTAN, Hayri. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. Engineering Structures 28 (2006) 1494-1502.

Donde  $L$  representa la longitud de la rótula plástica al punto de flexión,  $f_{ye}$  la resistencia a fluencia esperada del acero, y  $d_{bl}$  el diámetro de la mayor barra longitudinal de la sección.

En cuanto a las columnas, se adoptan las rótulas que el software define por defecto, y cuya base teórica se fundamenta en el documento de la ASCE41-13.

### **2.6.3 Otras consideraciones del análisis no lineal.**

- Para el análisis pushover, solo se tiene en cuenta el modo fundamental de vibración de la estructura y que corresponde al modo con mayor participación de masa.
- Se realiza el análisis no lineal con el sismo de entrada para cada una de las direcciones de manera independiente. De igual forma se determinan las capacidades de la estructura para cada dirección por separado.
- Esta investigación pretende estudiar el comportamiento a flexión de los elementos, por lo tanto, no se verificará el comportamiento inelástico a cortante en los mismos. Para ello, se asignarán únicamente rótulas en las vigas para M3 y en columnas para P-M2-M3. La consideración descrita tiene como fundamento el control que hace la NSR-10 del cortante para cada disipación de energía, con el fin de evitar las fallas frágiles a medida que se asigna mayor ductilidad a la estructura.

#### 2.6.4 Limitaciones análisis no lineal

Los casos elegidos para el análisis no lineal, están sujetos al criterio del autor, basados en la variación de las cantidades de materiales y costos determinados para cada caso de estudio en numerales anteriores. Los modelos desarrollados para cada ciudad planteada se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 11. Casos de estudio - análisis no lineal

		# Modelos
<b>CIUDAD A</b>	DMI	3
	DMO	
	DES	
<b>CIUDAD B</b>	DMO	2
	DES	

Se pretende determinar el desempeño de las edificaciones analizadas con un análisis más sofisticado, asociando los resultados con el incremento de la ductilidad en el diseño para los casos planteados.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1. MODELAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO

##### 3.1.1 Descripción del sistema de piso

El sistema de piso para los casos de estudio propuestos consiste en una placa aligerada de concreto en una dirección, que será la encargada de distribuir las cargas muertas y vivas al sistema de resistencia de cargas verticales.

La deflexión vertical de los elementos horizontales del diafragma es controlada por la elección de la altura de la viga ( $h$ ) y de la losa aligerada en una dirección, mayor a la altura mínima sugerida en la NSR-10<sup>23</sup>.

De acuerdo a lo anterior se definen las alturas mínimas tanto de vigas y viguetas como se muestra a continuación:

Tabla 12. Comparación de altura de vigas y losas reforzadas,  $h$ , con espesores mínimos recomendados y establecidos por la NSR-10, a menos que se calculen las deflexiones.

Longitud de vanos [m]	Espesor mínimo, $h$ [m]	Altura $h$ asumida autor
5	$l/14 = 5/14 = 0.36$	0.40 y 0.45
8	$l/14 = 8/14 = 0.57$	0.50 y 0.60

En los modelos numéricos, la placa aligerada se presenta como un elemento tipo membrana con un espesor equivalente, actuando en una dirección. No se modelan las viguetas por ser elementos secundarios.

---

<sup>23</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. NSR-10. Artículo C.9.5 Control de deflexiones.

### 3.1.2 Estimación de cargas verticales gravitacionales

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, las cargas verticales asumidas en cada caso de estudio corresponden a cargas esperadas por uso residencial y peso propio de los elementos, como se describe a continuación:

#### Cargas Vivas

Uso residencial	0.18 ton/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.4.2 <sup>24</sup>
-----------------	-------------------------	----------------------------

#### Cargas Muertas

Para el cálculo de cargas muertas, se tiene en cuenta el peso propio de la placa y las cargas adicionales de los elementos no estructurales típicos: muros, pisos, cielo raso y ductos.

#### Peso propio de la Losa

Espesor equivalente losa	0.09 m
Peso específico Concreto	2.40 ton/m <sup>3</sup>
Peso propio de la losa	0.24 ton/m <sup>2</sup>

Muros	0.30 ton/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4 <sup>25</sup>
-------	-------------------------	----------------------------

Pisos	0.16 ton/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4
-------	-------------------------	--------------

#### Cielo raso

Canales suspendidas de acero	0.01 ton/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4.1 <sup>26</sup>
------------------------------	-------------------------	------------------------------

Ductos y tuberías	0.02 ton/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4.1
-------------------	-------------------------	----------------

<b>Total carga muerta</b>	<u>0.72 ton/m<sup>2</sup></u>	
---------------------------	-------------------------------	--

---

<sup>24</sup> Ibid., Tabla B.4.2.1-1

<sup>25</sup> Ibid., Tabla B.3.4.3-1

<sup>26</sup> Ibid., Tabla B.3.4.1-1

### 3.1.3 Análisis dinámico elástico

Para el modelo matemático utilizado en el análisis se escoge un modelo tridimensional en el que los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa del diafragma se considera concentrada en el centro de masa.

### 3.1.4 Determinación del periodo fundamental de la edificación

Se obtienen los modos de vibración, los periodos y la participación de masa (UX, UY) para cada uno de ellos, mediante el software de análisis como se muestra a continuación:

Tabla 13. Modos fundamentales y participación de masa, para el caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5

<b>MODOS FUNDAMENTALES</b>			
Modo	Periodo [seg]	UX	UY
1	0.896	0.83	0
2	0.896	0	0.83
3	0.766	0	0
4	0.285	0.10	0
5	0.285	0	0.10
6	0.245	0	0
7	0.16	0.04	0
8	0.16	0	0.04
9	0.138	0	0
10	0.109	0.019	0
11	0.108	0	0.019
12	0.095	0	0
<b>Participación masa modal</b>		<b>0.99</b>	<b>0.99</b>

Fuente: Valores tomados de Etabsvs2015

El valor del periodo,  $T$ , no puede exceder  $C_u T_a$ . Donde  $C_u$  se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \geq 1.2$$

Analizando el primer caso de estudio planteado, el valor de  $C_u$  corresponde a:

$$C_u = 1.75 - 1.2 * 0.10 * 2.4 = 1.46$$

El valor de  $T_a$  se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Donde  $C_t$  es igual a 0.047 y  $h^\alpha$  a 0.90, según la tabla A.4.2-1 de la NSR-10, para sistemas estructurales de resistencia sísmica conformada por pórticos resistentes a momento de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.

Para los casos de edificaciones de 5 y 10 pisos, con alturas de piso  $h_p = 2.80 m$ , se obtienen los siguientes valores de  $T_a$ :

Tabla 14. Valores de  $T_a$  para estructuras de 5 y 10 niveles de piso.

Alturas de Piso	Valor de $T_a$ [seg]
5 niveles (14 metros)	$T_a = 0.047 * 14^{0.90} = 0.505$
10 niveles (28 metros)	$T_a = 0.047 * 28^{0.90} = 0.943$

### 3.1.5 Determinación de las Fuerzas Sísmicas Horizontales

De acuerdo a lo anterior, se obtiene un cortante sísmico en la base  $V_s$ , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M$$

El valor del  $S_a$  en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la gravedad leída en los espectros elásticos de diseño definidos en las figuras 8 y 9, y para el periodo T determinado en el numeral anterior.

La masa de la estructura es determinada para las cargas muertas por peso propio de los elementos y las cargas adicionales sobre impuestas según la evaluación de cargas previamente realizada. En las tablas 14 y 15, se presenta un ejemplo de cálculo por fuerza horizontal equivalente para el caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5, como parte de la verificación y validación manual de los cálculos realizados mediante la herramienta computacional que aplica el método dinámico espectral.

Tabla 15. Fuerzas sísmicas en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente. Caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5

k	1	
Vmin	<b>335.5</b>	ton

Piso	Wi [ton]	hi [m]	wihi <sup>k</sup> [ton-m]	Fi [ton]	Vi [ton]
Cubierta	209.1	14	2928	109.2	109.2
Piso5	216.7	11.2	2427	90.5	199.7
Piso4	216.7	8.4	1820	67.9	267.6
Piso3	216.7	5.6	1213	45.3	312.9
Piso2	216.7	2.8	607	22.6	<b>335.5</b>
			8995	<b>335.5</b>	

Tabla 16. Cortante estático mínimo en la base, según el periodo T ajustado, Caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5

<b>ANALISIS EN DIRECCION X</b>		
Ct:	0.047	
h:	14	m
$\alpha$ :	0.90	
Ta:	0.505	seg
Sa:	0.40	g
Vs=	430.33	Ton
Cu:	1.46	
T= Cu*Ta:	0.74	seg
T min:	0.74	seg
Sax:	0.39	
Vs:	419.35	Ton
Irregular	NO	
V_Est mínimo	335.5	Ton

Con el cortante estático en la base representado por V\_Est mínimo, se procede a verificar que el cortante hallado con el método dinámico sea igual o superior a éste valor. En caso contrario, deberá hacerse el ajuste respectivo según lo indica el reglamento.

Debido a la simetría de las edificaciones analizadas, los valores presentados para el análisis en dirección X, son iguales para la dirección Y.

Tabla 17. Comparación de cortantes en la base entre FHE y Análisis dinámico. Caso de estudio 1: ZAB-Np5-L5

<b>Cortantes en la base</b>			<b>Factor de Ajuste</b>	
V_Est x	335.5	Ton	Dirección x	1.15
V_Est y	335.5	Ton	Dirección x	1.15
V_Din x	292.2	Ton	Factor Deriva x	11.26
V_Din y	292.3	Ton	Factor Deriva y	11.26

De la tabla 15,  $V_{Est}$  x y  $V_{Est}$  y, representan los valores de los cortantes estáticos hallados con el procedimiento de fuerza horizontal equivalente. Por otro lado,  $V_{Din}$  x y  $V_{Din}$  y corresponden a los cortantes dinámicos determinados a partir de los análisis modales espectrales.

Los resultados obtenidos para los demás casos de análisis se presentan en el anexo A.

### 3.1.6 Índice de estabilidad

En el caso de los desplazamientos horizontales causados por efectos P-Delta, se revisa el índice de estabilidad  $Q$  en cada piso, y se determina que no es necesario para ningún caso de estudio considerar estos efectos de segundo orden en el cálculo de derivas según lo recomendado en la normativa colombiana, NSR-10, en el capítulo A.6.2

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} < 0.10$$

Según lo establece la NSR-10<sup>27</sup>, cuando el valor de  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

Tabla 18. Análisis de estabilidad Q, Caso de estudio1: ZAB-Np5-L5.

	$P_i$ [ton]	$h_{pi}$ (cm)	$V_i$ [ton]	$\Delta_{cm}$	$Q_i$	
Cubierta	249.7	280	109.2	1.0633	0.0087	ok
Piso5	506.8	280	199.7	1.856	0.0168	ok
Piso4	764.0	280	267.6	2.5139	0.0256	ok
Piso3	1021.2	280	312.9	2.8446	0.0332	ok
Piso2	1278.4	280	335.5	1.9853	0.0270	ok

<sup>27</sup> Ibid., Artículo A.6.2.3 Desplazamientos horizontales causados por efectos P-Delta

En cada caso de estudio se obtienen los desplazamientos máximos de cada piso para determinar las derivas máximas en cada una de las direcciones principales: x y y. Se crean dos casos de carga F-DERX y F-DERY en la herramienta de cómputo, como se muestra en las tablas 18 y 19, correspondientes al análisis al caso 1: ZAB-Np5-L5.

Tabla 19. Deriva máxima por piso, en dirección X. Caso 1: ZAB-Np5-L5

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m	%
Cubierta	F-DERX Max	16	Max Drift X	0.003638	15	0	14	0.3638
Cubierta	F-DERX Max	16	Max Drift Y	0	15	0	14	
Piso5	F-DERX Max	16	Max Drift X	0.006225	15	0	11.2	0.6225
Piso5	F-DERX Max	16	Max Drift Y	0	15	0	11.2	
Piso4	F-DERX Max	16	Max Drift X	0.008315	15	0	8.4	0.8315
Piso4	F-DERX Max	16	Max Drift Y	0	15	0	8.4	
Piso3	F-DERX Max	16	Max Drift X	0.009336	15	0	5.6	0.9336
Piso3	F-DERX Max	16	Max Drift Y	0	15	0	5.6	
Piso2	F-DERX Max	16	Max Drift X	0.006495	15	0	2.8	0.6495
Piso2	F-DERX Max	16	Max Drift Y	0	15	0	2.8	
<b>Deriva Máxima</b>								<b>0.93</b>

Fuente: Etabsvs2015

Tabla 20. Deriva máxima por piso, en dirección Y. Caso 1: ZAB-Np5-L5

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m	%
Cubierta	F-DERY Max	4	Max Drift X	0	15	15	14	0.364
Cubierta	F-DERY Max	13	Max Drift Y	0.003636	0	0	14	
Piso5	F-DERY Max	4	Max Drift X	0	15	15	11.2	0.622
Piso5	F-DERY Max	13	Max Drift Y	0.006223	0	0	11.2	
Piso4	F-DERY Max	4	Max Drift X	0	15	15	8.4	0.831
Piso4	F-DERY Max	13	Max Drift Y	0.008312	0	0	8.4	
Piso3	F-DERY Max	4	Max Drift X	0	15	15	5.6	0.933
Piso3	F-DERY Max	13	Max Drift Y	0.009332	0	0	5.6	
Piso2	F-DERY Max	4	Max Drift X	0	15	15	2.8	0.649
Piso2	F-DERY Max	13	Max Drift Y	0.006494	0	0	2.8	
<b>Deriva Máxima</b>								<b>0.93</b>

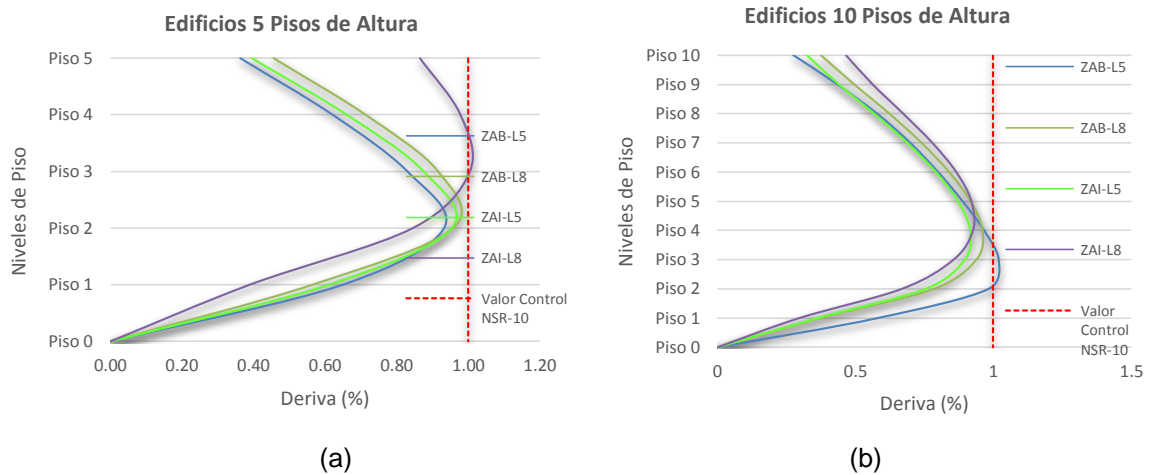
Fuente: Etabsvs2015

Las derivas máximas para todos los casos de estudio planteados se muestran en la tabla 20, y se grafican según el número de pisos de la edificación: en la figura 11 (a) para edificios con 5 pisos de altura y (b) edificios con 10 pisos de altura.

Tabla 21. Derivas máximas para todos los casos de estudio, en %.

Deriva máxima casos de estudio				
	CASO	Deriva x (%)	Deriva y (%)	Nivel de Piso
1	ZAB-Np5-L5	0.93	0.93	2
2	ZAB-Np5-L8	0.96	0.96	2
3	ZAB-Np10-L5	1.02	1.02	3
4	ZAB-Np10-L8	0.96	0.96	4
5	ZAI-Np5-L5	0.95	0.95	2
6	ZAI-Np5-L8	1.00	1.00	3
7	ZAI-Np10-L5	0.92	0.92	4
8	ZAI-Np10-L8	0.93	0.93 </td <td>4</td>	4

Figura No 11. Derivas en dirección x: (a) Edificios 5 niveles de piso, (b) Edificios 10 niveles de piso



Las derivas presentadas en las figuras anteriores, son el resultado de un proceso iterativo del cambio de las dimensiones de vigas y columnas, realizado en el software de cómputo para cada uno de los casos analizados.

Las derivas fueron aceptadas por el autor en un rango de 0.95% y 1.02%. Los resultados del análisis de las fuerzas sísmicas, modos de vibración y obtención de derivas para cada uno de los casos de estudio se presentan en el anexo A.

Según se menciona anteriormente, el cambio de las dimensiones de vigas y columnas para el cumplimiento del requisito mínimo de derivas, que expone el reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, repercute en el predimensionamiento inicial de los elementos principales de resistencia sísmica: vigas y columnas.

Las dimensiones establecidas bajo el criterio de control de derivas, para todos los casos de estudio, y como parte del predimensionamiento inicial, se tabulan en la siguiente tabla:

Tabla 22. Resumen dimensiones de elementos de todos los casos de estudio, por predimensionamiento bajo control de derivas.

<b>Caso de Estudio</b>	<b>Número de Pisos</b>	<b>Sección de columnas (m)</b>	<b>Sección de vigas (m)</b>
<b>#1</b>	5	0.35	0.35
ZAB, Luces 5m		0.40	0.40
<b>#2</b>	5	0.50	0.50
ZAB, Luces 8m		0.60	0.50
<b>#3</b>	10	0.40	0.40
ZAB, Luces 5m		0.50	0.40
<b>#4</b>	10	0.50	0.50
ZAB, Luces 8m		1.00	0.50
<b>#5</b>	5	0.45	0.40
ZAI, Luces 5m		0.50	0.45
<b>#6</b>	5	0.50	0.50
ZAI, Luces 8m		1.35	0.50
<b>#7</b>	10	0.45	0.45
ZAI, Luces 5m		1.00	0.45
<b>#8</b>	10	0.60	0.60
ZAI, Luces 8m		1.60	0.60

## 3.2. ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

### 3.2.1 COLUMNAS

#### Análisis carga axial

Se verifica la resistencia axial de las secciones obtenidas producto del pre-dimensionamiento de los elementos con la secciones de la tabla 21.

Se realiza un análisis bajo cargas verticales gravitacionales (muertas y vivas), dispuestas en cada entrepiso y se comprueba la columna más cargada en cada caso de estudio (todas las columnas por simplificación del estudio tienen la misma sección dentro de cada modelo numérico), sin el aporte del acero y según la resistencia axial de diseño máxima de las ecuaciones presentadas en el numeral C.10.3.6.1 del reglamento colombiano:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.75 * \phi * [0.85 * f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

De la anterior ecuación, que aplica para columnas cuadradas:

$$\phi = 0.65$$

$f'c$  = Resistencia específica a compresión del concreto

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

$A_g$  = Área bruta de la sección

$A_{st}$  = Area total de refuerzo longitudinal no preesforzado

Para el chequeo de la sollicitación de carga vertical, se trabaja con la combinación crítica de cargas gravitacionales: combo 2.

Tabla 23. Resistencia axial de las columnas para la máxima combinación de cargas gravitacionales. (Combo2).

Caso de Estudio	Número de Pisos	Sección de columnas (m)	Sección de vigas (m)	CARGAS (ton/m2)		Cargas (ton)				Solo concreto		
				D	L	D	L	Carga Viga	Peso Columna	Pu [ton]	$\phi P_{n(max)}$	$\frac{P_u}{\phi P_n}$
#1	5	0.35	0.35	0.73	0.18	91.25	22.5	8.4	4.704	161.22	162.44	<b>0.99</b>
ZAB, Luces 5m		0.4	0.4									
#2	5	0.5	0.5	0.73	0.18	233.6	57.6	24	10.08	413.38	348.08	<b>1.19</b>
ZAB, Luces 8m		0.6	0.5									
#3	10	0.4	0.4	0.73	0.18	182.5	45	19.2	13.44	330.17	232.05	<b>1.42</b>
ZAB, Luces 5m		0.5	0.4									
#4	10	0.5	0.5	0.73	0.18	467.2	115.2	48	33.6	842.88	580.13	<b>1.45</b>
ZAB, Luces 8m		1	0.5									
#5	5	0.5	0.4	0.73	0.18	91.25	22.5	10.8	8.4	168.54	290.06	<b>0.58</b>
ZAI, Luces 5m		0.5	0.45									
#6	5	0.5	0.5	0.73	0.18	233.6	57.6	24	22.68	428.50	783.17	<b>0.55</b>
ZAI, Luces 8m		1.35	0.5									
#7	10	0.45	0.45	0.73	0.18	182.5	45	24.3	30.24	356.45	522.11	<b>0.68</b>
ZAI, Luces 5m		1	0.45									
#8	10	0.6	0.6	0.754	0.18	482.56	115.2	69.12	64.512	923.75	1113.84	<b>0.83</b>
ZAI, Luces 8m		1.6	0.6									

Con la anterior tabla se identifica que las secciones de columnas resultantes del predimensionamiento inicial por control de desplazamientos, tienen una resistencia axial de diseño (con el aporte solo del concreto), menor a las solicitadas en los casos 2,3 y 4, y considerablemente mayor en los casos 5,6 y 7. No obstante, se demuestra que en lugares donde el sismo no sea un parámetro de diseño fundamental (zonas de amenaza sísmica baja), el control de derivas no rige el dimensionamiento de los elementos verticales. Contrario a lo anterior, en zonas donde las fuerzas sísmicas empiezan a ser importantes, este control de desplazamientos se hace relevante en la definición de las dimensiones de los elementos verticales, lo que a su vez conlleva a una sobre resistencia en la estructura.

## DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas, se hace uso del software de análisis Etabsv15, con el cual se obtienen las fuerzas internas de diseño que posteriormente son utilizadas para la respectiva verificación manual de cada elemento, mediante la herramienta Excel. Los cálculos para cada caso de estudio propuesto se presentan en el anexo B.

La norma colombiana ha atendido a los principios de diseño sísmico resistentes más importantes, determinando para cada uno, requisitos mínimos de diseño según se muestra a continuación:

### Diseño de Columna Fuerte – Viga Débil

Para garantizar un mecanismo de falla en el que la viga sea más débil que la columna, la NSR-10 establece en sus artículos C.21.3.6.1 y C.21.6.2.2, para una disipación DES y DMO respectivamente, la siguiente condición:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

En donde la suma de los momentos a flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo sea un 20% mayor a la suma de los momentos resistentes de flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.

De esta manera, y para cada caso de estudio analizado, se garantiza esta condición teniendo en cuenta los momentos nominales para vigas y columnas al asignar una disipación moderada DMO, y los momentos probables de vigas y

columnas para una disipación especial DES. Los momentos probables se determinan usando un esfuerzo de fluencia esperado igual a  $1.25 f_y$  para el acero.

“Una falla en una columna tiene mayores consecuencias que una falla en las vigas ya que estas últimas únicamente soportan las cargas de los pisos de los que hacen parte, mientras que las columnas soportan el peso de todos los pisos”<sup>28</sup>.

### **Detallamiento de Columnas y Vigas que garanticen una respuesta dúctil a flexión.**

En cuanto a este requerimiento, la NSR-10 ha establecido requisitos de resistencia a cortante tanto para vigas como columnas, que garanticen se produzca la ductilidad por flexión del elemento antes de una posible falla a cortante en el mismo.

En este estudio, el autor ha aplicado el numeral C.21.3.3 para la determinación del cortante de diseño en vigas y columnas, al asignar una disipación moderada DMO, a los diferentes casos de estudio. En la determinación de los cortantes de diseño se ha utilizado los momentos nominales de las secciones, y en el caso específico de las columnas el momento nominal correspondiente a la condición balanceada. Lo anterior es una condición muy conservadora, pues en la norma se establece que el momento nominal debe calcularse para la fuerza axial mayorada que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión y/o en el caso DMO, debe verificarse el cortante máximo de carga de diseño que incluya la fuerza sísmicas de diseño  $E$ , con  $E$  incrementado por la sobre resistencia  $\Omega_0$ .

---

<sup>28</sup> MOEHLE, J. Seismic Design of Reinforced Concrete Building. United States: McGraw-Hill Education, 2015.

Lo anterior conlleva a un elevado tiempo de análisis manual para cada una de las condiciones de carga existentes de cada elemento vertical. Por lo tanto, y por razones prácticas, se trabajan las condiciones balanceadas en la determinación de la resistencia máxima a flexión de las columnas.

En el caso de una disipación especial, DES, se aplican los numerales C.21.6.5.1 y C.21.5.4.1, para columnas y vigas respectivamente. La resistencia a flexión máxima probable,  $M_{pr}$ , también se ha determinado en condiciones balanceadas, con el fin de simplificar el tiempo de análisis de cada elemento. Durante el desarrollo de este trabajo se discutirá el efecto de ésta decisión sobre las cantidades de obra y el comportamiento sísmico de los casos estudiados.

Existen otros requisitos que favorecen el comportamiento dúctil requerido relacionado con el diseño a cortante. Es así que el reglamento presenta requisitos de separaciones y cuantías mínimas de estribos, como se muestra en las tablas de comparación y revisión para vigas y columnas.

Las verificaciones de los numerales de la NSR-10 y mencionados en esta sección, además de la verificación de otros requisitos de la normativa, se presentan en el anexo B.

### **Evitar modos de falla más frágiles**

En cuanto a los modos de falla frágil, referente al cortante, la carga axial y las conexiones, se han seguido los requerimientos exigidos de estribos, control de carga axial máxima permitida y revisión de los requisitos en los apoyos de las vigas, respectivamente, que han sido establecidos en la NSR-10. Las verificaciones anteriores pueden consultarse en el anexo B.

## **Evitar la interacción con elementos no estructurales.**

En este estudio no se han tenido en cuenta los elementos no estructurales, ni su influencia en el comportamiento de los pórticos de concreto, frente a un evento sísmico determinado. Esta condición no es analizada en esta investigación.

### **3.2.2 VIGAS**

#### **DISEÑO DE VIGAS**

En cuanto a las vigas, también se obtienen las fuerzas internas a partir del software de análisis Etabsv15, con las que posteriormente se realiza la verificación manual correspondiente, mediante la herramienta Excel. Los cálculos para cada caso de estudio propuesto se pueden consultar en el anexo B.

Dentro de los requerimientos de ductilidad más importantes, se encuentra el confinamiento de los extremos de cada elemento según lo establecido por la NSR-10, en los artículos C.21.3.4.6 y C.21.5.3.1 para una disipación moderada y especial, respectivamente. Además de los requerimientos mencionados para el diseño de columnas, las vigas deben garantizar una resistencia a momento proporcionada a lo largo de su longitud según se indica en C.21.3.4.4 y C.21.5.2.2 para DMO y DES, correspondientemente.

Las fuerzas cortantes de diseño tienen en cuenta el desarrollo de la resistencia a fluencia de la sección y el efecto de la carga gravitacional mayorada a lo largo de la luz, en los artículos de la NSR-10, C.21.3.3 y C.21.5.4.1 para DMO y DES respectivamente. Para una disipación especial se desprecia el aporte de la capacidad a cortante del concreto y además, se confinan los traslapes según lo requerido en C.21.5.2.3.

### 3.3. CANTIDADES Y COSTOS DE OBRA

Después de realizar los despieces de vigas y columnas para cada caso de estudio, se calculan las cantidades de obra correspondientes al acero de refuerzo y el concreto requerido.

Se analizan los resultados de acero en kilogramos (kg), y del concreto en metros cúbicos (m<sup>3</sup>). Además se realiza una comparación de la variación porcentual de dichas cantidades con el cambio en el parámetro de disipación de energía adoptado en el diseño. Estas variaciones corresponden a:

$$\begin{array}{ccc} \text{Variación entre DES/ DMO} & \text{Variación entre DMO/DMI} & \text{Variación entre DES/DMI} \\ \left( \frac{\text{Cant. DES} - \text{Cant. DMO}}{\text{Cant. DES}} \right) * 100 & \left( \frac{\text{Cant. DMO} - \text{Cant. DMI}}{\text{Cant. DMO}} \right) * 100 & \left( \frac{\text{Cant. Des} - \text{Cant. DMI}}{\text{Cant. DMO}} \right) * 100 \end{array}$$

Los planos para cada caso de estudio con las diferentes asignaciones de capacidad de disipación de energía y los respectivos cálculos de cantidades de materiales (concreto y acero), según el diseño propuesto por el autor, son presentados en el anexo C.

#### 3.3.1 Cantidades de acero de refuerzo

##### VIGAS

En las tablas 23 y 24 se presentan las cantidades de refuerzo en kilogramos [kg], requerido tanto para el acero longitudinal como para el acero transversal en cada uno de los casos de estudio.

Tabla 24. Cantidades de acero de refuerzo longitudinal requerido en vigas, en [kg]

		Refuerzo Longitudinal en Vigas [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	6,322	6,539	8,660	
	2	21,076	21,990	28,768	
	3	15,223	16,274	22,751	
	4	43,293	46,594	63,224	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	7,395	8,090		NO APLICA
	6	22,315	24,340		
	7	19,471	21,328		
	8	51,994	57,674		

Tabla 25. Cantidades de acero de refuerzo transversal requerido en vigas, en [kg]

		Refuerzo Transversal en Vigas [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	3,992	3,575	2,413	
	2	10,188	7,092	5,265	
	3	9,862	8,072	4,999	
	4	20,296	13,404	10,202	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	4,118	3,393		NO APLICA
	6	10,049	6,685		
	7	10,161	6,791		
	8	24,452	13,692		

La suma de las cantidades de refuerzo total requerido, longitudinal y transversal, para cada uno de los casos de estudio, se presentan en la tabla 26. La variación porcentual para cada caso se presenta en las figura 12 y 13.

Los valores negativos en la figura 12, representan la reducción de acero requerido entre las capacidades de disipación comparadas y según los datos que se presentan en la tabla 26.

Tabla 26. Cantidades de acero de refuerzo total requerido en vigas (longitudinal y transversal), en [kg].

		Cantidad total de Refuerzo en Vigas [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	10,314	10,114	11,073	
	2	31,265	29,082	34,033	
	3	25,085	24,346	27,750	
	4	63,589	59,997	73,426	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	11,512	11,483		NO APLICA
	6	32,363	31,025		
	7	29,632	28,119		
	8	76,446	71,365		

Figura No 12. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo total requerido en vigas según la capacidad de disipación. Ciudad A.

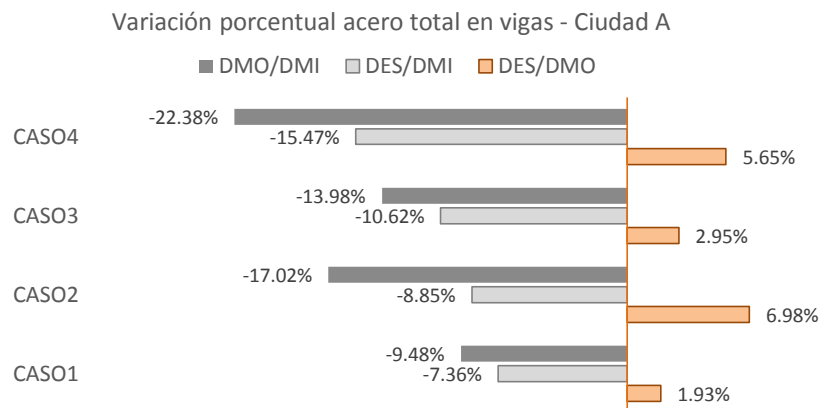
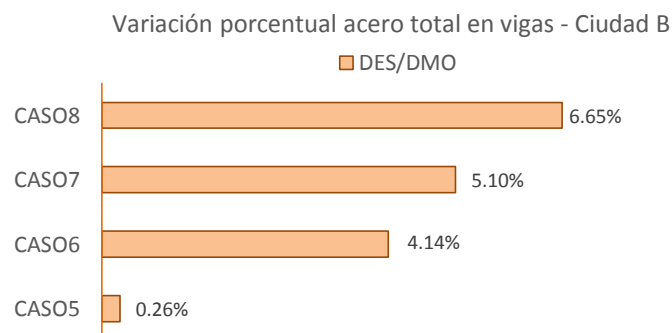


Figura No 13. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo requerido en vigas según la capacidad de disipación. Ciudad B.



Para todos los casos analizados en la ciudad A, ubicada en una zona de amenaza sísmica baja, el asignar una disipación mínima a las vigas, equivale a una mayor cantidad de acero de refuerzo total requerido, comparado con los requerimientos bajo una disipación moderada y especial.

En los casos 1 a 4, la opción más viable en términos de costos para vigas, tiene que ver con asignar una disipación moderada DMO al diseño, que a diferencia de una disipación especial, también requiere confinamiento en los extremos de los elementos, pero no necesita confinar los traslapos. Esto último, marca una diferencia considerable en el cálculo de cantidades de acero requerida en DES con respecto a DMO.

Además, el diseño a cortante de las vigas con una disipación especial y moderada requiere que los elementos desarrollen su capacidad a flexión, lo que garantiza la fluencia de los elementos (ideal para alcanzar la ductilidad deseada). Este desarrollo de la capacidad a flexión, en DES, requiere un diseño considerando los momentos probables en la sección de la viga y las cargas gravitacionales que afecten la luz del elemento, lo que conlleva a que este requisito sea importante en la determinación de las cantidades de refuerzo transversal.

Aunque el requisito de cortante antes mencionado para el diseño de vigas con capacidad DES y DMO, conllevan a una mayor cantidad de refuerzo transversal comparado con una disipación mínima DMI, y según lo ratifica los valores de la tabla 25, el diseño de vigas para DMI requiere una gran cantidad de refuerzo longitudinal. Los requerimientos de refuerzo longitudinal elevan de manera significativa las cantidades totales de refuerzo para DMI, comparadas con DMO y DES, según se evidencia en la tabla 26.

A medida que la estructura es más alta (mayor número de pisos), el efecto de las combinaciones de sismo en el diseño de las vigas va tomando relevancia. Lo

anterior se evidencia en la cantidades de refuerzo para los casos 1 a 4, ya que al asignar una disipación mínima, DMI, el refuerzo longitudinal presenta una mayor diferencia con respecto a DMO y DES a medida que se analiza una estructura con un mayor número de pisos. Lo anterior, como consecuencia del valor de R para DMI, que reduce en menor medida las fuerzas sísmicas de diseño, comparado con DES y DMO.

Por otro lado, la longitud de los vanos repercute en el cálculo de las cantidades de refuerzo transversal, pues para las longitudes de vanos de 8 metros, los cortantes últimos de diseño para cualquier grado de disipación asignada son muy similares, ya que las combinaciones gravitacionales empiezan a gobernar el diseño a cortante. Aunque en DMI, se deban confinar los extremos de las vigas de 8 metros, sigue siendo superior el cortante de diseño calculado para DES y DMO al tener en cuenta los momentos probables y nominales respectivamente, que puede desarrollar la sección.

Las vigas con una disipación DMO necesitan mayor refuerzo longitudinal en comparación con las diseñadas para una disipación DES pero es este refuerzo longitudinal el que repercute en el diseño a cortante para el desarrollo de la máxima flexión de la viga. La diferencia en el cálculo del refuerzo a cortante entre DMO y DES tiene que ver con la diferencia entre el momento nominal y probable, éste último con un 25% más por consideración de la sobre resistencia del acero (1.25 fy). Además, en disipación especial puede no considerarse la resistencia a cortante del concreto, dependiendo de las condiciones establecidas en el numeral C.21.5.4.2 del reglamento colombiano.

Para la figura 13, que representa los datos de la ciudad B en zona de amenaza sísmica intermedia, la relación entre las dos capacidades de disipación que se pueden asignar en el diseño, da como resultado un aumento de acero de refuerzo total requerido a mayor grado de disipación asignado. Lo anterior obedece a que

los requisitos de ductilidad en DES son mucho más rigurosos que para DMO, aumentando sustancialmente el refuerzo transversal requerido.

Dentro de los requisitos que marcan la diferencia en el diseño entre un grado de disipación especial y moderado, se debe mencionar que para DES, es necesario garantizar el confinamiento de los traslapos, una separación máxima de 35 cm entre las ramas de los estribos y el cálculo de los momentos probables con el que se determina el cortante de diseño en la zona de confinamiento, sin el aporte de la resistencia a cortante del concreto.

## COLUMNAS

En cuanto a los elementos verticales, las cantidades de acero requeridas para todos los casos analizados se presentan las siguientes tablas:

Tabla 27. Cantidades de acero de refuerzo longitudinal requerido en columnas, en [kg].

		Refuerzo Longitudinal en Columnas [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	3,327	3,327	6,375	
	2	7,557	7,557	10,585	
	3	10,199	10,199	14,391	
	4	26,905	26,905	31,814	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	4,991	4,991	NO APLICA	
	6	14,590	14,590		
	7	20,561	20,561		
	8	29,180	29,180		

Tabla 28. Cantidades de acero de refuerzo transversal requerido en columnas, en [kg]

		Refuerzo Transversal en Columnas [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	5,654	2,973	1,777	
	2	12,835	10,598	8,676	
	3	13,780	8,161	6,576	
	4	52,050	39,064	48,006	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	6,709	3,729	NO APLICA	
	6	40,299	36,399		
	7	41,513	36,156		
	8	142,228	134,540		

Tabla 29. Cantidades de acero de refuerzo total requerido en columnas (longitudinal y transversal), en [kg].

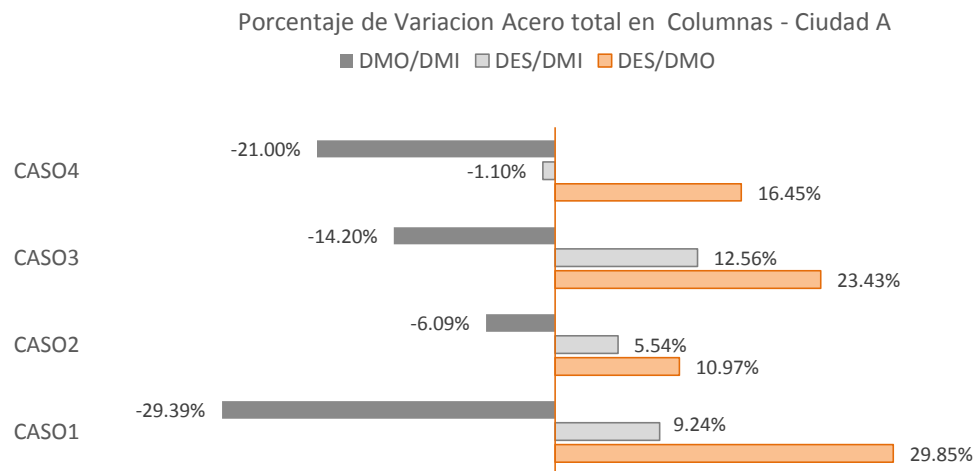
		Cantidad total de Refuerzo en Columnas [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	8,981	6,300	8,152	
	2	20,392	18,155	19,262	
	3	23,979	18,359	20,967	
	4	78,955	65,969	79,820	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	11,700	8,720	NO APLICA	
	6	54,889	50,989		
	7	62,074	56,717		
	8	171,408	163,720		

De los datos de cantidades de acero de refuerzo requeridos en columnas, y presentados en las tablas 27, 28 y 29, se evidencia:

En la ciudad A, ubicada en zona de amenaza sísmica baja, el asignar al diseño de columnas una capacidad de disipación especial DES, conlleva al mayor requerimiento de acero de refuerzo total para todos los casos (ver figura 14). El anterior comportamiento se debe principalmente a los requisitos para el diseño a cortante del elemento, como se evidencia en la tabla 28, en el que se tuvieron en cuenta de manera muy conservadora según se mencionó con anterioridad, el desarrollo de las resistencias máximas a flexión de los elementos, según lo

requiere la norma en el artículo C.21.6.5.1, teniendo en cuenta los momentos probables balanceados de la sección. Este criterio, elevó considerablemente los requerimientos de refuerzo transversal, siendo mayor a medida que las secciones iban siendo más robustas, tanto en dimensión como en acero longitudinal dispuesto.

Figura No 14. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo total requerido en columnas según la capacidad de disipación. Ciudad A.



Para el primer caso analizado, en donde las secciones de columnas no son tan grandes en tamaño y disposición de refuerzo longitudinal, los requisitos de los numerales C.21.3.3 y C.21.6.5.1 para DMO y DES respectivamente, no tienen especial influencia en la determinación del cortante de diseño para estos elementos según el grado de disipación. Lo anterior, permite que el requerimiento de acero longitudinal para DMI, sobresalga en el cálculo de las cantidades de refuerzo total, llevando a que este último criterio de disipación, sea menos rentable comparado con el diseño con una disipación moderada, DMO.

En los demás casos en la ciudad A, para el diseño de columnas con disipación mínima, DMI, aplica el numeral C.21.2.3 con el cual se pretende evitar una falla frágil a cortante, por el efecto de columna corta. Este numeral exige que el diseño

a cortante de las columnas en DMI sea realizado según el numeral C.21.3.3 de la NSR-10, y que corresponde al requisito de resistencia a cortante de DMO. Por ende, las cantidades de refuerzo total de DMI comparadas con DMO, son mayores, según se presenta en la figura 14.

En general, para los casos con luces de 5 metros, se evidencia una importante reducción en las cantidades totales de acero de refuerzo de las columnas si se compara el diseño entre una disipación mínima DMI, y una disipación moderada DMO. En los casos con luces de 8 metros, también se presenta una reducción de cantidades de refuerzo total, que va tomando mayor relevancia a medida que aumenta la altura de la edificación, en donde las fuerzas sísmicas gobiernan el diseño y el parámetro de evitar falla por columna corta es importante en el control del diseño para una disipación DMI.

Las estructuras con vanos de 8 metros tienen secciones de columnas más robustas, pues se debe garantizar que se cumplan las limitaciones en los desplazamientos máximos permitidos (derivas), que tienden a ser mayores en estructuras de estas dimensiones. A mayor rigidez en las columnas, mayores requerimientos de acero longitudinal, por ende mayor serán los momentos nominales y probables que puede desarrollar la sección con los cuales se determina el cortante de diseño.

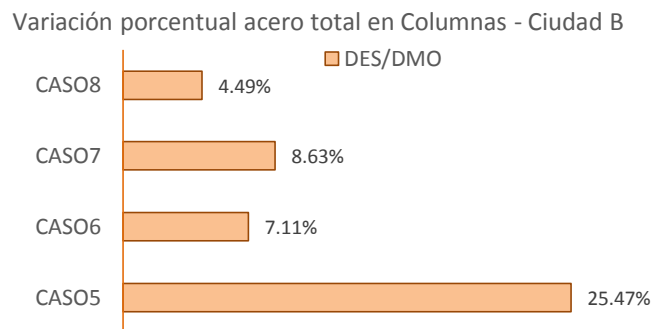
El acero de refuerzo requerido en columnas para una ciudad en zona de amenaza intermedia, y para este caso de estudio, ciudad B, muestra una tendencia similar a los requerimiento en vigas, ya que las exigencias para alcanzar un grado de disipación especial son mucho más conservadoras comparadas con una disipación moderada.

Dentro de los requisitos establecidos en la NSR-10 para garantizar una ductilidad especial en los pórticos resistentes a momento, se encuentra la necesidad de

confinar traslajos. Esto aumenta las cantidades de estribos necesarios entre una disipación DES y DMO, ya que por razones prácticas de detalle de planos y construcción resulta en el confinamiento de la columna en toda la longitud libre.

De los datos de cantidades presentados en las tablas 27,28 y 29, y como resumen en la figura 15, correspondientes a una zona de amenaza sísmica intermedia, se puede concluir lo siguiente:

Figura No 15. Variación porcentual de las cantidades de refuerzo total requerido en columnas según la capacidad de disipación. Ciudad B.



El diseño con una disipación especial o moderada afecta directamente el diseño del refuerzo transversal requerido, pues el refuerzo longitudinal en los dos casos resulta siendo el mismo, en caso de las columnas. Lo anterior, es un resultado directo del dimensionamiento de los elementos verticales de la estructura, el cual fue determinado por el control de derivas (independiente del grado de disipación), lo que conlleva a que en fase de diseño se requieran cuantías mínimas de refuerzo longitudinal para la mayoría de las columnas, sin importar el grado de disipación asociado con el mismo, (ver tabla 27).

El acero requerido en columnas en una zona de amenaza sísmica intermedia se espera que sea siempre mayor para DES con respecto a DMO. Este comportamiento se fundamenta en los requisitos que en DES llevan a diseñar

cortantes de estos elementos para una resistencia a flexión que tiene en cuenta la sobre resistencia del acero de refuerzo. Además, existen otras consideraciones como el confinamiento de los traslajos y los requisitos de estribos mínimos que hacen de la disipación especial un criterio, desde el punto de vista económico, más desfavorable para el diseño en zonas de amenaza intermedia.

Los artículos referenciados de la norma NSR-10, la respectiva revisión y diseño tanto de vigas como de columnas, para cada caso de estudio, se presentan en el anexo B de este trabajo.

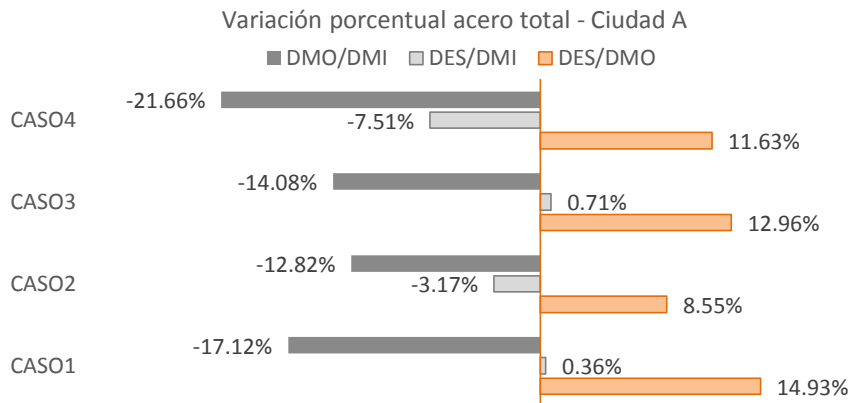
### **VIGAS Y COLUMNAS (ACERO TOTAL):**

Para cada caso de estudio, la suma de las cantidades de refuerzo necesario en vigas y columnas, se presenta en las siguientes tablas y figuras:

Tabla 30. Cantidades de acero de refuerzo total para cada caso, (vigas y columnas), en [kg].

		Cantidad total de Refuerzo [kg]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	19,295	16,415	19,225	
	2	51,656	47,238	53,294	
	3	49,064	42,706	48,717	
	4	142,543	125,967	153,246	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	23,213	20,203		NO APLICA
	6	87,252	82,014		
	7	91,705	84,836		
	8	247,854	235,085		

Figura No 16. Variación de las cantidades de refuerzo total según la capacidad de disipación. Ciudad A.



De la información mostrada en la figura 16, se puede concluir que para la ciudad A, la mejor opción en términos de cantidades de refuerzo total está relacionada con el uso de una disipación moderada DMO. Las reducciones de acero total requerido, comparando DMO y DMI, están en un rango del 7% al 22%, con mayores diferencias a medida que se aumenta la altura de la edificación.

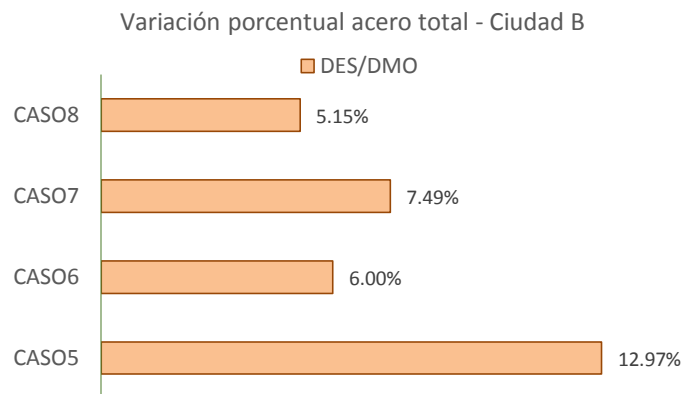
En el caso de la variación de las longitudes de vanos, a medida que son mayores estas longitudes, el ahorro de refuerzo total requerido entre DMO y DMI aumenta con la variación en altura de las edificaciones. Lo anterior, producto principalmente del requisito de cortante en las columnas para evitar la falla por columna corta, además, del refuerzo longitudinal en las vigas que tienden a llegar a las cuantías máximas por el efecto de las fuerzas sísmicas de diseño. El cortante en las vigas está gobernado, para los casos con longitudes de vanos mayores, por las cargas gravitacionales, pero con las diferencias para el diseño con DMO y DES, según los requisitos antes mencionadas.

En estructuras de longitudes de vanos de 5 metros, a medida que aumenta el número de pisos la diferencia entre las cantidades totales de DMO/DMI y DES/DMI se redujo, este fenómeno obedece principalmente al diseño a cortante

en DES y DMO, que para el caso 1 según fue mencionado previamente, no tuvo un efecto significativo en la determinación del refuerzo transversal de las columnas para estos grados de disipación superiores. En el caso 3, ya se aplica el diseño por columna corta en DMI, y los requisitos de cortante de los numerales C.21.3.3 y C.21.6.5.1 adquieren un mayor importancia en la determinación de los estribos de las columnas con DMO y DES respectivamente.

En la ciudad en zona de amenaza intermedia, ciudad B, y según los datos que muestra la figura 17, diseñar con capacidad de disipación moderada (DMO) resulta en todos los casos y desde el punto de vista económico, en la opción más viable para el diseño, puesto que el refuerzo obtenido al asignar una disipación especial DES sobrepasa en un rango aproximado del 5% al 14%, el requerido con DMO. Lo anterior se debe a los requisitos de diseño a cortante que requieren el desarrollo de la máxima flexión de las secciones, en donde se trabaja las resistencias nominales para DMO y las probables para DES, permitiendo que en éste último se tenga en cuenta la sobre resistencia del acero de refuerzo.

Figura No 17. Variación de las cantidades de refuerzo total según la capacidad de disipación. Ciudad B



### 3.3.2 Cantidades de concreto

De manera similar al cálculo y análisis de las cantidades de refuerzo requerido en cada uno de los casos analizados, se calculan las cantidades de concreto, obteniendo los siguientes datos en términos de metros cúbicos (m<sup>3</sup>), para cada caso de estudio:

#### VIGAS

Tabla 31. Cantidades de concreto en vigas [m3]

		Cantidades total concreto Vigas (m3)			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	77.73	77.73	77.56	
	2	223.50	223.50	223.30	
	3	174.72	174.72	174.59	
	4	435.00	435.00	435.00	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	97.20	97.20		NO APLICA
	6	212.10	212.10		
	7	208.01	208.01		
	8	596.16	596.16		

#### COLUMNAS

Tabla 32. Cantidades de concreto en Columnas [m3]

		Cantidad total concreto Columnas (m3)			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	31.36	31.36	32.48	
	2	67.20	67.20	67.76	
	3	89.60	89.60	89.88	
	4	224.00	224.00	224.00	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	50.40	50.40		NO APLICA
	6	151.20	151.20		
	7	201.60	201.60		
	8	430.08	430.08		

## VIGAS Y COLUMNAS (CONCRETO TOTAL):

Para cada caso de estudio, la suma de las cantidades de concreto requerido en vigas y columnas se ha tabulado en la siguiente tabla:

Tabla 33. Cantidad total de concreto (vigas y columnas), en m<sup>3</sup>

		Cantidad total de Concreto [m3]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	109	109	110	
	2	291	291	291	
	3	264	264	264	
	4	659	659	659	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	148	148		NO APLICA
	6	363	363		
	7	410	410		
	8	1,026	1,026		

La representación en un diagrama de barras de los valores de la tabla 33, para la cantidad total de concreto se presenta en las figuras 18 y 19.

Figura No 18. Cantidades de concreto total según la capacidad de disipación. Ciudad A.

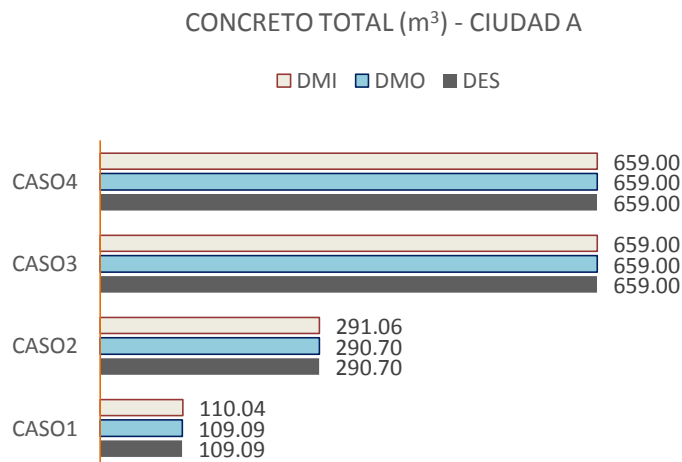
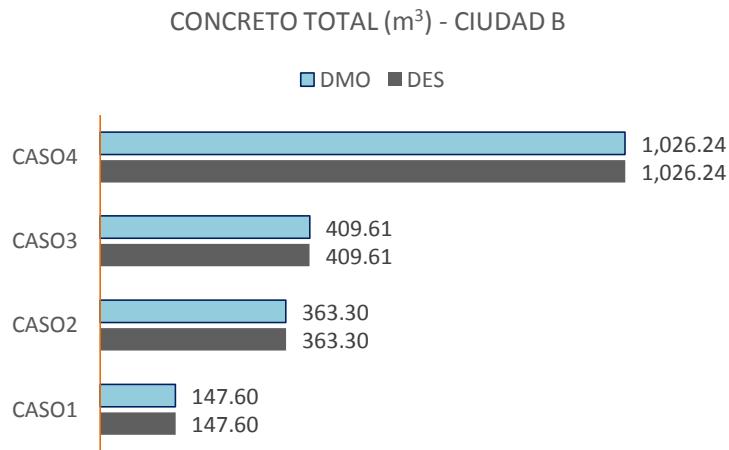


Figura No 19. Cantidades de concreto total según la capacidad de disipación. Ciudad B.



Para todos los casos estudiados y ubicados en la ciudad B, en zona de amenaza intermedia, no hay variación en las cantidades pues con el cambio del parámetro de diseño que tiene que ver con la ductilidad no fue necesario aumentar las dimensiones de los elementos principales de resistencia a cargas verticales y sismo. Se evidencia de esta manera que el predimensionar las columnas para cumplir requisitos de derivas máximas permitidas, es suficiente para que las mismas desarrollen sus capacidades frente al sismo sin necesidad de variar las dimensiones en la fase posterior de diseño.

Contrario a lo anterior, para la ciudad A, ubicada en una zona de amenaza sísmica baja, se requirió realizar un aumento de las dimensiones de las columnas más cargadas (columnas centrales) en los casos 1 a 3, debido a que al asignar una disipación DMI, se superaron la cuantías máximas de refuerzo permitidas en la NSR-10, y que corresponden al 4%. Con la limitación de la cuantía máxima de refuerzo en las columnas se pretende prevenir la congestión de refuerzo y evitar el desarrollo de grandes tensiones cortantes en las columnas, según lo menciona la NSR-10. Este aumento de las dimensiones de las columnas, en los primeros pisos, y en los casos mencionados, equivale a menos del 1% adicional al concreto requerido por las estructuras con disipación DES y DMO.

### 3.3.3 Costo total acero de refuerzo y concreto

En cuanto al cálculo de los costos que representan los datos tabulados en la sección anterior (cantidades de refuerzo y concreto), se han adoptado los valores de referencia de la revista CONSTRUDATA<sup>29</sup>, para dos ciudades arbitrarias ubicadas en las zonas de amenaza analizadas, según se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 34. Valores de referencia (en \$) - Materiales (acero y concreto)

Ciudad/Valores de referencia		Concreto 4000 psi	Acero de refuerzo
Zona Amenaza Baja	Barranquilla	\$348,000.00	\$2,800.00
Zona Amenaza Intermedia	Bogotá	\$375,724.00	\$2,360.00

Fuente: Tomados de la revista Construdata (2009).

El cambio en la elección en la disipación de energía para cada uno de los casos analizados, y que es permitido por la actual normativa de construcción sismo resistente en Colombia, para zonas de amenaza baja e intermedia como se evidencia en la tabla 7, conlleva a las siguientes reducciones o aumentos para el acero de refuerzo y concreto, desde el punto de vista económico:

## ACERO DE REFUERZO

Según las cantidades de acero determinadas en la sección anterior, basadas en los diseños realizados para cada uno de los casos propuestos, se obtiene en términos de costos los siguientes datos de referencia:

---

<sup>29</sup> CONSTRUDATA, INFORMÁTICA PARA LA CONSTRUCCION. Revista construdata. Edición 150. Bogotá: Legis, 2009. 286 p. Cuatrimestral. ISSN 2322-6552

Tabla 35. Costos del acero total de refuerzo para cada escenario de estudio propuesto.

		Costos de refuerzo total en cada caso de estudio [\\$]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	\$ 54,025,653	\$ 45,961,048	\$ 53,829,339	
	2	\$ 144,637,640	\$ 132,265,508	\$ 149,224,277	
	3	\$ 137,379,014	\$ 119,576,074	\$ 136,407,970	
	4	\$ 399,121,383	\$ 352,706,828	\$ 429,089,476	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	\$ 54,782,623	\$ 47,678,853	NO APLICA	
	6	\$ 205,914,923	\$ 193,552,274		
	7	\$ 216,424,137	\$ 200,213,234		
	8	\$ 584,936,314	\$ 554,801,268		

Tabla 36. Variación de los costos de acero de refuerzo para cada escenario de estudio propuesto.

		CASO	Variación entre DES/DMO	Variación entre DMO/DMI	Variación entre DES/DMI
Amenaza Sísmica Baja	1		\$ 8,064,605	-\$ 7,868,291	\$ 195,600
	2		\$ 12,372,132	-\$ 16,958,768	-\$ 4,732,085
	3		\$ 17,802,940	-\$ 16,831,895	\$ 964,181
	4		\$ 46,414,556	-\$ 76,382,649	-\$ 32,218,252
Amenaza Sísmica Intermedia	5		\$ 7,103,770	NO APLICA	
	6		\$ 12,362,649		
	7		\$ 16,210,903		
	8		\$ 30,135,046		

Los valores negativos (resaltados en color verde) representan ahorro en dinero entre los casos de disipación comparados, y los valores positivos (resaltados con color rojo) el gasto adicional en cuanto al mismo material.

De la tabla 36, se puede concluir en términos de costos que el diseño, en todos los casos, con una disipación especial DES resulta más caro comparado con DMO.

En el caso de comparar un diseño con disipación DMI y uno con DES, resultaría que para éste último se presentan pequeños ahorros de dinero en los casos 1 y 3, si se compara con los valores obtenidos para DMI.

Los resultados más favorables en cuanto a ahorro de dinero tienen que ver con adoptar un criterio de disipación moderada de energía según se evidencia en los casos 1 a 4 en zona de amenaza sísmica baja. Siendo el caso 4, el que representa la mayor reducción de costos entre los diseño DMO/DMI.

## CONCRETO

En el caso del concreto, se ha determinado los costos de este material según el diseño de cada caso, y al igual que con el acero de refuerzo, se han determinado las variaciones en cada caso de estudio, según el grado de disipación de energía que se asignó en diseño.

Los valores obtenidos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 37. Costos de concreto para cada escenario propuesto.

		Costos del concreto total en cada caso de estudio [ \$ ]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	\$ 37,962,624	\$ 37,962,624	\$ 38,293,920	
	2	\$ 101,163,600	\$ 101,163,600	\$ 101,288,880	
	3	\$ 91,983,360	\$ 91,983,360	\$ 92,036,256	
	4	\$ 229,332,000	\$ 229,332,000	\$ 229,332,000	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	\$ 55,456,862	\$ 55,456,862	NO APLICA	
	6	\$ 136,500,529	\$ 136,500,529		
	7	\$ 153,899,556	\$ 153,899,556		
	8	\$ 385,582,998	\$ 385,582,998		

La comparación de costos es consecuente con la comparación en cantidades de materiales que se hace en el numeral anterior, pero en este caso corresponde a un enfoque estrictamente monetario. Como se ha mencionado, el ahorro en dinero por cantidad de concreto, producto del cambio en la elección de la capacidad de disipación de energía no es significativo, pues según se muestra en la tabla 38 varía en un rango de precios que van de los \$50.000 a los \$335.000 (pesos moneda colombiana).

Tabla 38. Variación de los costos de concreto para cada escenario de estudio propuesto

	CASO	Variación entre	Variación entre	Variación entre
		DES/DMO	DMO/DMI	DES/DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	\$ -	-\$ 331,296	-\$ 334,187
	2	\$ -	-\$ 125,280	-\$ 125,435
	3	\$ -	-\$ 52,896	-\$ 52,926
	4	\$ -	\$ -	\$ -
Amenaza Sísmica Intermedia	5	\$ -	NO APLICA	
	6	\$ -		
	7	\$ -		
	8	\$ -		

## ACERO DE REFUERZO Y CONCRETO

Finalmente, el resumen del costo y la variación, que representa la totalidad de los materiales analizados (acero de refuerzo y concreto), para cada caso de estudio, son presentados a continuación:

Tabla 39. Costos de concreto y acero de refuerzo para cada escenario propuesto

		Costos de refuerzo materiales en cada caso de estudio [\\$]			
		CASO	DES	DMO	DMI
Amenaza Sísmica Baja	1	\$ 91,988,277	\$ 83,923,672	\$ 92,123,259	
	2	\$ 245,801,240	\$ 233,429,108	\$ 250,513,157	
	3	\$ 229,362,374	\$ 211,559,434	\$ 228,444,226	
	4	\$ 628,453,383	\$ 582,038,828	\$ 658,421,476	
Amenaza Sísmica Intermedia	5	\$ 110,239,486	\$ 103,135,716	NO APLICA	
	6	\$ 342,415,453	\$ 330,052,804		
	7	\$ 370,323,693	\$ 354,112,790		
	8	\$ 970,519,311	\$ 940,384,266		

Tabla 40. Variación de los costos de concreto y acero de refuerzo para cada escenario propuesto

		CASO	Variación entre DES/DMO	Variación entre DMO/DMI	Variación entre DES/DMI
Amenaza Sísmica Baja	1		\$ 8,064,605	-\$ 8,199,587	-\$ 138,587
	2		\$ 12,372,132	-\$17,084,048	-\$ 4,857,520
	3		\$ 17,802,940	-\$16,884,791	\$ 911,254
	4		\$ 46,414,556	-\$76,382,649	-\$32,218,252
Amenaza Sísmica Intermedia	5		\$ 7,103,770	NO APLICA	
	6		\$ 12,362,649		
	7		\$ 16,210,903		
	8		\$ 30,135,046		

Estos resultados han sido analizados cuando se presentaron los resultados para cada material de manera particular. Los resultados de las tablas 38 y 39, corresponden a la suma de los valores previamente discutidos, en cuanto a cantidad y costos del concreto y acero de refuerzo que son solicitados por diseño en cada caso de estudio.

Se mantiene la tendencia de ahorro para los casos en zona de amenaza sísmica baja a medida que se provee más ductilidad al diseño de las estructuras. Los mayores rendimientos en cuanto a costos obedecen a una capacidad de

disipación moderada DMO y aumentan a medida que se extiende el número de pisos y la longitud de los vanos en vigas.

Por el contrario, para una zona de amenaza sísmica intermedia el criterio que permite aumentar la disipación de energía a la estructura para el diseño de los elementos, no es económicamente viable y presenta valores más desfavorables con el aumento de la longitud de vanos y el número de pisos.

### **3.4. ANALISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES**

Según la metodología planteada para el desarrollo de este estudio, se ha adoptado el método de análisis no lineal estático pushover, para evaluar el comportamiento de algunos de los casos diseñados según se ha presentado en los capítulos anteriores.

Los aspectos tenidos en cuenta para la aplicación del procedimiento de análisis no lineal y los resultados obtenidos del mismo, son expuestos como se muestra a continuación:

#### **3.4.1 Casos analizados**

A criterio del autor, para efectuar el análisis no lineal se ha elegido el caso 3 que corresponde a una edificación ubicada en una zona de amenaza sísmica baja, con 10 pisos de altura y luces de 5 metros (ZAB-Np10-L5). En cuanto a la ciudad B, se realiza el análisis no lineal para el caso 6, que corresponde a una estructura ubicada en zona de amenaza intermedia, con 5 niveles de pisos y luces de 8 metros (ZAI-Np5-L8).

#### **3.4.2 Definición de las rótulas plásticas**

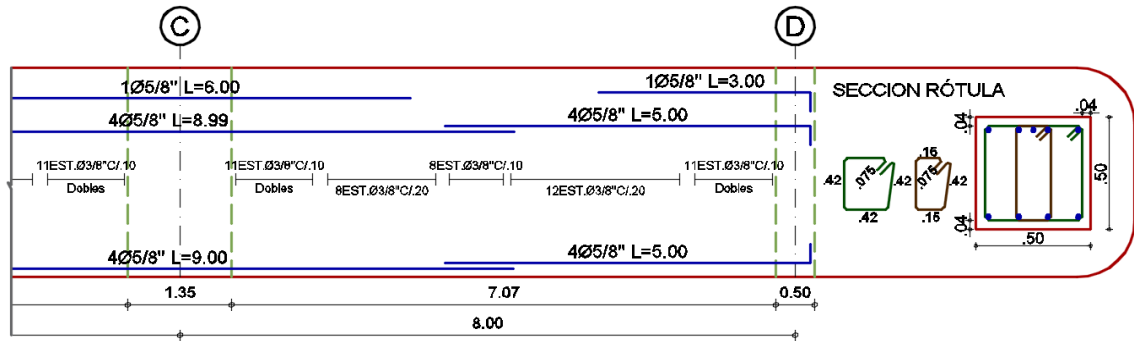
##### **Rótulas en Vigas**

Según se determinó inicialmente, las rótulas de las vigas son definidas haciendo uso del código de Matlab CUMBIA, con el que se obtienen los diagramas momento curvatura para cada una de las secciones, según el refuerzo longitudinal y transversal dispuesto.

Los datos requeridos para el análisis de cada sección tienen en cuenta el refuerzo longitudinal, la separación de estribos y el diámetro del mismo, además de los ganchos adicionales que estabilizan las barras longitudinales.

En la figura 20, se presenta la sección de la viga V-1-1 del caso 6 para una disipación de energía DES, en el extremo D. esta sección es analizada tanto a momento positivo como a momento negativo. Todas las vigas de cada caso se presentaron en el anexo C.

Figura No 20. Definición rótula plástica en software – Viga V-1-1 caso 6: ZAI-Np5-L8, disipación DES.



Los datos de la aproximación bilineal del Momento vs Curvatura para la sección mostrada en la figura anterior, y obtenidos mediante el código de Matlab CUMBIA, se presentan en la siguiente tabla:

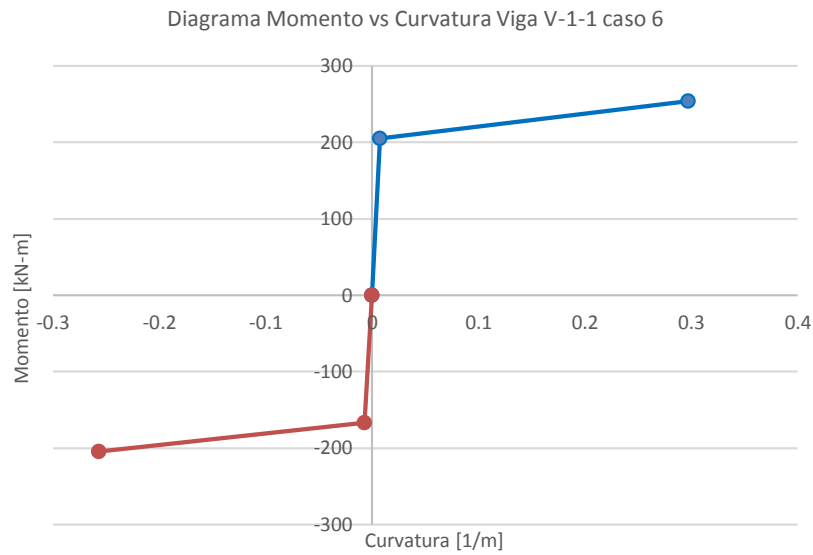
Tabla 41. Aproximación bilineal diagrama Momento vs Curvatura – Viga V-1-1 caso 6: ZAI-Np5-L8, disipación DES.

Momento positivo		Momento negativo	
Curvature	Moment	Curvature	Moment
[1/m]	[kN-m]	[1/m]	[kN-m]
0	0	0	0
0.00747	205.15	0.00743	166.78
0.29687	253.97	0.25697	204.42

Fuente: Datos obtenidos con el juego de códigos Matlab: CUMBIA (2007).

Los anteriores valores definen la rótula del elemento como se muestra a continuación:

Figura No 21. Aproximación bilineal diagrama Momento vs Curvatura – Viga V-1-1 caso 6: ZAl-Np5-L8, disipación DES.



La figura 21 representa la gráfica bilineal del momento vs curvatura para la viga analizada, esta gráfica ha sido replicada en la definición de rótulas plásticas en el software de análisis, Etabsvs2015.

En Etabsvs2015, las rótulas son idealizadas con un comportamiento rígido-plástico, es así que la curvatura de fluencia se asume igual a cero. En este estudio no se ha tenido en cuenta la resistencia residual en la definición del diagrama momento vs curvatura de las vigas.

En cuanto a la definición de la longitud de la rótula plástica equivalente, y según el modelo de PRIESTLEY et al, este valor es calculado como se muestra a continuación:

Datos Entrada		
Base	500	mm
Altura H	500	mm
Longitud flexión	8	m
Fu	659.7	Mpa
Fy	470.3	Mpa
Diámetro barra	15.875	mm
k=	0.08	
Límite $k \leq 0.08$	0.08	
Lc=	4000	mm
Lsp=	164.25	mm
Lp=	484.25	mm
2Lp=	328.50	mm
Lp=	<b>0.48</b>	m

## Rótulas en Columnas

Existen métodos alternativos para la definición de rótulas plásticas de elementos estructurales en concreto y acero, que pueden ser utilizados en los procedimientos no lineales. Documentos como la ASCE41-13, han establecidos criterios para la definición de éstas rótulas con valores conservadores que han sido calibrados en pruebas de laboratorio.

Estos valores, por mencionar algunos, dependen de las condiciones de flexión de la sección y del refuerzo transversal dispuesto en el caso de las vigas de concreto, y en las columnas de concreto, de la evaluación de la carga axial, la cuantía longitudinal y el cortante de diseño.

En los casos analizados las rótulas para las columnas se han definido a partir de la herramienta Etabs, según las condiciones de la ASCE41-13, para una condición de falla controlada por flexión/cortante, en la que se espera la fluencia de las barras antes de que ocurra una falla por cortante.

Tabla 42. Condición de falla esperada en columnas según el refuerzo transversal

**Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8**

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i <sup>a</sup>	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

<sup>a</sup>To qualify for condition i, a column should have  $A_s/b_w s \geq 0.002$  and  $s/d \leq 0.5$  within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Fuente: Tomado de la ASCE41-13

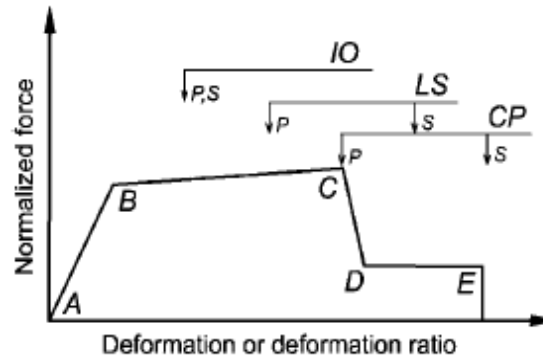
La condición con la que se evita una falla frágil en la columna por cortante, ha sido controlada en el diseño a partir de los requisitos de la norma colombiana NSR-10, y que han sido discutidos en capítulos anteriores.

Los valores de la carga axial y cortante se han definido para las combinaciones de cargas gravitacionales y sismo de servicio.

### 3.4.3 Criterios aceptación

El modelo de rótula plástica implementado de la ASCE41-13, está definido con un diagrama generalizado de fuerza deformación que incluye 5 puntos según se muestra en la figura 22. Adicional a esto, propone niveles de aceptación relacionando el daño con la deformación de los elementos.

Figura No 22. Criterio aceptación para el control de la deformación en las rótulas, según ASCE/SEI41-13



Fuente: Tomado de ASCE41-13

Estos niveles son presentados en esta normativa en términos de rotación, y han sido adaptados para este trabajo en términos de curvatura, e implementados en la definición de las rótulas plásticas para las vigas.

### 3.4.4 Método de análisis pushover

Para el análisis no lineal, se definen las secciones fisuradas de los elementos, adoptando en los modelos las rigideces efectivas que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 43. Inercias fisuradas elementos de concreto.

Elemento	Momentos de Inercia
Viga	$0.35 I_g$
Columna	$0.70 I_g$

Fuente: Valores propuestos en la NSR-10 (2010).

El procedimiento general con el que se obtiene cada curva de capacidad para cada estructura, y en las dos direcciones de análisis, consiste:

- Se genera un caso de carga no lineal que tiene en cuenta las cargas verticales que se esperan en la estructura: peso propio, carga muerta y el 25% de la carga viva.
- Se obtienen los modos de vibración de la estructura en cada una de las direcciones. Con la determinación de estos periodos de vibración, se define un patrón de fuerzas que se aplica manera monotónica en el análisis pushover.
- Se asignan las rótulas plásticas a los elementos estructurales primarios, según se definieron en numerales anteriores, y atendiendo a lo establecido en el manual ASCE 41-13 con la validación del código de Matlab CUMBIA. Las rótulas en columnas se realiza a partir de la ASCE41-13.
- Se crea un caso de carga para el pushover, según la dirección de análisis. Esta carga se incrementa progresivamente e inicia a partir del caso de carga que considera las cargas gravitacionales.
- Se escoge un punto de control en el último piso de la estructura, el cual según lo define la ASCE41-13 y la NSR-10, debe tener un desplazamiento por lo menos 150% del desplazamiento objetivo (target displacement).

Por recomendaciones de las normas referenciadas, se han incluido los efectos P-Delta para la obtención de las curvas de capacidad.

Las curvas de capacidad obtenidas para el caso 3, en cada dirección y según la capacidad de disipación asignada a la estructura en fase diseño, llevadas hasta el desplazamiento último, se presentan en las siguientes figuras:

Figura No 23. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección X

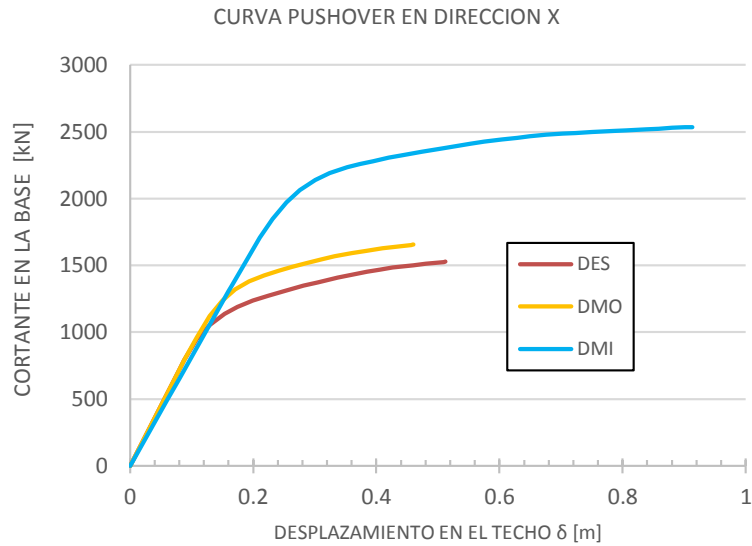
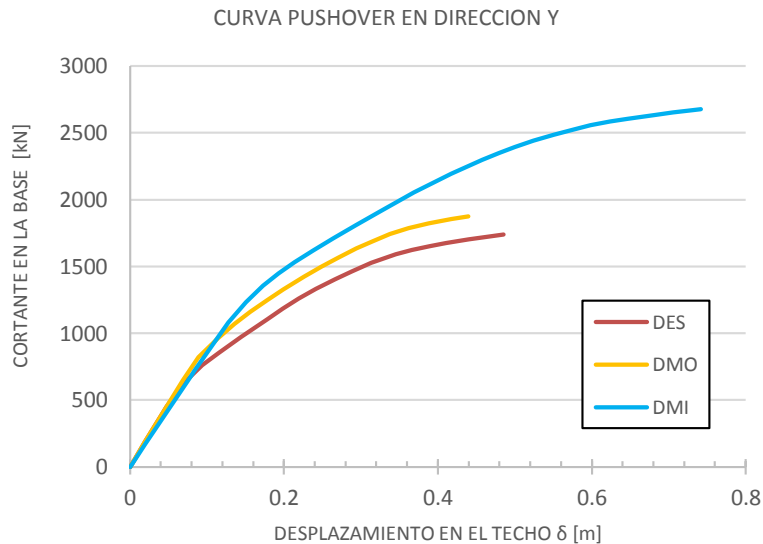


Figura No 24. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección Y



De las gráficas presentadas, la curva obtenida en DMI presenta un desplazamiento último mayor a los obtenidos con una disipación DMO y DES. Lo anterior supone una equivocada consideración de las rótulas en vigas, que han sido determinadas según el momento vs curvatura de la sección.

Aunque en el caso analizado para la ciudad A en zona de amenaza sísmica baja, requiere que las columnas sean diseñadas para evitar una falla por columna corta, las vigas están exentas de este tipo de consideraciones, razón por la cual se debe esperar una falla por cortante de la sección, debido a la considerable separación de estribos. La falla mencionada se ha tenido en cuenta en la calibración experimental y teórica de los valores de rotación presentados en las tablas ASCE41-13 para la definición de las rótulas en las vigas. Estos parámetros son implementados por el software de manera eficiente con la definición de rótulas por defecto.

El adoptar los valores de rotación de la ASCE para definir las rótulas en las vigas en el caso del modelo con disipación DMI, implica una modificación total de la curva pushover a valores más acordes a los esperados para esta disipación.

Las figuras 25 y 26, presentan los nuevos datos de las curvas pushover para el caso DMI comparadas con DES y DMO correspondientemente. La definición de las rótula consideran el refuerzo transversal nonconforming.

Figura No 25. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección X\_Modificada

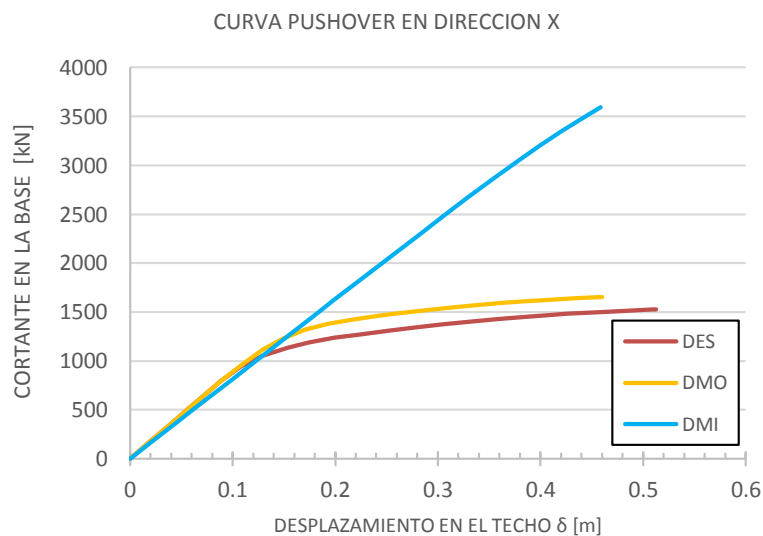
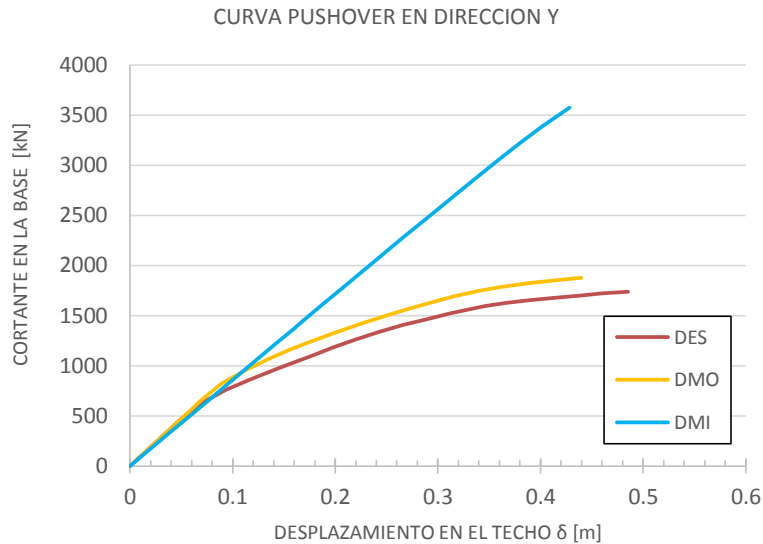


Figura No 26. Curvas de capacidad caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección Y\_Modificada



La curva obtenida para el caso DMI a partir de la tabla 10-7 de la ASCE41-13 (Ver anexo D), presenta la misma pendiente que la definida inicialmente a partir de los diagramas momento vs curvatura del cumbia. En el caso de la ASCE se alcanza una mayor resistencia a cortante con un menor desplazamiento último.

Las gráficas del caso 3 según la disipación de energía presentan un pendiente inicial muy similar, está pendiente inicial que determina el rango elástico de comportamiento depende básicamente de la rigidez de los elementos, que a su vez depende de las dimensiones de los elementos. Las dimensiones de vigas y columnas son iguales en la asignación de una disipación DES y DMO, y varían levemente en DMI, para las columnas centrales de los primeros dos pisos.

El desplazamiento último para la estructura con disipación DES es mayor a las demás disipaciones aunque para ésta se evidencie una menor resistencia por el criterio de disipación de energía requerido.

En cuanto al caso 6, para la ciudad B en zona de amenaza sísmica intermedia, las curvas pushover según el grado de disipación de energía asignado y la dirección de análisis, se presentan en las figuras 27 y 28:

Figura No 27. Curvas de capacidad caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección X

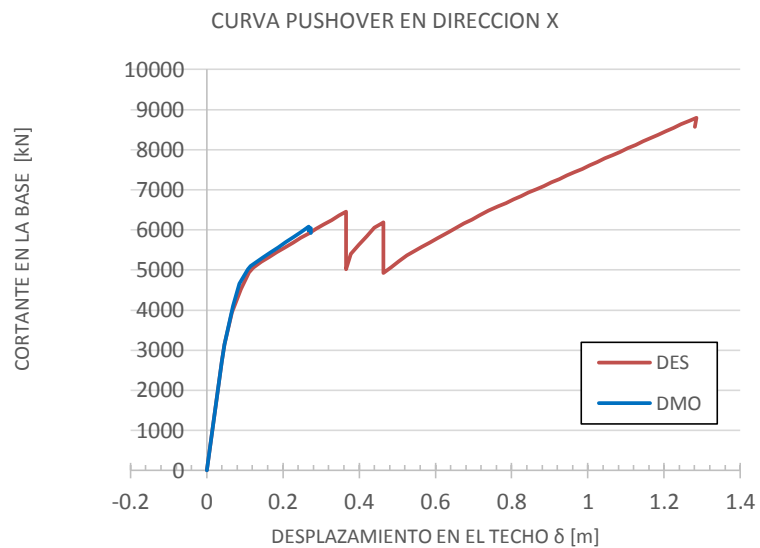
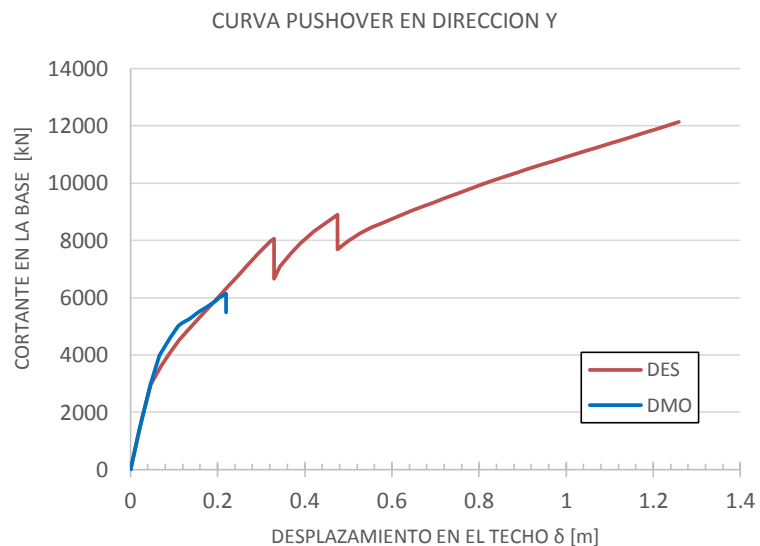


Figura No 28. Curvas de capacidad caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección Y



Para este caso de estudio, correspondiente a una estructura de 5 pisos de altura con luces de 8 metros, el asignar una disipación de energía mayor a la disipación

típica para la zona, DMO, no solo le garantiza un mayor desplazamiento último, sino una resistencia última de casi el doble.

La diferencia entre los desplazamientos alcanzados con DES y DMO radica principalmente en la disposición de estribos en las vigas, en donde se evidencia la diferencia entre el cortante diseño en DMO y DES, este último con una mayor cantidad de ramas en la sección con las que se pretende evitar una falla frágil e inducir la falla por flexión (ductilidad).

Las columnas para los dos casos de disipación no difieren considerablemente en cuanto al refuerzo dispuesto, ya que como se ha mencionado el refuerzo longitudinal requerido corresponde a la cuantía mínima para DES y DMO. En cuanto a las vigas, DMO requiere un 8% de refuerzo longitudinal adicional con respecto a DES, pero el refuerzo transversal para ésta última representa un 50% más del acero dispuesto en DMO, según se cumple cada requisito de la NSR-10.

La interpretación de las curvas de capacidad de cada escenario y su relación con el sismo de diseño se realiza mediante el método de los coeficientes de la FEMA356 presentado en la ASCE/SEI41-13. Se calculan los puntos de desempeño o target displacement, según el procedimiento descrito a continuación.

#### **3.4.5 Cálculo del punto de desempeño – Target Displacement**

Los siguientes datos corresponden al caso 3 para una disipación de energía especial, DES. Los demás casos analizados se pueden consultar en el anexo D.

Según la ASCE41-13, el target displacement puede ser calculado a partir de la siguiente ecuación:

$$\delta_T = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

- $g$  representa la aceleración de gravedad (9.8 m/s<sup>2</sup>)
- $T_e$  corresponde al periodo fundamental efectivo en la dirección bajo consideración, y se calcula como se muestra a continuación:

$$T_e = \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} T_i$$

Rigidez elástica $k_i$ =	9003.7 kN/m
Rigidez efectiva $k_e$ =	9003.8 kN/m
Periodo Fundamental elástico $T_i$ =	2.509 seg
Periodo efectivo $T_e$ =	2.509 seg
$S_a$ =	0.115 g
$cm$ =	1.0
Interacción suelo estructura (SSI)=	NO

- $S_a$  corresponde a la aceleración espectral para el periodo fundamental efectivo  $T_e$ , en la dirección bajo consideración y calculado anteriormente.
- $C_o$  es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad (SDOF), con el desplazamiento en el techo de un edificio con múltiples grados de libertad (DOF). Este valor es definido a partir de la siguiente tabla:

Tabla 44. Valores de modificación factor  $C_o$ .

**Table 7-5. Values for Modification Factor  $C_o$**

Number of Stories	Shear Buildings <sup>a</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.  
<sup>a</sup>Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Fuente: ASCE41-13

En el caso de la estructura para el caso 3, con 10 niveles de piso, y con un patrón de carga triangular aplicado para hallar la curva pushover, el valor corresponde a:

$$C_o = 1.3$$

- $C_1$  corresponde al factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado de la respuesta lineal elástica.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{a T_e^2}$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{(V_y/W)} C_m$$

$C_m$  → Representa el factor de masa por la participación de modos superiores, y se determina a partir de la tabla 44 tomada del ASCE41-13. que tiene en cuenta la participación de masa modal. El caso 3 descrito, corresponde a una estructura de pórticos de concreto con 10 pisos de altura.

$$C_m = 1.00$$

Tabla 45. Valores de modificación factor  $C_m$ .

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor  $C_m$

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE:  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Fuente: ASCE41-13

$C_m \rightarrow$  Se puede tomar como 1.00 seg si el periodo fundamental, T, en la dirección de análisis es mayor a 1.00 seg.

$a \rightarrow$  Corresponde al factor de sitio, con un valor de 60 para suelos tipo D.

- $C_2$  representa el efecto de la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta del máximo desplazamiento.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_i} \right)^2$$

$$C_2 = 1.00$$

$$\text{Si } T_e < T_c, C_1 = 1.00$$

Es así que el target Displacement calculado manualmente corresponde:

$$\delta_T = 0.233 \text{ m}$$

El valor de este desplazamiento mediante la herramienta Etabs corresponde a:

$$\delta_{TEtabs} = 0.225 \text{ m}$$

El valor del target displacement que presenta el software, difiere un poco del valor calculado manualmente. Esta diferencia radica en el cálculo del coeficiente  $C_o$ , para el cual el software no se rige por una tabla sino por la condición de la forma modal real de la estructura con la que puede relacionar los desplazamientos espectrales y el desplazamiento en el techo.

De la aplicación del método de los coeficientes a los casos propuestos para el análisis no lineal, se obtiene la siguiente información de las curvas pushover correspondientes.

Tabla 46. Parámetros de las curvas pushover

PARÁMETROS - CURVA PUSHOVER												
Caso Analizado	Fluencia		Target Displacement		Último		$\mu\delta$	Estado de Rótulas				
	Vy [kN]	Dy [m]	V [kN]	D [m]	Vu [kN]	Du [m]		A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
CASO 3	DES_X	1038	0.12	1274	0.23	1528	0.51	1.95	711	89	0	0
	DES_Y	671	0.07	1253	0.22	1738	0.49	3.07	720	80	0	0
	DMO_X	1193	0.13	1438	0.23	1655	0.46	1.72	744	56	0	0
	DMO_Y	894	0.09	1391	0.22	1092	0.36	2.30	729	71	0	0
	DMI_X	776	0.09	2003	0.25	3592	0.46	1.28	800	0	0	0
	DMI_Y	612	0.07	2001	0.23	3573	0.43	1.69	800	0	0	0
CASO 6	DES_X	4204	0.06	5335	0.17	8565	1.28	2.67	308	92	0	0
	DES_Y	3271	0.05	5483	0.17	12134	1.26	3.46	332	68	0	0
	DMO_X	4971	0.07	5866	0.16	5992	0.23	2.17	328	67	0	5
	DMO_Y	4204	0.06	5554	0.16	5485	0.22	2.54	324	72	0	4

Se ha evaluado el estado de daño de las rótulas según los niveles que establece la ASCE/SE41-13, que clasifica los daños como IO (Ocupación inmediata), LS (seguridad de la vida) y CP (colapso preventivo).

Además, se ha determinado la demanda de desplazamiento de la estructura representada por  $\mu\delta$ . Esta demanda de desplazamiento es calculada como la relación entre el desplazamiento en el punto de desempeño y el desplazamiento de fluencia calculado para la bilineal de la curva pushover hasta el target displacement.

Los puntos de desempeño "Target Displacement", presentados en la tabla 46 para cada uno de los casos analizados, se presentan gráficamente de la siguiente manera:

Figura No 29. Target Displacement según grado disipación, en caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección X

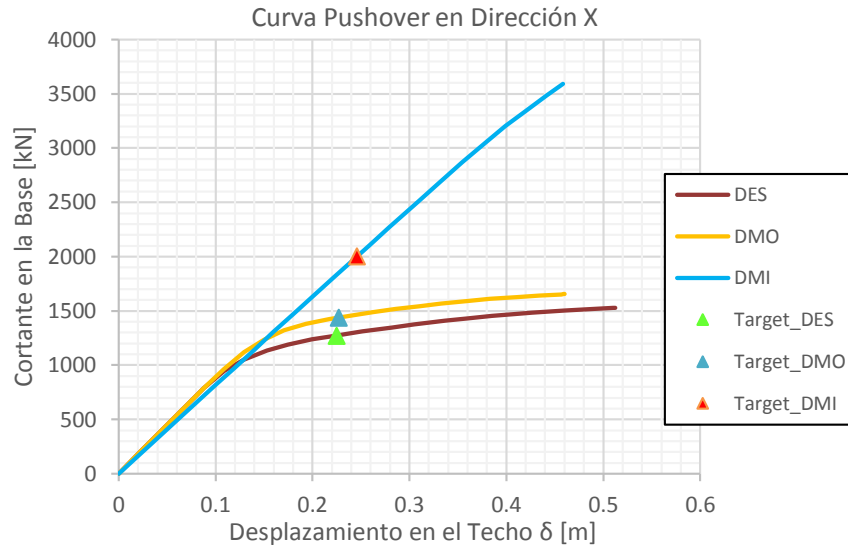
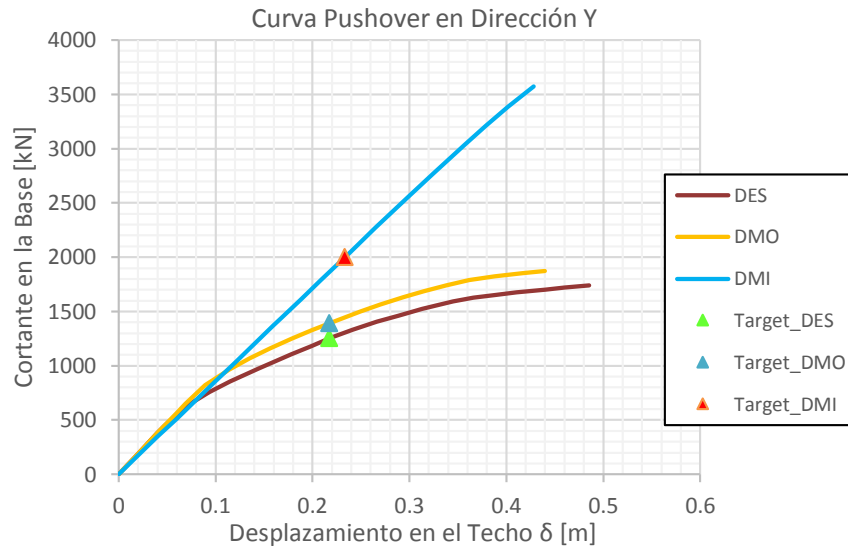


Figura No 30. Target Displacement según grado disipación, en caso 3: ZAB-Np10-L5, dirección Y



El comportamiento de la estructura analizada para el caso 3 difiere si se comparan las dos direcciones, lo anterior producto de la influencia de la carga gravitacional, que hace del eje Y el más solicitado frente a este tipo de carga, razón por la cual sus elementos tienen mayores requerimientos de refuerzo longitudinal y

transversal. Lo anterior, aplica también para el caso 6, según se muestra a continuación.

Para el caso 6, en zona de amenaza intermedia, la representación del punto de desempeño se presenta en las figuras 31 y 32 como se muestra a continuación:

Figura No 31. Target Displacement según grado disipación, en caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección X

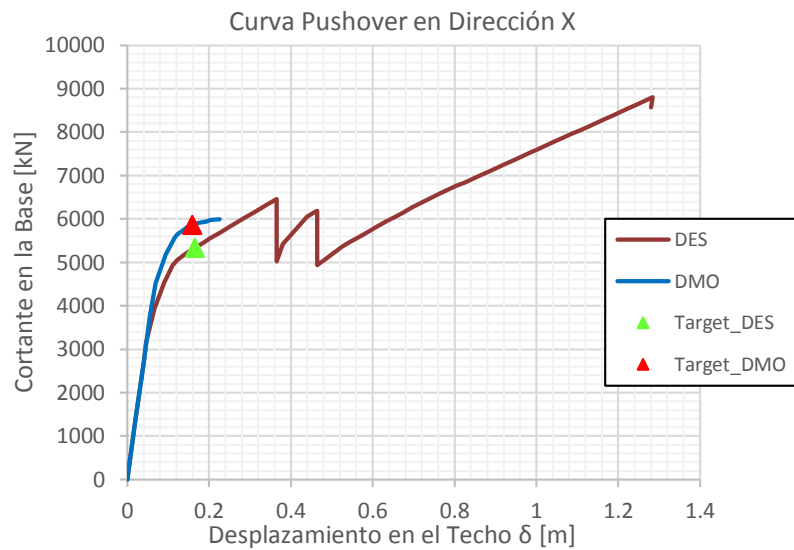
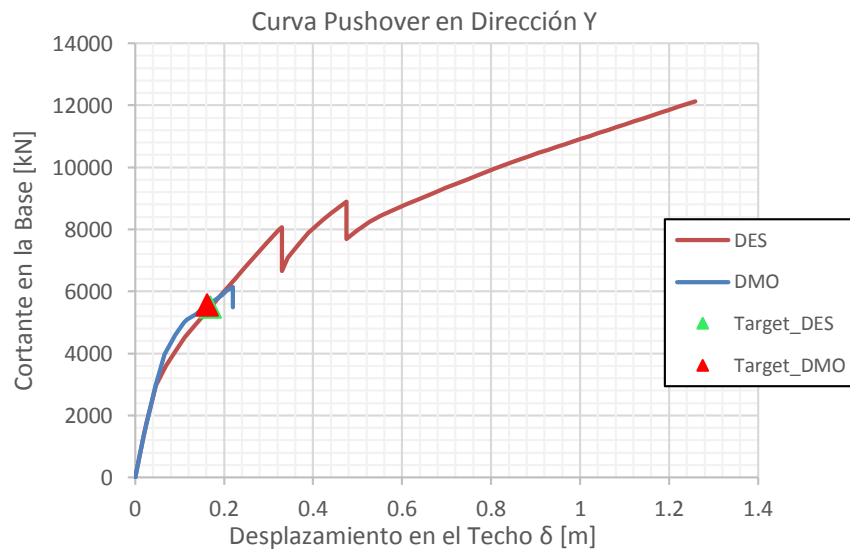


Figura No 32. Target Displacement según grado disipación, en caso 6: ZAI-Np5-L8, dirección Y



De la tabla 46 y las figuras 29, 30,31 y 32, se resalta que sin importar el grado de disipación de energía asignado a una estructura el desplazamiento esperado para el sismo de diseño no varía considerablemente. Contario a esto, el cortante para el cual se produce este desplazamiento disminuye a medida que se asigna mayor disipación, esto como resultado de la aplicación de los conceptos de ductilidad.

Aunque para el punto de comportamiento las estructuras analizadas no han desarrollado toda su capacidad, la elección de una disipación u otra según lo permite la norma para una ciudad en zona de amenaza sísmica baja e intermedia, y analizadas en rangos no lineales, va a depender de los daños esperados y aceptados en la edificación.

En una zona de amenaza sísmica baja, caso 3, el criterio de disipación mínima de energía en fase de diseño garantiza que la estructura no presente daños considerables que impidan el funcionamiento adecuado de la misma. La evaluación de los estados de daño bajo esta condición dio como resultado que para DMI ningún elemento presenta un daño que pueda estar considerado por las normas, ni aún en el nivel de ocupación inmediata, mientras que para DMO y DES los daños se van presentando de manera progresiva.

Las demandas de ductilidad evaluadas en términos de desplazamientos, aumentan con el grado de disipación, según se esperaba.

En el caso 6 el comportamiento es inverso, pues si se evalúan los daños en la estructura para el sismo demandado según el nivel de amenaza, una ductilidad mayor al requisito mínimo para esa zona puede garantizar un mejor comportamiento y un estado de daño menor después del sismo esperado. Esto último se presenta por la poca diferencia que existe entre la disipación DES y DMO en cuanto al factor de reducción de la fuerza sísmica de diseño, pero a la

notable exigencia del grado de disipación especial DES, que le permite incursionar al material en rangos inelásticos mayores.

De los resultados del estado de daño para el caso 6, llama la atención la aparición de rótulas en el nivel de colapso preventivo CP, al asignar una disipación de energía moderada al diseño, y evaluadas en el target displacement. Estas rótulas aparecen en las columnas, lo cual evidencia una falencia en el comportamiento de viga débil columna fuerte esperado. El nivel de daño que se contempla en las normas está restringido al nivel de seguridad de la vida o Life Safety (LS). El resumen del análisis no lineal para los casos establecidos inicialmente, se presenta en el anexo D.

Como resultado adicional se presentan los valores de R al revisar la ductilidad de cada caso según la capacidad total de la estructura y la demanda de desplazamiento para el target displacement. Este valor de R representa la ductilidad por desplazamiento y sobre resistencia de la estructura para la demanda y la condición final de desplazamiento.

Tabla 47. Determinación del coeficiente de disipación de energía R.

	Caso Analizado	$\mu\delta$	$\Omega$	R (demanda)	$\mu_u$	R (curva total)	R (diseño)
<b>CASO 3</b>	DES_X	4.45	1.66	7.38	4.45	7.4	7
	DES_Y	6.85	1.07	7.33	6.85	7.3	7
	DMO_X	3.47	1.36	4.73	3.47	4.7	5
	DMO_Y	4.65	1.02	4.75	4.65	4.7	5
	DMI_X	4.72	0.90	4.25	4.72	4.2	2.5
	DMI_Y	5.40	0.67	3.61	5.4	3.6	2.5
<b>CASO 6</b>	DES_X	2.67	1.82	4.86	5.17	9.4	7
	DES_Y	3.46	1.42	4.91	7.54	10.7	7
	DMO_X	3.08	1.54	4.74	3.08	4.7	5
	DMO_Y	3.44	1.30	4.47	3.44	4.5	5

Los valores de  $\mu_u$  y  $\Omega$  determinan la relación entre el desplazamiento último con el desplazamiento de fluencia, y el cortante de diseño con el cortante de fluencia.

En la tabla 47 se comparan los valores de R determinados a partir del análisis no lineal para la curva pushover que representa la capacidad total de la estructura, con los valores establecidos en la normativa de construcción sismo resistente en Colombia, NSR-10. Los valores obtenidos son cercanos a los establecidos en la NSR-10, pero deberían ser verificados con modelos experimentales en los que se compruebe la capacidad de disipación de energía de los diferentes elementos estructurales, según la disposición del acero de refuerzo. Para el caso 6, con asignación de disipación especial de energía DES, se determina el valor R final con el desplazamiento hasta la primera pérdida de resistencia según se muestra en las figuras 31 y 32.

## 4. CONCLUSIONES

### 4.1. RELATIVAS AL ANÁLISIS Y DISEÑO

Del modelamiento inicial realizado y el posterior diseño de los casos de estudio planteados en esta tesis, y según los procedimientos establecidos en la norma colombiana, se puede concluir lo siguiente:

- Al realizar el procedimiento de análisis y diseño que propone el reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para estructuras de pórticos resistentes a momentos, se observa la influencia que tiene en la determinación de las dimensiones de los elementos principales de resistencia sísmica, el control de derivas.

Según los resultados obtenidos en zonas donde el sismo tiene un efecto importante sobre el análisis y diseño de las estructuras (zonas de amenaza intermedia), las columnas no alcanzan a desarrollar su capacidad total de carga debido a que deben dimensionarse para cumplir con el 1% de la deflexión horizontal relativa entre los pisos consecutivos. Lo anterior se evidencia en los casos 5 a 8, correspondientes a la ciudad B, donde el diseño de las columnas, aun con diferente parámetro de disipación de energía R, requería acero mínimo en la mayoría de ellas, y en las demás requiere cuantías que varían entre el 1% y el 2%.

En los casos 1 a 4, ubicados en zona de amenaza baja, fue necesario aumentar la dimensión de las columnas del centro (con mayor aferencia de carga), con el fin de evitar congestión del refuerzo por exceder cuantía máxima del 4%, contemplada en la NSR-10. En esta zona el dimensionamiento de las columnas para cumplir con derivas no es fundamental, pero en fase de diseño, las combinaciones últimas que tienen influencia del sismo pueden hacer variar las dimensiones de las columnas por requerimientos de resistencia. Lo anterior

asociado a la elección de disipación de la estructura, que determina el valor del cortante sísmico en la base asumido en el diseño.

- Al comparar la resistencia axial de las columnas para los casos en zona de amenaza baja, ciudad A, y teniendo en cuenta solo el concreto y la influencia de las cargas gravitacionales, la relación resulta en el orden del 20% al 45% por encima de la capacidad que pueden desarrollar, lo anterior aplica en los casos 2, 3 y 4. En el caso 1, la resistencia axial bajo las mismas consideraciones expuestas, está en el límite del 100% en cuanto a la relación de sollicitación vs capacidad ( $P_u$  vs  $\phi P_n$ ).
- Al comparar la resistencia axial de las columnas para los casos en zona de amenaza intermedia, ciudad B, y teniendo en cuenta solo el concreto y la influencia de las cargas gravitacionales, la relación de demanda y capacidad bajos estos criterios, obedecen a un rango del 10% a 40% de excedencia en capacidad. Estos resultados son evidencia para las conclusiones presentadas previamente.
- Aplicar los numerales C.21.6.5.1 y C.21.3.3, para DES y DMO respectivamente, y que determinan el cortante de diseño en las columnas teniendo en cuenta la resistencia a flexión máxima nominal y probable para DMO y DES correspondientemente, resulta en una decisión muy conservadora, según lo expone MOEHLE, Jack<sup>30</sup>, sobre todo en aquellos casos en los que estos elementos son muy robustos.

---

<sup>30</sup> MOEHLE, J. Seismic Design of Reinforced Concrete Building. United States: McGraw-Hill Education, 2015. p. 477-480.

El autor sugiere, que para el criterio de diseño a cortante en columnas, relacionado con los requisitos de la NSR-10 en los numerales C.21.6.5.1 para DES, y C.21.3.3 para DMO, se utilice la condición de que las fuerzas cortantes en las columnas no sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en los  $M_{pr}$  de los elementos transversales que llegan al nudo, según se permite alternativamente en la NSR-10. Es decir, que se garantice un cortante en la columna, tal que para que exista una falla en la misma, primero ocurra la fluencia en las vigas asociadas a esa columna.

Aunque muchos investigadores consideran que no es una buena práctica de diseño, pues no es un principio conservador para alcanzar un mecanismo de falla deseado (columna fuerte-viga débil), sobre todo en los primeros pisos<sup>31</sup>, el autor considera la necesidad de relacionar la demanda a la que se verá sometida una estructura en una zona de amenaza baja con respecto a una en una zona de amenaza alta, de donde se han deducido los criterios y requisitos de ductilidad para la disipación DES.

Si se adopta esta recomendación la influencia en la determinación de los costos de acero de refuerzo requerido para una ductilidad especial y moderada en una zona de amenaza baja, ciudad A, puede representar cambios significativos. Este criterio debe ser analizado en rangos no lineales, para determinar la viabilidad del mismo.

---

<sup>31</sup> VISNJIC, Tea. Design Considerations for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Special Moment Frames. PhD dissertation of the author. United State: University of California, Berkeley Civil and Environmental Engineering. Retrieved from: <http://escholarship.org/uc/item/9hx3551c>

## 4.2. RELATIVAS A LAS CANTIDADES Y COSTOS DE OBRA

- Al calcular las cantidades y costos de acero y concreto para cada uno de los casos de estudio, se evidencia que para una estructura ubicada en una zona de amenaza baja, diseñar con una capacidad de disipación moderada, DMO, en todos los casos resulta ser favorable en términos de menores costos y cantidades de materiales requeridos.
- En zonas de amenaza intermedia, donde se permite asignar al diseño una capacidad de disipación moderada o especial, en términos estrictamente de cantidades de materiales (acero y concreto) requeridos, es más económico la asignación de una capacidad de disipación moderada, pues como se muestra en este estudio, los requerimientos de una disipación especial son mucho más estrictos.
- En cuanto al concreto, la variación en cantidades no es significativa, con menos de  $1\text{m}^3$  de diferencia en los casos 1 a 3, donde fue necesario modificar la dimensión de las columnas en los primeros pisos, para una disipación mínima, al exceder la cuantía máxima permitida. Es así, que el concreto no es un material relevante que afecte la decisión del ingeniero calculista en cuanto a la selección del grado de disipación de energía que desea asignar al diseño de una estructura, y según lo permite la norma, para una ubicación de una edificación en una zona de amenaza baja o intermedia.

### 4.3. RELATIVAS AL ANÁLISIS NO LINEAL

De la ejecución del análisis pushover a los casos elegidos, y el análisis respectivo de la curva de capacidad, se puede concluir:

- El criterio mínimo de disipación de energía DMI, asignado en zonas de amenaza sísmica baja, permite que las estructuras funcionen en rangos elásticos (sin daños en elementos estructurales), aunque esto signifique un aumento en los costos de las edificaciones. Las fuerzas de diseño son reducidas por un factor menor, que permite que la estructura tenga una resistencia tal que impida la fluencia en los elementos estructurales, para el sismo de diseño.
- Aunque un criterio de disipación mínima para una zona de amenaza baja tenga un buen comportamiento frente al sismo de diseño (sismo evaluado según la normativa colombiana), se debe considerar que un aumento repentino de la demanda puede requerir una fuerza de diseño mayor que exija aún más a la estructura, la cual deberá responder hasta un punto donde tal vez presente una falla repentina (frágil).
- En una zona de amenaza sísmica baja, el asignar una disipación DES a las estructuras repercute en un estado de daño mayor que el esperado con una disipación de energía DMO y DMI. Lo anterior obedece a la gran reducción de las fuerzas de diseño que se aplica con la ductilidad especial, y cuya compensación está en permitir una mayor incursión del acero de refuerzo en el rango plástico.
- La disipación moderada DMO en el diseño de estructuras regulares y para el caso analizado, demuestra un mejor comportamiento con respecto a DES al evaluar el estado de daños, aunque no es superior a DMI si se mide bajo el

mismo criterio de análisis. La disipación DMO, puede considerarse como un rango intermedio con el cual se puede alcanzar un comportamiento óptimo dependiendo del estado de daño que el usuario final esté dispuesto a aceptar, y con una reducción significativa del costo de materiales.

- En una zona de amenaza intermedia, la mejor opción en términos de daño esperado, tiene que ver con asignarle una mayor disipación a la estructura, aunque esto de lugar a un aumento en el costo de materiales requeridos.
- Una disipación especial DES, en una zona de amenaza intermedia le garantiza a los elementos una mayor ductilidad comparado con una disipación DMO, lo cual le permite disipar energía en mayor proporción, si en determinado caso la demanda de la zona aumenta.
- Para todos los casos, el definir las rótulas de los elementos manualmente permite que los resultados del análisis no lineal sean más sensibles a la disposición del refuerzo transversal de los elementos, y que según INEL, Mehmet et al<sup>32</sup> puede ser subestimado por los software de análisis cuando las rótulas son definidas de manera automática.
- Se demuestra la relación entre el confinamiento de los elementos y la capacidad de desplazamiento de la estructura, ya que en todos los casos, a mayor disipación de energía asignada (implica condiciones mayores de confinamiento), mayor es la ductilidad que presenta la estructura.

---

<sup>32</sup> INEL, Mehmet and BAYTAN, Hayri. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures* 28 (2006) 1494-1502. Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)

- En términos generales, la elección del parámetro de disipación de energía que se asigna a un diseño, depende del estado de daño que se acepta según lo definido en el objeto y alcance de la normativa colombiana y/o el criterio del dueño de la edificación. El diseñador, debe asegurar que para un sismo de poca intensidad, moderado y fuerte, se presente el daño asociado a los elementos estructurales y no estructurales que se contemplan en el reglamento.
- Con un análisis no lineal puede determinarse de manera teórica si los coeficientes de disipación de energía  $R$  establecidos en la normativa Colombiana se aproximan a los valores hallados en términos la ductilidad por desplazamiento último y sobre resistencia de la estructura. Es necesario que este parámetro se evalúe con mayor rigurosidad pues determina la capacidad de disipación de energía de la estructura que puede ser establecida con mayor precisión en pruebas experimentales para cada asignación del refuerzo en los diferentes elementos estructurales.
- Los valores de  $R$  presentados en este proyecto, y hallados con los datos de las curvas pushover no difieren considerablemente de los establecidos en la normativa Colombiana. Aquellos que están por debajo del valor consignado en la norma pueden tener el efecto asociado al diseño de los elementos que disminuye la sobre resistencia de la estructura y la capacidad de desplazamiento última. Este diseño de los elementos está sujeto a las decisiones y consideraciones que el ingeniero estructural ha asumido en la disposición del acero de refuerzo.

## 5. RECOMENDACIONES

- Una de las formas de rigidizar las estructuras que se analizan en este estudio en la fase inicial del predimensionamiento para cumplir derivas, consistió en aumentar las dimensiones de las columnas manteniendo la relación de sus dimensiones que permitiera considerarlas como tal. En estructuras reales a medida que es necesario darle rigidez al sistema, se incluyen muros estructurales, estos últimos no fueron analizados en esta investigación, pero se sugiere consultar estudios similares a este enfocados en el análisis de elementos tipo muro, y relacionarlos con los datos presentados en este estudio, con el fin de evidenciar y sugerir un posible resultado en estructuras reales que si tienen en cuenta la combinaciones de ambos elementos: muros y columnas. Es más habitual encontrar estructuras que combinen elementos verticales tipo columna y muros, sobre todo en aquellas que van aumentando el número de pisos, pues generalmente se incluyen las pantallas de los fosos en el sistema de resistencia sísmica.
- Estudios posteriores pueden tratar estructuras reales que permitan tener en cuenta aspectos como la torsión, estableciendo la influencia que tiene proporcionarle más o menos capacidad de disipación de energía a una estructura de este tipo, en cuanto a las cantidades, costos y desempeño de las mismas.
- Además de lo anterior, estudios futuros deben tener en cuenta la consideración de los efectos P-delta, en la fase de análisis y diseño según los procedimientos lineales y según sea necesario para una estructura determinada. Estos efectos son de especial cuidado en el cálculo de los desplazamientos máximos permitidos en rangos no lineales, y por ende pueden tener un efecto sobre la ductilidad alcanzada por una estructura, al requerir mayor rigidez de sus elementos verticales.

- Se pueden aplicar la redistribución de momentos en el diseño de vigas para sistemas de pórticos resistentes a momento, según lo propone PAULY, Thomas<sup>33</sup>, que permitan una distribución más uniforme y eficiente del acero de refuerzo a lo largo de una viga, aliviando algunos problemas presentados cuando hay diferencias muy marcadas entre el requerimiento de acero a momento negativo y positivo, y cuando hay diferencias de acero necesario a lado y lado de una columna. Estos conceptos se enfocan en permitir un mejor comportamiento de las vigas cuando incurrieren en rangos inelásticos, donde es necesario la formación de las rótulas plásticas para alcanzar la ductilidad supuesta en el diseño. Además, ofrecen una ventaja en cuanto a la posible reducción de costos en acero de refuerzo al optimizarse los requerimientos del mismo. Lo anterior, está asociado a un diseño por capacidad/diseño basado en desempeño.
- En cuanto a la relación de la ductilidad que se asigna a una estructura y el control de derivas que exigen los reglamentos de construcción, deben desarrollarse estudios que demuestren que requisitos tan exigentes como control de desplazamientos puede en algunos casos evitar que la estructura disipe la cantidad de energía para la que fue diseñada.
- Debe prestarse especial cuidado a la aplicación del método pushover, en especial en estructuras donde la torsión juegue un papel muy importante en el comportamiento sísmico esperado. Es necesario conocer las limitaciones de este tipo de análisis y desarrollar el conocimiento necesario para aplicarlo según los requerimientos específicos de cada edificación.

---

<sup>33</sup> PAULY, Thomas. Moment Redistribution in Continuous beams of Earthquake resistant multistorey reinforced concrete frames. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.9, No.4, 1976. p. 205-212.

- El análisis no lineal es uno de los métodos más usados actualmente para el análisis de estructuras a nivel mundial, es así que es de vital importancia seguir introduciendo en el ámbito académico y productivo del país este tipo de conocimiento con el fin mejorar las técnicas de análisis y diseño de estructuras actuales, desarrollando nuevo conocimiento y aplicaciones que le permitan al diseñador tener mayor comprensión del comportamiento esperado de sus edificaciones y los estados de daño que se presentarán en ella después de un sismo fuerte.
- Aunque la interacción suelo estructura no se tuvo en cuenta en esta investigación, el autor reconoce la importancia de estudiar este parámetro en aplicaciones reales, puesto que puede inducir una mayor disipación de energía en la estructura según sea el caso, modificando la respuesta esperada de la misma.
- Para zonas de amenaza baja, se deben estudiar los efectos que tienen las cargas de viento, en el diseño y el comportamiento en el rango no lineal de la estructura.

## BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia. 2014. (ASCE/SEI 41-13)

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood, CA. 1996. (ATC-40)

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR10. Bogotá D.C., 2010. (NSR-10)

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION CALTRANS. Seismic Design Criteria. Version 1.7. Sacramento, California, 2013. Retrieved from: <http://www.dot.ca.gov>

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Etabsvs2015 Ultimate. Berkeley, CA.

CONSTRUDATA, INFORMÁTICA PARA LA CONSTRUCCIÓN. Revista construdata. Edición 150. Bogotá: Legis, 2009. 286 p. Cuatrimestral. ISSN 2322-6552

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D.C, 2000. (FEMA 356)

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington D.C, 2005. (FEMA 440)

GONZÁLEZ, Victoria. BOTERO, Juan. ROCHEL, Roberto. VIDAL, Julián y ÁLVAREZ Martha. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Revista Ingeniería y Ciencia. Vol.1, No.1, 2005. p. 67-76. Universidad EAFIT.

INEL, Mehmet and BAYTAN, Hayri. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. Engineering Structures 28 (2006) 1494-1502. Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)

KOWALSKY, Mervyn and MONTEJO, Luis. Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members, CUMBIA. PhD dissertation of the author. United State: North Carolina State University, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, 2007.

Download from: <https://sites.google.com/a/upr.edu/montejo/computer-codes>

KUMAR, Ravi. CHOUDHARY, Vimal, NARAYAN, Babu and REDDY, Venkat. Moment Curvature Characteristics for Structural Elements of RC Building. Journal on Today's Ideas – Tomorrow's Technologies, Vol.2, No.1, June 2014. p. 1-17. Chitkara University.

Download from: [https:// http://jotitt.chitkara.edu.in/pdf/2.%20JOTITT\\_Ravi.pdf](https://http://jotitt.chitkara.edu.in/pdf/2.%20JOTITT_Ravi.pdf)

LU, Yong. HAO, Hong. CARYDIS, P.G and MOUZAKIS, H. Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels. Engineering Structures 23 (2001) 537-547. Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)

MOEHLE, Jack. Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. United States: McGraw-Hill Education, 2015. 760 p.

MORENO, Rosángel y BAIRÁN, Jesús. Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 25, No4, 2010. p. 61-71. Universidad Politécnica de Cataluña.

PARK, R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.22, No.3, 1989, p. 155-166.

PAULY, Thomas. Moment Redistribution in Continuous beams of Earthquake resistant multistorey reinforced concrete frames. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.9, No.4, 1976, p. 205-212.

POWEL H, Graham. Modeling for Structural Analysis. California, USA: Computers and Structures, Inc., Berkeley, 2010. 365 p.

PRIESLEY, MJN. SEIBLE, F, CALVI, GMS. Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons, 1996.

PULIDO, Juan. Comportamiento y análisis no lineal de edificios simétricos de concreto reforzado. Tesis de Maestría en Ingeniería Civil. Bogotá D.C: Universidad de los Andes. 2010. 93 p. Disponible en: <https://biblioteca.uniandes.edu.co>

REYES, Juan C. Usos y abusos de los análisis "Pushover". En: Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Memorias VI Congreso nacional de ingeniería sísmica. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2013. p 820-837.

ROCHEL, Roberto. Análisis y Diseño sísmico de edificaciones. Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012. 385p.

VISNJIC, Tea. Design Considerations for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Special Moment Frames. PhD dissertation of the author. United State: University of California, Berkeley Civil and Environmental Engineering. Retrieved from: <http://escholarship.org/uc/item/9hx3551c>