

Información Importante

La Universidad Santo Tomás, informa que el autor ha autorizado a usuarios internos y externos de la institución a consultar el contenido de este documento a través del catálogo en línea, página web y Repositorio Institucional del CRAI-USTA, así como en las redes sociales y demás sitios web de información del país y del exterior con las cuales tenga convenio la Universidad.

Se permite la consulta a los usuarios interesados en el contenido de este documento, para todos los usos que tengan **finalidad académica**, siempre y cuando mediante la correspondiente cita bibliográfica se le dé crédito al trabajo de grado y a su autor, nunca para usos comerciales.

De conformidad con lo establecido en el Artículo 30 de la Ley 23 de 1982 y el artículo 11 de la Decisión Andina 351 de 1993, la Universidad Santo Tomás informa que “los derechos morales sobre documento son propiedad de los autores, los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.”

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación, CRAI-USTA
Universidad Santo Tomás, Bucaramanga

**Incidencia de la irregularidad torsional y torsional extrema en las cantidades de obra
de una estructura de concreto reforzado.**

Didier Yesid Florez Castillo

Trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero Civil

Director

German Hernando Acevedo Calderón

Ingeniero civil

Magister en ingeniería estructural

Universidad Santo Tomás, Bucaramanga

División de Ingenierías y Arquitectura

Facultad de Ingeniería Civil

2020

Agradecimientos

Este proyecto se lo dedico con gran amor, cariño y respeto a mi madre, Martha I. Castillo Sánchez, quien siempre estuvo a mi lado acompañándome en momentos duros y difíciles que tuve en el proceso y quien es el pilar más sólido y robusto de mi vida, a ella, mi más grande bendición.

Gracias a los docentes que me brindaron su apoyo y paciencia a lo largo de la carrera, en especial al ingeniero German Hernando Acevedo Calderón, quien después de su apoyo y paciencia (mucha paciencia), logré realizar con éxito este proyecto.

Contenido

Resumen	11
Abstract	12
Introducción	13
1. Planteamiento del problema.....	14
1.2 Pregunta de investigación.....	16
1.3 Justificación.....	16
1.4 Hipótesis	17
1.5 Alcance	17
1.6 Objetivos.....	18
1.6.1 Objetivo General.....	18
1.6.2 Objetivos Específicos	18
2. Marco Teórico o Estado del Arte	19
2.1 Filosofía del diseño.....	19
2.2 Amenaza sísmica	20
2.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía	22
2.4 Irregularidad torsional en las estructuras.....	22
2.5 Derivas.....	25
2.6 Combinaciones de diseño.	25
2.7 Predimensionamiento.	26

2.7.1 vigas.....	26
2.7.2 columnas.....	27
3. Descripción del proyecto.....	27
3.1 Especificaciones de los materiales	28
3.1.1 concreto no confinado	28
3.1.2 acero.....	28
3.2 Modelo matemático	28
3.3 Modelos empleados	29
3.3.1 modelo 1	29
3.3.2 modelo 2	32
3.3.3 modelo 3	34
3.4 Ubicación.....	37
3.5 Coeficientes sísmicos y geológicos	37
3.6 Evaluación de cargas	38
3.7 Análisis de irregularidades	38
3.8 Ratio torsional	41
3.9 Coeficiente de capacidad de disipación de energía	43
3.10 Fuerzas sísmicas de diseño	43
3.10.1 espectro de diseño.....	43
3.10.2 método de fuerza horizontal equivalente (FHE).....	44
3.10.3 método de análisis dinámico.....	45

3.10.4 ajuste del cortante basal	46
3.10.5 combinaciones de diseño	47
3.11 Derivas.....	47
4. Diseño de los elementos	50
4.1 Diseño a flexión, cortante y torsión en vigas	51
4.1.1 diseño a flexión en vigas	51
4.1.2 diseño a cortante y torsión	51
4.2 Diseño a flexión, cortante y torsión en columnas.....	55
4.2.1 diseño a flexo-compresión de las columnas	55
4.2.2 diseño a torsión y cortante en columnas.....	56
4.3 Diseño del nudo	58
4.3.1 resistencia a cortante.....	58
4.3.2 acero transversal	58
5. Resultados	60
6. Conclusiones	67
Referencias Bibliográficas	69

Lista de figuras

<i>Figura 1.</i> Escuela secundaria en Alaska posterior al sismo, 1964.....	15
<i>Figura 2.</i> Mapa de amenaza sísmica en Colombia.	21
<i>Figura 3.</i> Coeficiente de importancia.	22
<i>Figura 4.</i> Derivas máximas como porcentaje de hpi.	25
<i>Figura 5.</i> Planta modelo 1.	30
<i>Figura 6.</i> Render modelo 1.....	31
<i>Figura 7.</i> Planta modelo 2.	33
<i>Figura 8.</i> Render modelo 2.....	33
<i>Figura 9.</i> Planta modelo 3.	35
<i>Figura 10.</i> Render modelo 3.....	36
<i>Figura 11.</i> Ratios torsionales Y.....	42
<i>Figura 12.</i> Ratios torsionales X.....	42
<i>Figura 13.</i> Espectro elástico de aceleraciones.....	44
<i>Figura 14.</i> Derivas modelo 1.....	48
<i>Figura 15.</i> Derivas modelo 2.....	49
<i>Figura 16.</i> Derivas modelo 3.....	50
<i>Figura 17.</i> Diagrama de momento.....	51
<i>Figura 18.</i> Diagrama de interacción en Y.	55
<i>Figura 19.</i> Diagrama de interacción en X.	56
<i>Figura 20.</i> Cantidad total de concreto.	61
<i>Figura 21.</i> Cantidad total de acero.	61
<i>Figura 22.</i> Porcentaje de aumento de concreto respectivamente.....	63

<i>Figura 23. Porcentaje de aumento de acero respectivamente.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 24. Aumento del acero transversal en vigas.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 25. Aumento del acero longitudinal en vigas.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 26. Aumento del acero transversal en columnas.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 27. Aumento del acero longitudinal en columnas.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 28. Aumento de concreto en vigas.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 29. Aumento de concreto en columnas.....</i>	<i>67</i>

Lista de tablas

Tabla 1. <i>Combos de diseño</i>	25
Tabla 2. <i>Participación de la masa modelo 1</i>	31
Tabla 3. <i>Centros de masa y rigidez del modelo 1</i>	32
Tabla 4. <i>Participación de la masa modelo 2</i>	34
Tabla 5. <i>Centros de masa y rigidez del modelo 2</i>	34
Tabla 6. <i>Participación de la masa modelo 3</i>	36
Tabla 7. <i>Centros de masa y rigidez del modelo 3</i>	37
Tabla 8. <i>Coeficientes sísmicos de Bucaramanga</i>	37
Tabla 9. <i>Carga sobre impuesta</i>	38
Tabla 10. <i>Coeficiente de irregularidad en planta modelo 1</i>	39
Tabla 11. <i>Coeficiente de irregularidad en altura modelo 1</i>	39
Tabla 12. <i>Coeficiente de irregularidad en planta modelo 2</i>	40
Tabla 13. <i>Coeficiente de irregularidad en altura modelo 2</i>	40
Tabla 14. <i>Coeficiente de irregularidad en planta modelo 3</i>	40
Tabla 15. <i>Coeficiente de irregularidad en altura modelo 3</i>	41
Tabla 16. <i>Coeficiente de disipación de energía de cada modelo</i>	43
Tabla 17. <i>Periodos de la estructura según los coeficientes sísmicos de la zona</i>	44
Tabla 18. <i>Coeficientes respectivos de cada modelo</i>	45
Tabla 19. <i>Factor de corrección del cortante basal en el sentido X</i>	46
Tabla 20. <i>Factor de corrección del cortante basal en el sentido Y</i>	46
Tabla 21. <i>Fuerzas sísmicas reducidas</i>	47
Tabla 22. <i>Característica del estribo</i>	54

Tabla 23. <i>Área de acero sobre separación</i>	54
Tabla 24. <i>Acero suministrado</i>	57
Tabla 25. <i>Acero suministrado sobre requerido</i>	57
Tabla 26. <i>Volumen de concreto y acero de cada modelo</i>	60
Tabla 27. <i>Porcentaje de aumento del concreto y acero</i>	62
Tabla 28. <i>Cantidades de acero</i>	63
Tabla 29. <i>Porcentajes de acero</i>	63
Tabla 30. <i>Cantidades de concreto</i>	65
Tabla 31. <i>Porcentajes de concreto</i>	65

Resumen

El presente proyecto muestra la incidencia en las cantidades de obra de una estructura de concreto reforzado, en el cual se contrastarán variables como el concreto y el refuerzo longitudinal y transversal de los elementos que hacen parte de la resistencia sísmica de la estructura, específicamente vigas y columnas. Es por ello que, con base en tres (3) estructuras de concreto reforzado, de las cuales, dos de ellas disponen de elementos estructurales en planta de manera variable, lo cual genera una torsión inducida en la estructura, con el fin de producir una irregularidad torsional, la cual está definida en el artículo A.3, tabla A3-6 de la NSR-10, como irregularidad torsional o de tipo 1aP y torsional extrema o de tipo 1bP, contrastadas con un modelo de referencia, el cual no presenta ningún tipo de irregularidad. Los modelos son analizados en el software de modelamiento estructural ETABS® 2017, cumpliendo con los parámetros de diseño y análisis sísmico establecidos en la Norma de Diseño Sismo Resistente NSR-10.

Palabras Clave: Irregularidad torsional, Concreto reforzado, Irregularidad en planta.

Abstract

The present work shows the incidence in the quantities of work of a reinforced concrete structure in which will be compare variables such as the concrete and the longitudinal and transversal reinforcement of the elements that are part of the seismic resistance of the structure specifically beams and columns will be contrasted. Therefore, three (3) structures based, two of them have structural elements in a variable way generating an induced torsion in the structure with the purpose of producing a torsional irregularity which is defined in title A [11] of the NSR-10 as torsional irregularity or type 1aP and extreme torsional or type 1bP contracted with a reference model which does not present any type of irregularity. The models are analyzed in the structural modeling software ETABS® 2017 complying with the design and seismic analysis parameters established in the Seismic Resistant Design Standard NSR-10.

Key Word: Torsional irregularity, reinforced concrete, plant irregularity.

Introducción

El presente proyecto dará a conocer la incidencia de la irregularidad torsional y torsional extrema en las cantidades de obra de una estructura de concreto reforzado, como el volumen de concreto y el refuerzo requerido en sus elementos estructurales, los cuales conforman el sistema de resistencia sísmica de la edificación. Con dicha finalidad se emplearán tres (3) modelos matemáticos en el software de diseño Etabs® 2017, con área en planta, sistema estructural de tipo a porticado, altura de entre piso, volumen de concreto inicial y sobre carga impuesta de manera invariable, analizados y diseñados bajo los lineamientos de la Norma de diseño y construcción sismo resistente NSR-10.

Dado que la disposición de los elementos estructurales en una planta arquitectónica predispone la respuesta dinámica de la estructura, es decir, una distribución simétrica evitaría irregularidades en la estructura, manteniendo los espacios arquitectónicos de una manera funcional, posibilitando la creación de sistemas o ejes de referencia, además de generar la disposición puntual de elementos [1], para consigo evitar la clasificación de la estructura como irregular, si bien sea, irregularidad en planta, altura o ausencia de redundancia. En la irregularidad en planta se encuentra entre estas, la irregularidad de tipo torsional o 1aP y torsional extrema o 1bP, las cuales usualmente generan una mayor discrepancia entre la disposición de los elementos estructurales y la disposición de los espacios arquitectónicos, es por ello por lo que este tipo de irregularidad se presenta debido a que, “el centro de masa y rigidez no coinciden al momento de un sismo, generando una torsión grande en elementos verticales de la estructura” [2], la cual incrementa los esfuerzos en los elementos estructurales generando un incremento en los materiales requeridos.

Es por ello por lo que, el presente proyecto presenta un análisis comparativo entre estructuras similares, las cuales están sujetas a la variación de los elementos estructurales en planta con el fin

de inducir una torsión, estimando los incrementos que se puedan presentar en los materiales requeridos para el diseño de la estructura.

1. Planteamiento del problema

Las edificaciones que presentan una configuración estructural irregular en planta, altura o ausencia de redundancia, conllevan a la clasificación de la estructura como irregular, por lo que, “La configuración irregular ya sea en planta o en elevación se reconoce como una de las principales causas de falla durante los terremotos, especialmente las estructuras irregulares las cuales están ubicadas en zonas sísmicas altas son motivo de preocupación” [3], además de generar consigo una respuesta dinámica alterada en la estructura, como lo describe [4], debido a que, “La introducción de irregularidades en la estructura del edificio dará como resultado un comportamiento crítico de la estructura bajo un terremoto en términos de período, deriva, desplazamiento y cizallamiento de base” trayendo consigo modos de oscilación indeseados, generando a su vez esfuerzos adicionales en sus elementos estructurales, además de convertir su traslación lateral en grandes efectos de torsión [2].

Sin duda alguna, estos efectos indeseados aumentan con un mayor grado de irregularidad en la estructura, en especial la irregularidad torsional y torsional extrema, las cuales, bajo la acción de una carga dinámica como un sismo, traen consigo efectos torsionales y una mayor concentración de esfuerzos en sus elementos estructurales, ya que estos están encargados de la disipación de energía liberada por el terreno.

Por otra parte, la amenaza sísmica, aunque esta no se puede controlar, debido a que es una característica natural del lugar, si influye en la estructura directamente, debido a que los lugares con una mayor amenaza sísmica generan aceleraciones de mayor magnitud, trayendo una alta posibilidad de sufrir daños en sus elementos estructurales, siendo la escuela secundaria de

Anchorage, Alaska, en 1964 (figura 1) un claro ejemplo de la incidencia de la irregularidad torsional presente en su estructura, en la cual se evidencia la rotura de sus nodos y columnas perimetrales, producto de la alta concentración de esfuerzos torsionales y excesivos desplazamientos laterales como lo describe [2].



Figura 1. Escuela secundaria en Alaska posterior al sismo, 1964.

Adapto de “Evaluation of plan configuration irregularity effects on seismic response demands of L-shaped MRF buildings”, por Abdel Raheem, Momen M, 2018.

Así mismo, esta irregularidad torsional es ocasionada debido a que generalmente “el centro de masa y rigidez no coinciden al momento de un sismo, generando una torsión grande en elementos verticales de la estructura” [2], ocasionando consigo desplazamientos diferenciales en sus esquinas los cuales conllevan a la clasificación de la estructura como irregular según sea su irregularidad.

Es por lo que, la irregularidad torsional presente en la edificación se relaciona directamente con la respuesta estructural bajo condiciones dinámicas, debido a que aumentan consigo la concentración de esfuerzos en sus elementos, producto de la torsión generada, lo cual conlleva a estructuras más robustas.

1.2 Pregunta de investigación

¿Cuál es la incidencia en el volumen de concreto y refuerzo longitudinal y transversal requerido en una estructura, debido a la irregularidad torsional y torsional extrema inducida por la distribución de sus elementos de manera variable en un sistema estructural aporticado?

1.3 Justificación

El presente proyecto busca establecer la relación en el aumento de las cantidades de obra de una estructura, como el volumen de concreto y el refuerzo longitudinal y transversal requerido por sus elementos debido a la irregularidad torsional y torsional extrema respectivamente.

Asimismo, se consideran los efectos torsionales inducidos en la estructura producto de la configuración estructural en planta de forma variable, ya que “las estructuras con irregularidad experimentan modos de vibración indeseados y la traslación lateral se convierte en grandes efectos de torsión” [2], además, “en muchos casos, las condiciones de diseño arquitectónico hacen que una edificación sea altamente asimétrica” [5], lo que conlleva al aumento de sus elementos estructurales, que se traduce como un incremento en las cantidades de obra, sin tener un referente con el cual se evidencia el incremento debido a estos efectos.

Es por esto que, a partir de tres (3) modelos matemáticos de concreto reforzado y tipo aporticado con forma cuadrada y disposición de sus elementos estructurales de forma variable en planta, lo cual genera una torsión inducida en la estructura, de los cuales dos (2) modelos presentan una irregularidad torsional y torsional extrema respectivamente, esta variación en la posición de los elementos estructurales se hace en base a los resultados presentados por Özmen [6], en el cual se evidencia un aumento del coeficiente torsional en la estructura debido a una mayor excentricidad entre el centro de masa y rigidez de la estructura producto de la posición de sus elementos, junto con un (1) modelo de referencia, el cual no presenta ningún tipo de irregularidad y su modo será

netamente traslacional, mediante un análisis modal espectral con el cual se podrá demostrar el objetivo del proyecto y así establecer la incidencia de esta irregularidad en la estructura.

1.4 Hipótesis

La disposición de los elementos estructurales en planta, establece el centro de rigidez de la estructura, en la cual si se induce una discrepancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, esta podrá generar efectos torsionales, por lo cual “Al aumentar la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, la construcción es forzada a girar alrededor de la sección estructural y es sometida a grandes momentos de torsión” [7], lo cual conlleva a una demanda-respuesta mayor y los elementos estructurales con mayor excentricidad se verán afectados por la torsión como lo define [8], de esta manera se podrá evidenciar el incremento en las cantidades de obra debido a los efectos torsionales. (p.5).

1.5 Alcance

El alcance de este proyecto será estimar la incidencia de la irregularidad torsional y torsional extrema en una (1) estructura de concreto reforzado con sistema estructural de tipo aporticado, con una resistencia a la compresión de 28 MPa y un acero de refuerzo transversal con un módulo de elasticidad de 420 MPa, de los respectivos elementos estructurales que hacen parte de la resistencia sísmica, especialmente columnas y vigas, junto con sus respectivas memorias de cálculo.

Para esto se dispone inicialmente de un (1) modelo estructural desarrollados con área de 144 m² en planta y forma cuadrada, junto con su altura de entre piso de 2,4 m, con un número máximo de cinco (5) y carga sobre impuesta de acuerdo con el uso, serán de manera invariable. Posteriormente se dividirán en dos (2) modelos matemáticos con el fin de establecer una comparación entre el modelo de referencia o sin irregularidad torsional y los modelos con irregularidad torsional y torsional extrema respectivamente.

La disposición de elementos arquitectónicos que hacen parte de la edificación como lo son las escaleras o elevador, serán dispuestos de manera variable en planta, cuya finalidad es provocar los dos (2) tipos de irregularidad definidos en el Reglamento de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.

El proyecto contempla el diseño, chequeo y cantidades de obra como volumen de concreto y refuerzo longitudinal y transversal de acero, también memorias de cálculo y planos estructurales de los elementos de la edificación mencionados anteriormente, siguiendo los lineamientos dinámicos y de diseño establecidos en la NSR-10, específicamente en el título A, B y C respectivamente.

La edificación se encuentra ubicada en el municipio de Bucaramanga. No contempla el diseño de elementos como losas, escaleras, zapatas y cualquier otro elemento estructural que no haga parte de la resistencia sísmica de la estructura, sin embargo, se realiza el cálculo de deflexiones de la losa y vigas, con el fin de reducir la masa estructural. No se contempla la elaboración de presupuesto o todo tipo de costo relacionado con valores económicos monetarios.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Establecer la incidencia de la irregularidad torsional y torsional extrema en las cantidades de obra en tres estructuras de concreto reforzado con sistema estructural de tipo aporticado y planta cuadrada, variando la disposición de los elementos estructurales en planta. Diseñadas bajo los lineamientos de la NSR-10.

1.6.2 Objetivos Específicos

1. Realizar un modelo estructural de referencia, sin ningún tipo de irregularidad presente, con área, altura de entre piso, número de pisos, sobre carga impuesta y niveles invariables, en el

software de diseño estructural Etabs® 2017, cumpliendo los lineamientos sismo resistentes de la NSR-10.

2. Realizar dos modelos estructurales, con irregularidad torsional leve y extrema respectivamente, con área, altura de entre piso, número de pisos, sobre carga impuesta y niveles invariables, en el software de diseño estructural Etabs® 2017, cumpliendo los lineamientos sismo resistentes de la NSR-10.

3. Realizar el diseño de los elementos estructurales que hacen parte de la resistencia sísmica, de los tres modelos analizados, cumpliendo los lineamientos de la NSR-10.

4. Contrastar las cantidades de obra como volumen de concreto y kilogramos de acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales específicamente vigas y columnas de cada modelo estructural.

2. Marco Teórico o Estado del Arte

2.1 Filosofía del diseño.

“En los países donde el riesgo sísmico es alto el diseño apropiado para resistir las cargas por terremotos es de vital importancia en cualquier edificación” [5], es por esto que en la filosofía de diseño estructural se deben tener en cuenta conceptos de diseño seguro y eficientes como:

a. “Las estructuras deben resistir, en el rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran durante su vida útil” [5].

b. “Las estructuras deben resistir, en el rango lineal, un sismo severo que ocurra una sola vez durante su vida útil” [5].

En consecuencia, la NSR-10 tiene como por objeto la preservación y cuidado de las vidas humanas reduciendo en un mínimo el riesgo como se expresa en el apartado A.1.2.2.1 de la norma. Pese a que, “con frecuencia las edificaciones sometidas a sismos severos sufren daños

significativos, que incluso pueden llegar al colapso total de las mismas” [5], y asimismo, “en el diseño de edificios de gran altura, un aspecto importante es la capacidad del edificio para desempeñarse de manera satisfactoria bajo cargas laterales causadas por el viento o movimientos sísmicos del suelo” [8], con el fin de generar una respuesta satisfactoria en la estructura.

Además de esto, con el fin de considerar la incertidumbre en la estructura los códigos de diseño inducen una excentricidad accidental usualmente del 5%, es por esto que [2] recomienda:

Las respuestas estructurales, incluidos los momentos de flexión y las desviaciones, deben tenerse en cuenta en el modelo computacional para evitar fallas estructurales y efectos de construcción fuerte; la amplificación debe aumentar las excentricidades accidentales de carga lateral de $\pm 5\%$ (p.5).

Como se evidencia en el capítulo A de la NSR-10, esta hace referencia a toda la normatividad del diseño sismo resistente que rige a Colombia, la cual reglamenta en el inciso A.1.3.4, una serie de pasos en el diseño de nuevas edificaciones y los controles que se le deben hacer para el análisis sísmico de la edificación.

2.2 Amenaza sísmica

Para realizar un correcto análisis dinámico de la estructura, se debe clasificar de acuerdo con la ubicación espacial, su correspondiente categoría sísmica, la cual puede ser catalogada como zona de amenaza alta, media o baja, como se muestra en la figura 2.

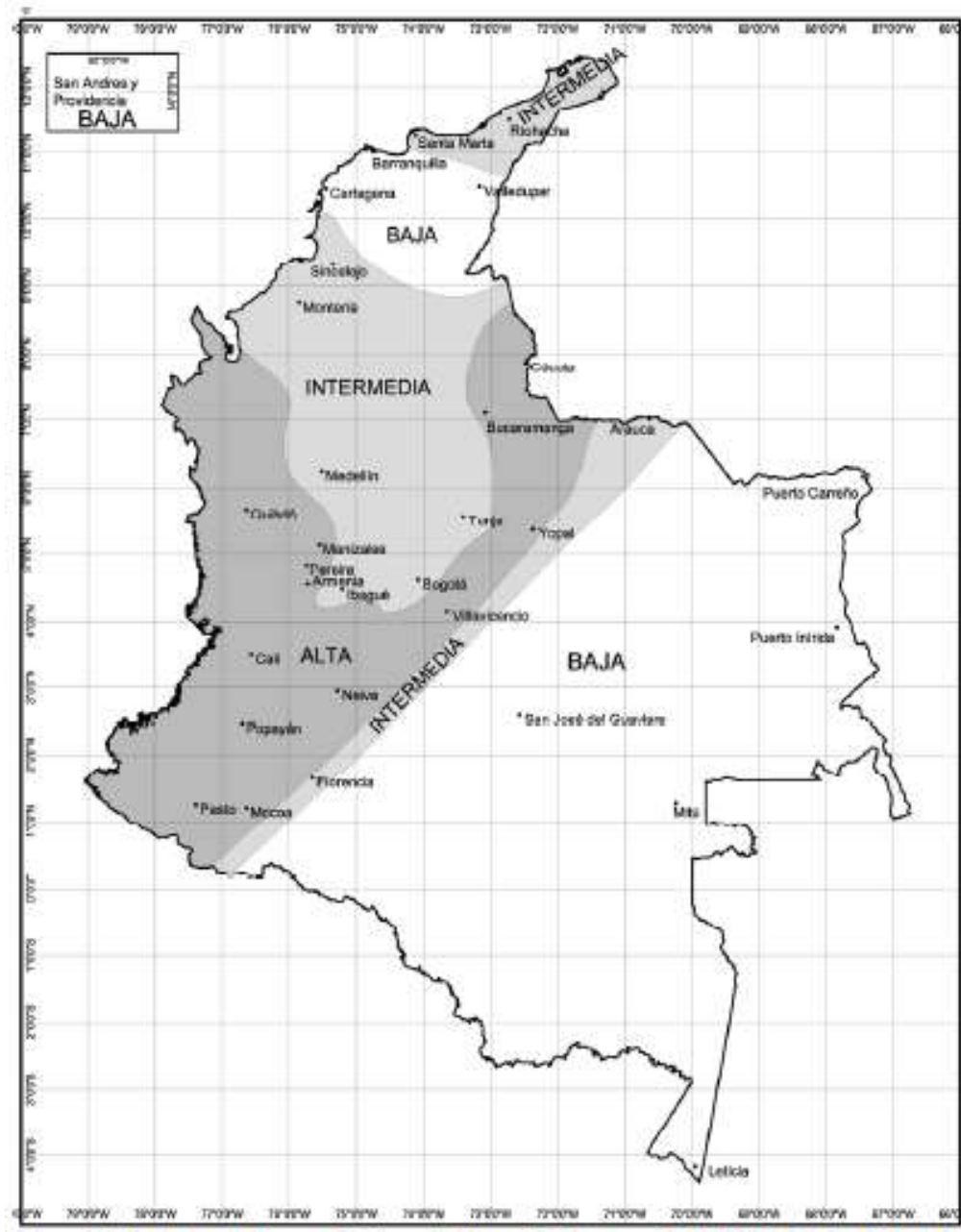


Figura 2. Mapa de amenaza sísmica en Colombia.

Adaptado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010.

Asimismo, se estiman coeficientes de aceleración sísmica particulares de la zona, como la aceleración horizontal pico efectiva A_a , y la velocidad horizontal pico efectiva A_v de la estructura respectivamente, junto con los coeficientes F_a y F_v que relacionan las características de la estratificación del suelo, acompañado del coeficiente de importancia de la estructura I (figura 3),

los cuales comprende el uso IV a las edificaciones indispensables, grupo III de atención a la comunidad, grupo II estructuras de ocupación especial y grupo I como estructuras de ocupación normal.

Grupo de Uso	Coefficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Figura 3. Coeficiente de importancia.

Adaptado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, 2010, p. A-26.

2.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía

Del mismo modo, el coeficiente de capacidad de disipación de energía R , el cual depende del grado de irregularidad en la estructura, en las cuales se pueden clasificar como, irregularidad en planta, en altura y por ausencia de redundancia en la estructura, ya que “si existe asimetría en geometría, rigidez o distribución de masa en el plano del edificio, la carga lateral conduce a respuestas torsionales y laterales” como lo dice [8].

En base a la ductilidad inherente del sistema estructural se considera el coeficiente R_o , el cual dependerá del tipo de sistema estructural empleado, es por ello por lo que, de llegar a presentar algún tipo de irregularidad la estructura, se deberá clasificar mediante las tablas A.3-6 y A.3-7 de la NSR-10 según sea el caso, además se definen los otros tipos irregularidad en la página A-42, A-43 y A-44 de la norma.

2.4 Irregularidad torsional en las estructuras.

“Debido al número infinito de variables en la configuración de una edificación, no ha sido practico para los códigos de construcción definir parámetros o reglas que se apliquen a cualquier

tipo de construcción” [5] (p.84), por lo cual se definen variables como la asimetría en el sistema estructural, y a su vez “la elección del tipo, grado y la ubicación de irregularidades en el diseño de estructuras es relevante, ya que ayuda a mejorar la utilidad y la estética de estructuras” [3], las cuales a su vez también producen efectos torsionales, como lo define [9].

Uno de los factores más importantes, que produce daños severos para las estructuras, incluso el colapso, es la respuesta torsional excesiva a menudo se debe a las asimetrías estructurales establecidas, en la mayoría de las reglas internacionales, por una clasificación estructural que caracteriza las estructuras regulares e irregulares, restringiendo el uso de métodos de análisis basados en osciladores de un grado de libertad.

Es debido a esto que, “es necesario analizar estas estructuras irregulares, no con el método de carga estática equivalente, sino con métodos más precisos como el método de análisis modal” [5] (p.84), y “para edificios irregulares, que no satisfacen los criterios de regularidad proporcionados por los códigos, el análisis estructural es basado en un análisis dinámico multimodal” [9].

Algunos factores que pueden causar este efecto como lo define [10] son:

- Geometría plana de estructuras.
- Ubicación de centros de masa y rigidez.
- Numero de pisos.
- Discontinuidades en vigas.
- Si la rigidez de la estructura en ambas direcciones estructurales es diferente de cada otro.

Además los efectos torsionales en las estructuras, “hacen que las columnas más alejadas del centro estén sometidas a grandes derivas mientras que la pared central está sometida a gran concentración de tensiones por su gran rigidez” [5] (p.85).

Así mismo, el punto de aplicación de la magnitud de la carga es definido [8] “como la distancia entre el centro de rigidez de cada nivel y la resultante de la fuerza” (p. 1), adicionalmente, Humar, 1984, define al centro de rigidez como el punto a través del cual la fuerza lateral resultante en ese piso puede pasar [8], y es por esto que [8] hace énfasis en que es habitual que el elemento más alejado del centro de rigidez sea el más susceptible a sufrir el efecto torsional (p.5).

En ese orden de ideas, se hace énfasis en que la simetría de la estructura no está solo en la forma de esta, sino también en los detalles del diseño y construcción [5], ya que “los complejos planes de construcción conducen a sistemas estructurales asimétricos e irregulares, que es la razón principal de la torsión bajo cargas sísmicas” [7], las cuales presentan de manera frecuente fisuramiento en sus elementos estructurales como columnas o muros.

No obstante, cabe resaltar que las disposiciones en sus elementos estructurales de forma variable se realizan en base a los resultados presentados por Özmen [6], en el cual debido a la posición, específicamente un muro de corte, incrementan los coeficientes torsionales en la estructura.

Es por esto que, el centro de rigidez junto con su distribución de resistencia de los elementos a fuerzas horizontales, producen una asimetría dinámica combinada con efectos torsionales [5], producto de la excentricidad presente en la estructura, conlleva a una respuesta torsional por parte de la edificación, cuyas disposiciones de torsión son estrictamente aplicables a edificios excéntricos donde los centros de masa y rigidez estén ubicados en dos líneas diferentes [8].

Así mismo, “una estructura al ser clasificada como irregular debe proporcionársele una mayor rigidez, mediante la reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0 ” [5] (p.86), cuya ductilidad inherente se ve afectada, por lo cual, mediante factores como la

irregularidad en planta, altura y ausencia de redundancia, los cuales se pueden estimar en el artículo A.3.2 de la NSR-10; contrarrestan la respuesta dinámica de la estructura.

Este coeficiente de disipación de energía es inversamente proporcional a la fuerza de diseño E , por lo tanto, a un mayor grado de irregularidad, habrá una demanda mayor por parte de la estructura.

2.5 Derivas

Así mismo, la deriva en una estructura es el desplazamiento diferencial entre pisos, para esto en el apartado A.6.4 de la NSR-10, se encuentra el límite de deriva permitido, las cuales estarán determinadas por la figura 4, donde h_{pi} , es la altura de cada entre piso de la estructura.

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Figura 4. Derivas máximas como porcentaje de h_{pi} .

Adaptado del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, 2010, p. A-76.

Sin embargo, cuando se presentan irregularidades de tipo 1aP y 1bP, la norma en su apartado A.6.3 deriva máxima, esta deberá tener en cuenta los desplazamientos generados por el efecto p-delta, junto con los desplazamientos horizontales debido a los efectos torsionales presentes en la estructura, más el desplazamiento del centro de masa respectivo de cada nivel.

2.6 Combinaciones de diseño.

Con base al Título B, de la NSR-10, en su apartado B.2.4.2, combinaciones básicas, se realizará el diseño de los elementos estructurales, las cuales son:

Tabla 1. *Combos de diseño*

Combos de diseño B.2.4.2 NSR-10		
1,4D.	1,2D - Ex + 0,3Ey + L.	0,9D - Ex - 0,3Ey.
1,2D + 1,6L + 0,5Lr.	1,2D + Ey + 0,3Ex + L.	0,9D + Ex - 0,3Ey.
1,2D + 1,6Lr + L.	1,2D - Ey - 0,3Ex + L.	0,9D - Ex + 0,3Ey.
1,2D + L + 0,5Lr.	1,2D + Ey - 0,3Ex + L.	0,9D + Ey + 0,3Ex.
1,2D + Ex + 0,3Ey + L.	1,2D - Ey + 0,3Ex + L.	0,9D - Ey - 0,3Ex.
1,2D - Ex - 0,3Ey + L.	0,9D.	0,9D + Ey - 0,3Ex.
1,2D + Ex - 0,3Ey + L.	0,9D + Ex + 0,3Ey.	0,9D - Ey + 0,3Ex.

Nota: Combinaciones de diseño descritas en el apartado B.2.4.2 de la NSR-10.

Donde las fuerzas de reducción, E, son expresadas en términos de fuerza divididas por el coeficiente de disipación de energía R, para ello se usará en el diseño el 30% de la fuerza en cada sentido respectivamente con el fin de considerar la direccionalidad sísmica.

2.7 Predimensionamiento.

Con base a los requerimientos de diseño establecidos en la NSR-10, título C [14], los elementos estructurales como vigas y columnas deben cumplir algunos requerimientos geométricos y normativos con el fin de controlar la esbeltez de la viga y estos se vean afectados por problemas de pandeo lateral, algunos de estos requisitos son:

2.7.1 vigas. La NSR-10, establece en el artículo C.21.5.1.3, la dimensión mínima de base para los elementos tipo vigas en zonas de tipo DES, las cuales son: 25 cm o 0.3h, la que sea mayor. Además de esto, establece algunos requisitos extras como lo son:

1. Los elementos que trabajan a flexión, con cargas bajas no debe exceder el $0,10 \cdot f'_c \cdot A_g$, donde A_g es el área transversal del elemento. NSR-10, sec. C.21.5.1.1
2. La luz libre del elemento no debe ser menor a 4h. NSR-10, sec. C.21.5.1.2

3. La base de la viga no debe exceder el ancho de su apoyo más una distancia: a. El ancho del elemento. b. 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo. NSR-10, sec. C.21.5.1.4.

4. Se debe controlar la relación de esbeltez en elementos como vigas, con el fin de evitar el pandeo lateral, requerimiento general $\frac{L_{libre}}{b} \leq 50$ (NSR-10 Sec. C.10.4.1).

Con base en las ecuaciones establecidas del Título C, artículo C.9.5.2.3 se controlan las deflexiones inmediatas de los elementos tipo viga y losa, las cuales se pueden observar en el apéndice A y B respectivamente, con el fin de realizar un diseño más eficiente.

2.7.2 columnas. Estos elementos son definidos por la NSR-10 sec. C.2.2, como elementos estructurales los cuales están sujetos principalmente a carga axial, además de estar acompañada por flexión, torsión y cortante. Para las columnas, la dimensión mínima del elemento para estructuras con energía de disipación alta es de 30 cm, pero su área no puede ser menor a 900 cm², según lo establecido en la artículo C.21.6.1.1 y su relación de esbeltez debe ser $\frac{Altura\ de\ entrepiso}{h} \geq 16$, además de esto, algunos requisitos geométricos adicionales son:

1. La relación entre las dimensiones no podrá ser menor a 0.40 cm. NSR-10 sec. C.21.6.1.2.
2. La cuantía mínima de acero longitudinal no podrá ser menor al 1% y superior al 4%. NSR-10. Secc. C.10.9.1.
3. Se deben hacer traslapes del 50%, ubicados en la sección intermedia del elemento. NSR-10. Sec. C.21.6.3.3.

3. Descripción del proyecto

De acuerdo con los lineamientos establecidos por la NSR-10, se establecen los requerimientos normativos y criterios de análisis y diseño de los elementos como se observa a continuación.

3.1 Especificaciones de los materiales

Los materiales empleados basado en los lineamientos normativos del título C de la NSR-10 para el diseño de los elementos estructurales basados son:

3.1.1 concreto no confinado. En consideración con los requisitos presentados en el artículo C.1.1.1 de la NSR-10, se contempla una resistencia a la compresión del concreto de 28 MPa para el diseño de los elementos estructurales, el cual posee una densidad aproximada de 24 kN/m^3 , en el cual no se tiene certeza en la calidad de los agregados gruesos, por lo tanto, se usará la ecuación $E = 3900 * \sqrt{f'_c}$, con un valor estimado en 20636,86 MPa.

3.1.2 acero. Este material aporta ductilidad, dotando al sistema de una mayor capacidad de deformación evitando fallas explosivas; las barras de acero de refuerzo para las estructuras de concreto armado deberán ser corrugadas con el fin de mejorar la adhesión entre el concreto y el acero, evitando la generación de un esfuerzo cortante entre estos dos materiales.

En consideración con el artículo C.8.5.2 de la NSR-10, el módulo de elasticidad del material para acero no presforzado de 200.000 MPa, con un esfuerzo a la fluencia f_y igual a 420 MPa.

3.2 Modelo matemático

El modelo matemático debe describir la distribución espacial de la masa y la rigidez, descrito en el título A [12], capítulo A.5.2.1, con el fin de calcular respuestas dinámicas. Para esto se emplearán modelos tridimensionales con diafragma rígido, los cuales se describen como infinitamente rígidos en su propio plano y la masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa [12].

3.3 Modelos empleados

A continuación, se describirán brevemente los modelos matemáticos elaborados en el software de diseño Etabs® 2017 bajo los lineamientos de la NSR-10, no obstante, cabe resaltar que estos modelos son hipotéticos y sus diferentes características no son producto de ninguna estructura real.

El sistema estructural empleado es de tipo aporticado, el cual cuenta con vanos de cuatro (4) metros y una altura de entre piso típica de 2,4 m, cuatro (4) ejes del sentido X y Y, cinco (5) niveles para una altura total de 12 metros, con un área de 144 m², cada uno con acceso mediante escaleras y ascensor autoportantes.

El sistema de entrepiso será de tipo losa maciza apoyada en una dirección con un espesor de 15 cm, esta dimensión se establece con base en el análisis de deflexiones inmediatas descritas en el título C [14], art 9.5.2.3, cuyo procedimiento se puede observar en el apéndice A.

3.3.1 modelo 1. El modelado y análisis del modelo 1 realizado en el software de diseño Etabs® 2017, con las características de los materiales descritos en la sección 9.3, además cuenta con una disposición simétrica de sus elementos estructurales.

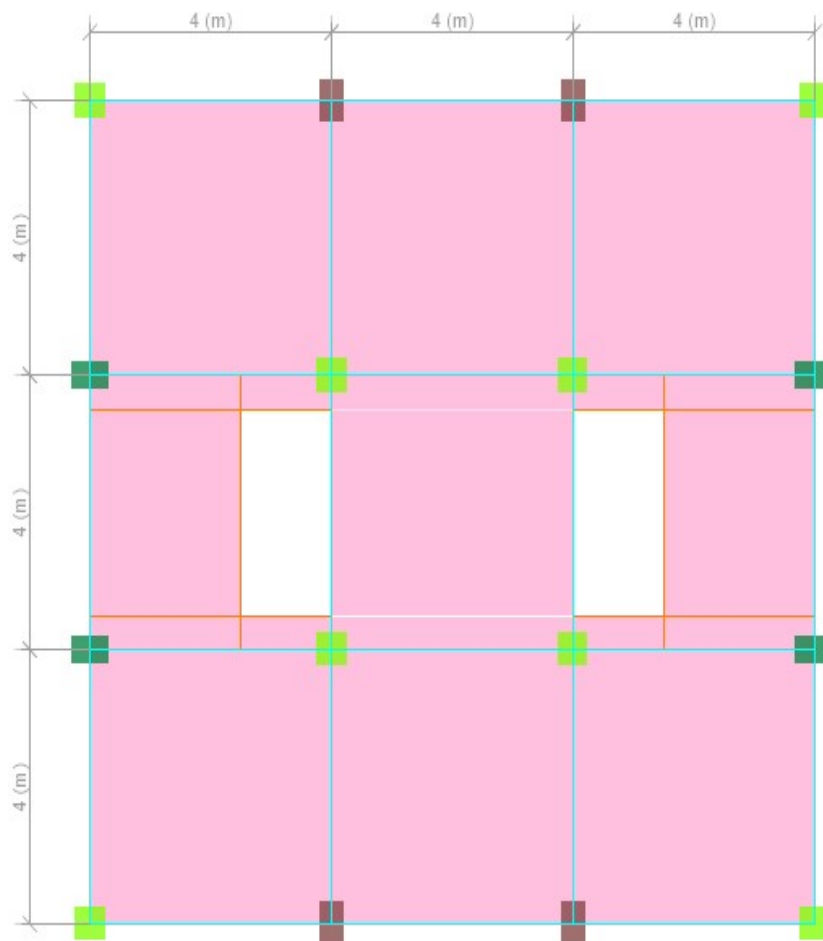


Figura 5. Planta modelo 1.
Adaptado del software Etabs® 2017.

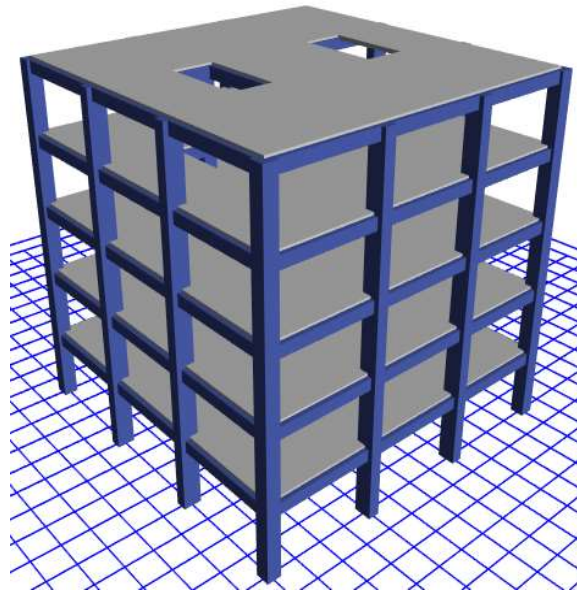


Figura 6. Render modelo 1.
Adaptado del software Etabs® 2017.

En el cual, la participación de sus masas en sus modos de vibración fueron las siguientes (tabla 2), alcanzando su participación modal de al menos el 90% en su modo de vibración 4.

Tabla 2. Participación de la masa modelo 1

Modo	X	Y
1	0	0,805
2	0,805	0,805
3	0,805	0,805
4	0,805	0,920
5	0,920	0,920
6	0,920	0,920
7	0,920	0,968
8	0,969	0,968

Nota: Participación de la masa en el análisis modal, modelo 1.

Cuyos centros de masa y centros de rigidez por nivel se encuentran ubicados respectivamente de la siguiente manera (tabla 3):

Tabla 3. *Centros de masa y rigidez del modelo 1*

Nivel	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
5	6 m	6 m	6,0002 m	6,0001 m
4	6 m	6 m	6,0002 m	6,0001 m
3	6 m	6 m	6,0001 m	6,0001 m
2	6 m	6 m	6,0001 m	6,0001 m
1	6 m	6 m	6,0001 m	6 m

Nota: Ubicación del centro de masa y rigidez del modelo 1.

En el cual sus elementos tipo viga, siguiendo los lineamientos normativos y geométricos descritos en la sección 2.7.1 del presente trabajo y mediante un análisis de deflexiones inmediatas (ver apéndice B) descritas en el título C [14], art 9.5.2.3, se establece una sección inicial de 300 x 400 mm.

Además, se establecen dos (2) secciones tipo columna, siguiendo los requerimientos normativos y descritos en la sección 2.7.2 del presente trabajo, cuya área inicial es igual, estas secciones cuentan con dimensiones de 500 x 500 mm en verde en la figura 5 y 400 x 625 mm, cuya área transversal es 0,25 m².

3.3.2 modelo 2. El modelo 2 conserva las propiedades de los materiales presentes en el modelo 1, al igual que las dimensiones iniciales de sus elementos, pero cuenta con cambios en su estructura como la posición de las columnas C2, C3, D2 y D3, en congruencia con Özmen, además de una disposición de las escaleras y ascensor en planta diferente al modelo 1, estos cambios se realizan con el fin de generar una torsión inducida en la estructura.



Figura 7. Planta modelo 2.
Adaptado del software Etabs® 2017.



Figura 8. Render modelo 2.
Adaptado del software Etabs® 2017.

El cual cuenta con una participación de su masa modal al menos del 90% en su modo 4, como se observa en la tabla 4:

Tabla 4. *Participación de la masa modelo 2*

Modo	X	Y
1	0,796	0
2	0,796	0,788
3	0,797	0,788
4	0,915	0,788
5	0,915	0,911
6	0,915	0,911
7	0,966	0,911
8	0,966	0,965

Nota: Participación de la masa en el análisis modal, modelo 2.

Cuyos centros de masa y centros de rigidez por nivel se encuentran ubicados respectivamente de la siguiente manera (tabla 5):

Tabla 5. *Centros de masa y rigidez del modelo 2*

Nivel	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
5	6 m	6,1296 m	6 m	5,9969 m
4	6 m	6,121 m	6 m	5,9971 m
3	6 m	6,1183 m	6 m	5,9974 m
2	6 m	6,117 m	6 m	5,998 m
1	6 m	6,1162 m	6	5,999 m

Nota: Ubicación del centro de masa y rigidez del modelo 2.

3.3.3 modelo 3. Con el fin de inducir una torsión extrema en la estructura, se presenta una configuración estructural asimétrica. Este modelo conserva las dimensiones iniciales en sus elementos estructurales, además, conserva la posición de las escaleras y ascensor como se observa en el modelo 2.

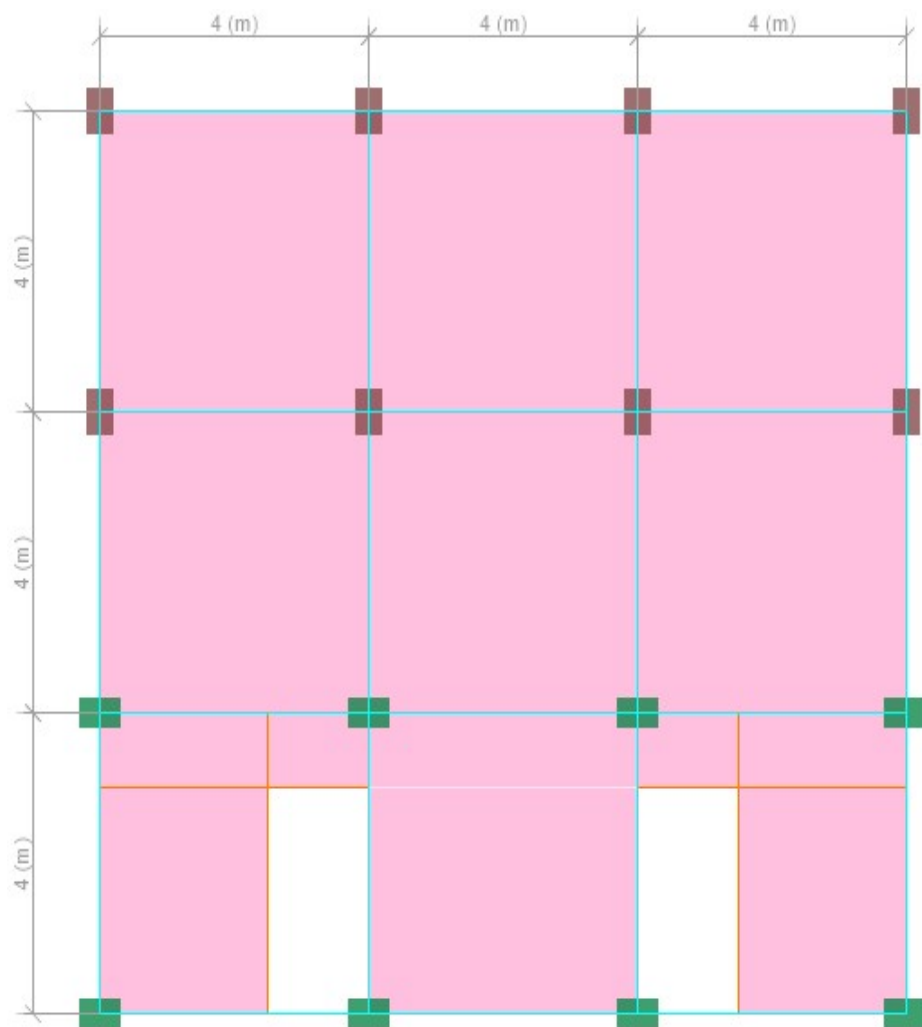


Figura 9. Planta modelo 3.
Adaptado del software Etabs® 2017.

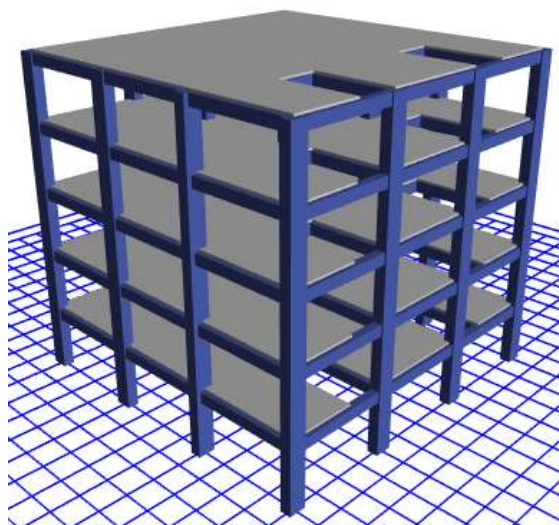


Figura 10. Render modelo 3.
Adaptado del software Etabs® 2017.

En el cual se ve reflejado una participación modal menor que los modelos anteriormente expuestos, alcanzando así el 90% en su modo 5 como se observa en la tabla 6:

Tabla 6. *Participación de la masa modelo 3*

Modo	X	Y
1	0,731	0
2	0,731	0,771
3	0,773	0,771
4	0,888	0,771
5	0,888	0,905
6	0,906	0,905
7	0,951	0,905
8	0,951	0,963

Nota: Participación de la masa en el análisis modal, modelo 3.

En el cual, sus centros de masa y rigidez se encuentran ubicados de la siguiente manera como se aprecia en la tabla 7:

Tabla 7. *Centros de masa y rigidez del modelo 3*

Nivel	X _{cm}	Y _{cm}	X _{cr}	Y _{cr}
5	6 m	6,126 m	5,9999 m	5,548 m
4	6 m	6,116 m	6 m	5,370 m
3	6 m	6,112 m	6 m	5,179 m
2	6 m	6,111 m	6 m	4,948 m
1	6 m	6,110 m	6 m	4,667 m

Nota: Ubicación del centro de masa y rigidez del modelo 3.

3.4 Ubicación

La estructura estará ubicada en el municipio de Bucaramanga Santander, la cual se clasificará como DES (elemento especial de disipación de energía) debido al emplazamiento de la estructura.

3.5 Coeficientes sísmicos y geológicos

De acuerdo con la ubicación de la estructura y con base en el apéndice A-4 de la NSR-10, se definen los coeficientes sísmicos respectivos, los cuales se observa en la tabla 8.

Tabla 8. *Coeficientes sísmicos de Bucaramanga*

A _a	A _v	A _e	A _d	F _v	F _a	I	P _s
0,25	0,25	0,15	0,09	1,9	1,3	1	D

Nota: Valores sísmicos de acuerdo con la ubicación de la estructura.

A_a: Aceleración pico efectiva.

A_v: Velocidad horizontal pico efectiva.

A_e: Aceleración pico efectiva reducida para el diseño con seguridad limitada.

A_d: Aceleración pico efectiva para el umbral de daño.

F_v: Coeficiente de amplificación (periodos intermedios).

F_a: Coeficiente de amplificación (periodos cortos).

I: Coeficiente de importancia.

Ps: Perfil del suelo.

3.6 Evaluación de cargas

Con base a los lineamientos normativos del Título B [13] de la NSR-10, en su tabla B.3.4.3-1 y B.4.2.1-1, se asumen los valores mínimos dados para cargas permanentes y variables para una estructura cuyo uso son oficinas como se observa en la tabla 9, infiriendo que los elementos estructurales proporcionan una correcta distribución de las cargas y solicitaciones.

Tabla 9. *Carga sobre impuesta*

Carga permanente entrepiso	2 kN/m ²
Carga permanente cubierta	2,2 kN/m ²
Carga variable oficina entrepiso	2 kN/m ²
Carga variable pasillo entrepiso	3 kN/m ²
Carga permanente cubierta	2 kN/m ²

Nota: Carga sobre impuesta en la edificación de acuerdo con el uso.

3.7 Análisis de irregularidades

Debido a las disposiciones presentadas en el artículo A.3.3.3 de la NSR-10, las estructuras deberán clasificarse como regular o según sea el tipo de irregularidad presente en la estructura, como irregular, por lo cual, el coeficiente de disipación de energía R , deberá ser reducido multiplicándolo por los coeficientes de irregularidades presentes como la irregularidad en planta, irregularidad en altura y en ausencia de redundancia, acompañado de su coeficiente de disipación de energía básico R_o , como se observa a continuación:

$$R = \Phi_a * \Phi_p * \Phi_r * R_o.$$

Φ_a : coeficiente de irregularidad en altura.

Φ_p : coeficiente de irregularidad en planta.

Φ_r : coeficiente causado por la ausencia de redundancia.

R_o : coeficiente de disipación de energía básico definido por cada sistema estructural.

Debido a que la estructura es un pórtico resistente a momentos con capacidad de disipación de energía DES, su R_o es de 7.

Es por ellos por lo que, a continuación, se presenta el análisis de irregularidades en planta y altura de cada modelo matemático.

Tabla 10. *Coeficiente de irregularidad en planta modelo 1*

Tipo	Irregularidad en planta	Si	No	Factor
1aP	Irregularidad Torsional		x	1
1bP	Irregularidad torsional extrema		x	1
2P	Retrocesos en las esquinas		x	1
3P	Discontinuidades en el diafragma		x	1
4P	Desplazamientos del plano de acción del elemento		x	1
5P	Sistemas no paralelos		x	1
Total				1

Nota: Análisis de irregularidad en planta modelo 1.

Tabla 11. *Coeficiente de irregularidad en altura modelo 1*

Tipo	Irregularidad en altura	Si	No	Factor
1aA	Piso flexible (irregularidad en rigidez)		x	1
1bA	Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez)		x	1
2A	Irregularidad en la distribución de masas		x	1
3A	Irregularidad geométrica		x	1
4A	Desplazamiento dentro de su plano de acción		x	1
5aA	Piso débil – Discontinuidad en la resistencia		x	1
5bA	Piso débil – Discontinuidad extrema en la resistencia		x	1
Total				1

Nota: Análisis de irregularidad en altura modelo 1.

Tabla 12. *Coficiente de irregularidad en planta modelo 2.*

Tipo	Irregularidad en planta	Si	No	Factor
1aP	Irregularidad Torsional	x		0,9
1bP	Irregularidad torsional extrema		x	1
2P	Retrocesos en las esquinas		x	1
3P	Discontinuidades en el diafragma		x	1
4P	Desplazamientos del plano de acción del elemento		x	1
5P	Sistemas no paralelos		x	1
		Total		0,9

Nota: Análisis de irregularidad en planta modelo 2.

Tabla 13. *Coficiente de irregularidad en altura modelo 2*

Tipo	Irregularidad en altura	Si	No	Factor
1aA	Piso flexible (irregularidad en rigidez)		x	1
1bA	Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez)		x	1
2A	Irregularidad en la distribución de masas		x	1
3A	Irregularidad geométrica		x	1
4A	Desplazamiento dentro de su plano de acción		x	1
5aA	Piso débil – Discontinuidad en la resistencia		x	1
5bA	Piso débil – Discontinuidad extrema en la resistencia		x	1
		Total		1

Nota: Análisis de irregularidad en altura modelo 2.

Tabla 14. *Coficiente de irregularidad en planta modelo 3*

Tipo	Irregularidad en planta	Si	No	Factor
1aP	Irregularidad Torsional		x	1
1bP	Irregularidad torsional extrema	x		0,8
2P	Retrocesos en las esquinas		x	1
3P	Discontinuidades en el diafragma		x	1
4P	Desplazamientos del plano de acción del elemento		x	1
5P	Sistemas no paralelos		x	1
		Total		0,8

Nota: Análisis de irregularidad en planta modelo 3.

Tabla 15. *Coficiente de irregularidad en altura modelo 3*

Tipo	Irregularidad en altura	Si	No	Factor
1aA	Piso flexible (irregularidad en rigidez)		x	1
1bA	Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez)		x	1
2A	Irregularidad en la distribución de masas		x	1
3A	Irregularidad geométrica		x	1
4A	Desplazamiento dentro de su plano de acción		x	1
5aA	Piso débil – Discontinuidad en la resistencia		x	1
5bA	Piso débil – Discontinuidad extrema en la resistencia		x	1
Total				1

Nota: Análisis de irregularidad en altura modelo 2.

El coeficiente por ausencia de redundancia es igual a 1, debido a que no cuenta con la discontinuidad en sus elementos verticales y posee 4 ejes estructurales, lo cual reduce la probabilidad de tener este tipo de irregularidad, como lo describe [11].

3.8 Ratio torsional

El coeficiente o ratio torsional, hace referencia a la relación entre dos magnitudes, la cual refleja la proporción entre estas; es por ello por lo que se determinan los desplazamientos máximos y mínimos en sus esquinas con los cuales se obtienen dichos coeficientes o ratios torsionales de los modelos 1, 2 y 3 respectivamente. No obstante, se chequean inicialmente los desplazamientos dados por cada modelo estructural con el fin de asegurar la validez de los resultados presentados a continuación.

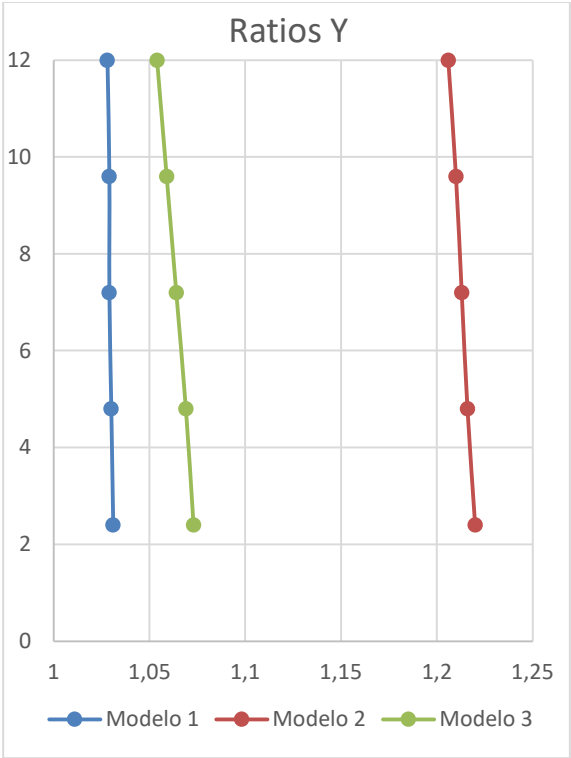


Figura 11. Ratios torsionales Y.

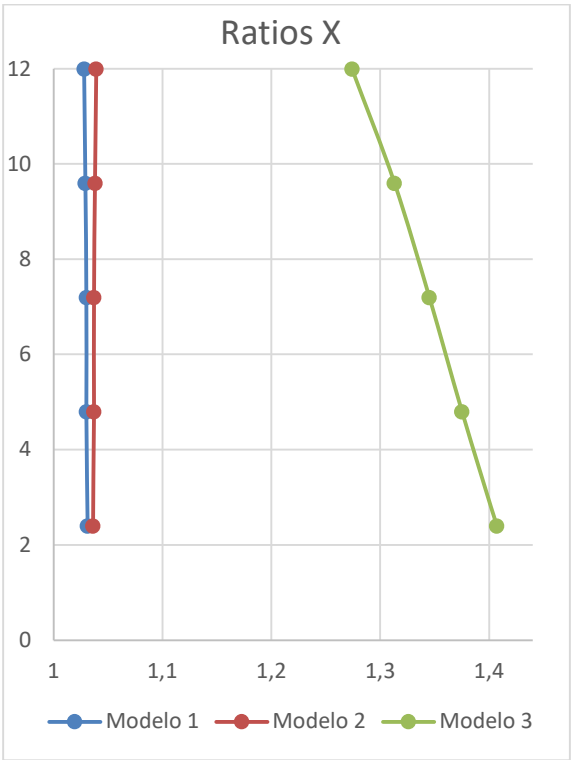


Figura 12. Ratios torsionales X.

Es por esto por lo que los modelos presentan una caracterización de la siguiente manera:

- Modelo 1: Sin presencia de algún tipo de irregularidad.
- Modelo 2: Presenta irregularidad torsional en el sentido Y.
- Modelo 3: Presenta irregularidad torsional en el sentido X.

3.9 Coeficiente de capacidad de disipación de energía

El coeficiente de capacidad de disipación de energía R , modifica la respuesta sísmica de la estructura, las cuales parten de aproximaciones empíricas que consideran el amortiguamiento y la capacidad de la estructura al desarrollar deformaciones inelásticas [5]. Mediante el análisis de irregularidades expuestos en la sección 3.7 del presente trabajo, se establecen los siguientes coeficientes de disipación de energía R como se observa en la tabla 16.

Tabla 16. *Coeficiente de disipación de energía de cada modelo*

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
R	7	6,3	5,6

Nota: Valor de R para cada modelo.

3.10 Fuerzas sísmicas de diseño

3.10.1 espectro de diseño. “Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento que tienen los sistemas de un grado de libertad durante un sismo” [12].

Con base a los anteriores coeficientes sísmicos presentados en la tabla 8 del presente trabajo, se define un espectro de respuesta elástico para el valor de aceleración espectral, este espectro está en función de los periodos T_0 , T_c y T_l dados por las ecuaciones A.2.6-6, A.2.6-2 y A.2.6-4 respectivamente de la NSR-10, Título A [12], como se observa en la tabla 17.

Tabla 17. *Periodos de la estructura según los coeficientes sísmicos de la zona*

T0 (s)	Tc (s)	Tl (s)
0,146	0,702	4,56

Nota: Valores de periodo cortos y largos del espectro.

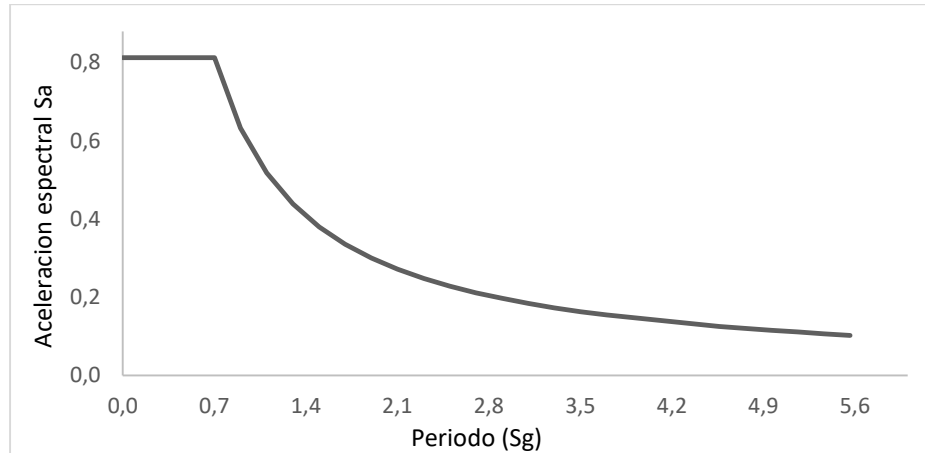


Figura 13. Espectro elástico de aceleraciones.

3.10.2 método de fuerza horizontal equivalente (FHE). “El método de fuerza horizontal equivalente (FHE) es una aproximación al comportamiento de un oscilador con un grado de libertad” [15], en el cual mediante los coeficientes sísmicos descritos en la tabla 8, se reemplaza el sismo por fuerzas equivalentes horizontales aplicadas en cada nivel de la estructura, las cuales equilibran el cortante de base en la estructura.

A continuación, se podrán observar los diferentes parámetros obtenidos y suministrados para el análisis del método de FHE de los modelos empleados, cuyos parámetros están delimitados por el periodo máximo denotado por la ecuación A.4.2-3 y esta a su vez relaciona la tabla A.4.2-1 del Título A de la NSR-10, para lo cual se establece un periodo máximo de 0,439 segundos.

Dando cumplimiento a estos requisitos, se calculó el coeficiente de pseudo aceleración (S_a) con su respectivo exponente k , la cual depende del periodo fundamental de la estructura, debido a que

estos parámetros son esenciales para la definición de la fuerza horizontal equivalente (FHE) como requisito de análisis.

Con base en el artículo A.4.3.2, inciso a, b y c de la NSR-10, se calculó el coeficiente k correspondiente de la siguiente manera:

Para T menor o igual a 0,5 segundos, $k=1.0$.

Para T entre 0,5 y 2,5 segundos, $k=0,75+0,5T$.

Para T mayor que 2,5 segundos, $k=2.0$.

En la tabla 18 se pueden observar los respectivos valores asociados al periodo, k y S_a de los modelos, donde el modelo 1 es sin torsión, el modelo 2 presenta la irregularidad torsional y modelo 3 con irregularidad torsional extrema.

Tabla 18. *Coeficientes respectivos de cada modelo*

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
T	0,438 s	0,502	0,514
k	1,00	1,00	1,01
S_a	0,812	0,812	0,812

Nota: Valores correspondientes para la definición de la FHE.

De acuerdo con los reglamentos normativos, se ajusta el coeficiente k al nuevo periodo fundamental de la estructura ya que este es superior al máximo en el modelo 2 y 3.

Aunque el periodo fundamental de los modelos 2 y 3 es superior al máximo, el valor de la S_a no cambia debido a que se encuentra en la parte constante del espectro.

3.10.3 método de análisis dinámico. “El análisis dinámico elástico brinda una representación más fiable del comportamiento real de la estructura debido a que considera múltiples grados de libertad” [15], además de brindar propiedades dinámicas como sus respectivos modos naturales y

sus frecuencias. Mediante los lineamientos establecidos en el artículo A.5 de la NSR-10, se realiza el análisis dinámico correspondiente a cada modelo.

3.10.4 ajuste del cortante basal. Este ajuste se realiza en el valor del cortante dinámico total en la base de la estructura mediante el análisis modal espectral, esta relación entre el cortante dinámico y el estático no puede ser inferior al 80% para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares [12]. En ese orden de ideas, se calculan dichas relaciones entre el análisis modal y fuerza horizontal equivalente, debido a que el modelo 2 y 3 se clasifican como irregulares, esta relación no puede ser menor al 90%.

Tabla 19. *Factor de corrección del cortante basal en el sentido X*

Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
Fhe X	5012,41 kN	Fhe X	5164,20 kN	Fhe X	5520,15 kN
Fm X	4104,51 kN	Fm X	4167,90 kN	Fm X	3914,36 kN
Relación	0,82	Relación	0,81	Relación	0,71
Factor ajuste	0,98	Factor ajuste	1,12	Factor ajuste	1,27

Nota: Ajuste del cortante basal en los modelos 1, 2 y 3 sentido X.

Tabla 20. *Factor de corrección del cortante basal en el sentido Y*

Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
Fhe Y	5012,41 kN	Fhe Y	5164,22 kN	Fhe Y	5520,15 kN
Fm Y	4105,43 kN	Fm Y	3938,79 kN	Fm Y	4435,40 kN
Relación	0,82	Relación	0,76	Relación	0,80
Factor ajuste	0,98	Factor ajuste	1,18	Factor ajuste	1,12

Nota: Ajuste del cortante basal en los modelos 1, 2 y 3 sentido Y.

Si el factor de ajuste es superior a 1, se deberá ajustar la fuerza dinámica de cada modelo en su respectivo sentido.

3.10.5 combinaciones de diseño. De acuerdo con lo expuesto en la sección 2.6 del presente trabajo, se establecen las combinaciones de diseño respectivas para cada modelo estructural, los cuales serán diseñados por el método de resistencia última según sea las solicitaciones individuales del elemento.

Se considera el 30% de la fuerza sísmica perpendicular a la dirección de análisis con el fin de contemplar la direccionalidad del sismo.

Cuyas fuerzas sísmicas reducidas de diseño E, de cada modelo son (tabla 21):

Tabla 21. *Fuerzas sísmicas reducidas*

	Ex	Ey
Modelo 1	1400,95 kN	1400,95 kN
Modelo 2	1727,9 kN	1836,9 kN
Modelo 3	2246,02 kN	1963,06 kN

Nota: Fuerza de diseño correspondiente a cada modelo.

3.11 Derivas

La deriva, es una relación entre el desplazamiento y la altura del edificio, en el título A [12] de la NSR-10, en su tabla A.6.4-1, presenta el límite de la deriva lateral, la cuál es del 1% de la altura total del edificio al igual que los desplazamientos de su entre piso no deben superar el 1% de la altura del entrepiso.

No obstante, cuando se presente en la estructura irregularidad torsional o de tipo 1aP o irregularidad torsional extrema o 1bP, de acuerdo con lo establecido en el artículo A.6.3.1.2 de la NSR-10, se deberán tener en cuenta los desplazamientos producidos por el efecto p-delta y torsionales calculados según lo establecido en la sección A.6.2.4; no obstante, debido a que el índice de estabilidad es inferior a 0.10 en los modelos 2 y 3, es por ello por lo que, estos efectos p-delta o análisis de segundo orden no son tenidos en cuenta, por lo tanto estos se desprecian.

En el apéndice R y S se podrá observar el cálculo respectivo para cada modelo con irregularidad torsional y torsional extrema respectivamente.

A continuación, se podrán observar las derivas de cada modelo.

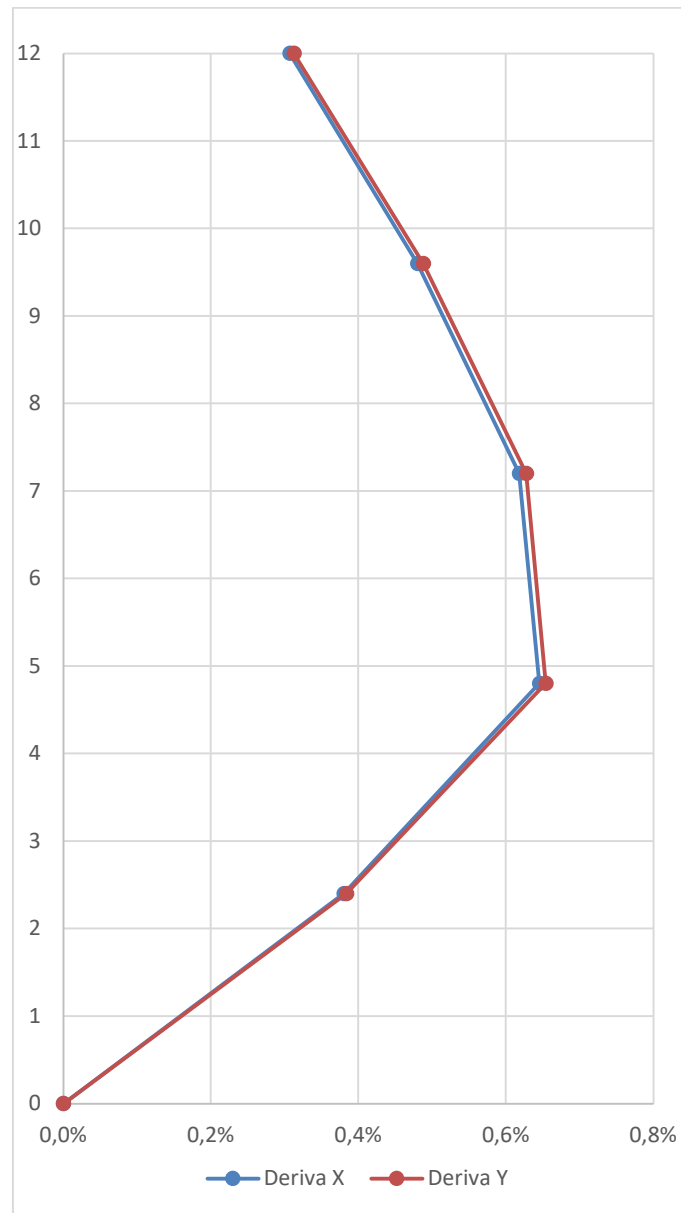


Figura 14. Derivas modelo 1.

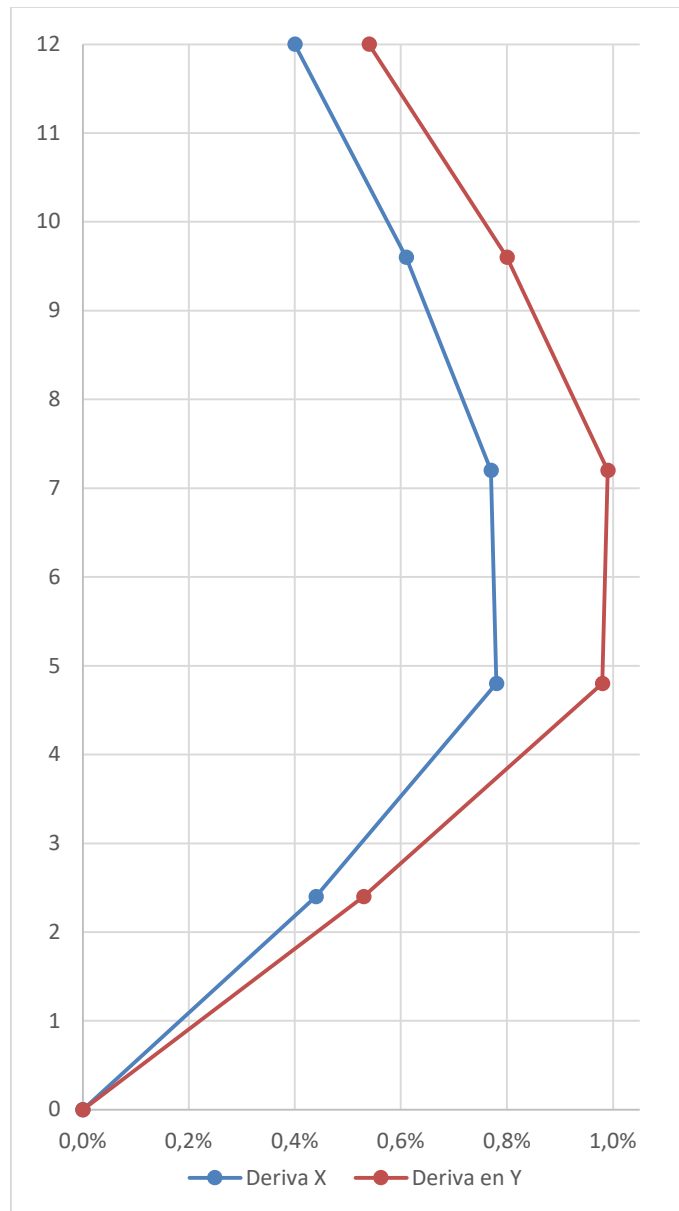


Figura 15. Derivas modelo 2.

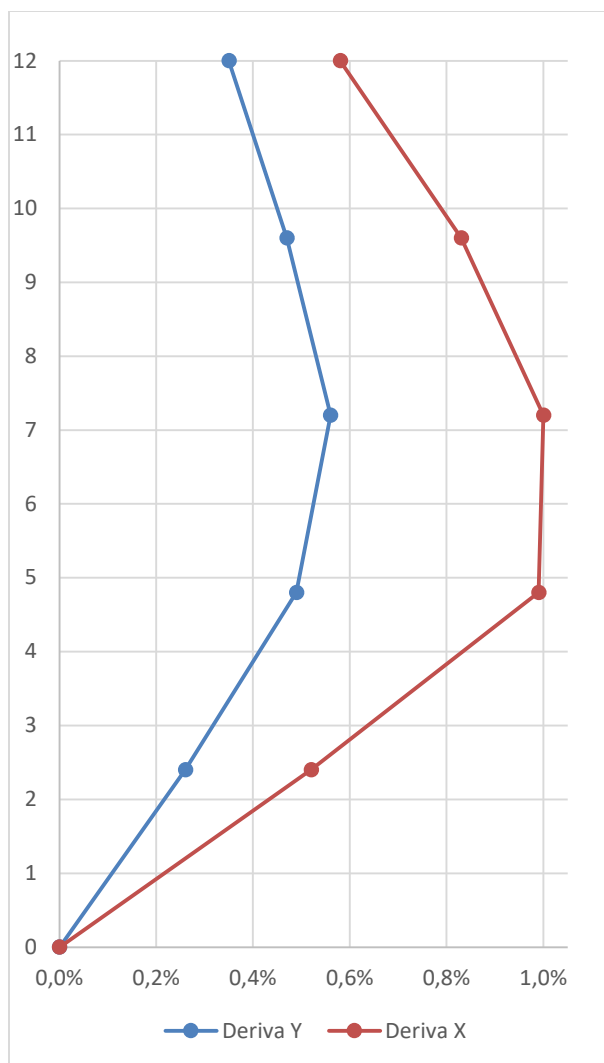


Figura 16. Derivas modelo 3.

4. Diseño de los elementos

En relación con lo establecido en los objetivos del proyecto, se realizará el diseño de un elemento estructural tipo viga, columna y nudo tomando al modelo 2 como referencia; debido a la extensión del capítulo, se presentan los apéndices del C al Q respectivamente.

Cabe destacar que, mediante un análisis de datos, se suministra acero extra en las secciones cuyas solicitaciones de diseño lo requieran, además, se escoge el mayor momento por niveles con el fin de establecer secciones tipo.

4.1 Diseño a flexión, cortante y torsión en vigas

4.1.1 diseño a flexión en vigas. De acuerdo con los requerimientos normativos dados en el artículo C.10.5.1, en el cual se establece el área de acero mínimo a momento positivo y negativo de la sección, la cual está determinada a su vez por la ecuación C.10-3 de la NSR-10, cuya área mínima es de 373 mm². Debido a consideraciones constructivas de la sección, se establece una configuración de acero mínimo en la sección de 3 barras ½”, las cuales aportan un área de 380 mm², cumpliendo un momento ultimo ΦM_u de 48,77 kN.m.

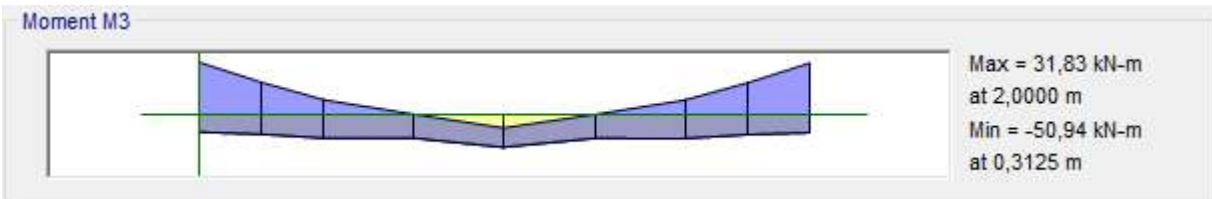


Figura 17. Diagrama de momento.
Adaptado del software Etabs® 2017.

Para el diseño a flexión del elemento se toma como ejemplo el valor obtenido por el diagrama de momento negativo (figura 17), para el cual se realiza un proceso iterativo donde ΦM_u debe ser mayor o igual al momento de diseño, esta iteración se realiza mediante la ecuación 1.

$$M_u = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{f_y * A_s}{1,7 * f'_c * b} \right) \quad \text{Ecu 1.}$$

Debido a procesos constructivos y distintas iteraciones se establece una configuración de acero de 4 barras de ½”, cumpliendo así ΦM_u de 64,36 kN.m, cuyo valor, es mayor al momento negativo en la sección.

4.1.2 diseño a cortante y torsión. De acuerdo con lo prescrito en el artículo C.11.1.1 de la NSR-10, se asegura una relación de $\Phi V_n \geq V_u$, con un factor de reducción de resistencia equivalente a 0.75, establecido en el artículo C.9.3.2.3 de la NSR-10, donde V_n es igual a la

resistencia aportada a cortante por el concreto V_c , junto con la resistencia aportada por el acero transversal V_s .

4.1.2.1 resistencia a cortante aportada por el concreto. Conforme a lo establecido en el artículo C.11.2.1.1 de la NSR-10, en su ecuación C.11-3, se calcula la resistencia a cortante aportada por el concreto, la cual es de 100,75 kN, debido a la reducción aplicada al aporte bruto de la sección establecido en el artículo C.9.3.2.3, por lo cual se asume un ΦV_c de 75,56 kN.

4.1.2.2 resistencia a torsión aportada por el concreto. Dado a lo prescrito en la sección C.11.5.1 de la NSR-10, se permiten despreciar los efectos torsionales si el momento torsional ultimo T_u es menor de acuerdo con lo establecido en el inciso a de la sección C.11.5.1; dado que el sistema estructural está compuesto por una losa maciza de concreto reforzado, este debe cumplir con lo expuesto en el artículo C.13.2.4, cuya relación A_{cp}^2/P_{cp} no es mayor a una viga sin alas, el área aportada por éstas debe tenerse en cuenta; cuya proyección no debe ser mayor a 4 veces el ancho de la losa, siendo así el umbral de torsión ΦT_{umbral} igual a 6,55 kN.m.

Dado que se debe cumplir la relación $\Phi T_n \geq T_u$, en el cual T_n esta dado por el aporte a torsión del concreto T_c y el aporte a torsión del acero transversal T_s , cuyo momento torsional último en la sección T_u es de 14,45 kN.m.

Debido a que el T_u es mayor al T_n , la sec. C.11.5.3.1, Resistencia momento torsional, indica el chequeo de las dimensiones del elemento, las cuales deben cumplir con la ecuación C.11-18 de la NSR-10:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b * d}\right)^2 + \left(\frac{T_u * P_h}{1,7 * A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{T_u * P_h}{b * d} + 0,66 * \sqrt{f'_c}\right)$$

Ya que es una sección sólida, por lo que dicha relación es igual a $1,91 \leq 2,62$, siendo adecuada la sección transversal del elemento.

4.1.2.3 refuerzo a cortante y torsión. Según lo establecido en el artículo C.11.4.6.1 de la NSR-10, el refuerzo mínimo a cortante V_u debe exceder el $0.5\Phi V_c = 37.78 \text{ kN}$.

La separación no puede ser mayor a la menor expresión dada por la sección C.21.5.3.2 de la NSR-10, las cuales son:

1. 300 mm.
2. $d/4 = 87,5 \text{ mm}$.
3. 24 veces el diámetro del estribo = 228,6 mm.
4. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal menor = 101,6 mm.

El aporte del concreto a cortante es despreciado, ya que este material no soporta dichos esfuerzos de manera satisfactoria, por lo tanto, el cortante en la sección es tomado en su totalidad por el refuerzo transversal o estribos del elemento, en el cual, mediante la ecuación C.11-15 del artículo C.11.4.7.2 de la NSR-10 se calcula el aporte del acero como $V_s = \Phi * A_v * f_y * d/s$.

En relación con lo expuesto en el capítulo 4.1.2.2 del presente proyecto, el momento torsional último en el elemento supera el aporte a torsión del concreto dado por la ecuación C.11.5.1 de la NSR-10, por lo cual se asume el aporte del concreto $T_c=0$ como se describe en el comentario CR.11.5.3.5 de la NSR-10; debido que dichos esfuerzos son asumidos en su totalidad por los estribos y el acero longitudinal del elemento, cuyo aporte esta dado por la ecuación C.11.5.3.6.

Con el fin de generar un diseño más conservador en el elemento, se combinan las fuerzas a cortantes y a torsión en el elemento, dado por la ecuación C.11-15 y C.11-21 de la NSR-10, para lo cual se halla un área de acero transversal A_v y A_t respectivamente de cada ecuación sobre la separación, donde A_t es el área de una rama de estribo vertical, como se puede ver en el comentario CR.11.5.3.8 de la NSR-10; en ese orden de ideas, a continuación se presenta la tabla 22 y 23 con los respectivos valores de A_v/s y A_t/s .

Tabla 22. *Característica del estribo*

Estribo	#3
Cantidad	2
Área	142,5 mm ²

Nota: Área de acero del estribo perimetral.

Tabla 23. *Área de acero sobre separación*

At/s	0,28
Av/s	0,67
Total	1,24 mm ² /mm

Nota: Relación de acero sobre separación.

Dado que la relación área de acero sobre separación es de 115,02 mm, se establece una separación máxima entre estribos S de 87,5 mm; no obstante, dando cumplimiento con lo dispuesto en el art C.11.5.6.1 de la NSR-10, la separación de estribos no puede ser superior a: $Ph/8 = 135,2$ mm o 300 mm, por lo cual, es adecuada la separación establecida en el elemento.

No obstante, dado las disposiciones presentes del artículo C.11.4.7.9, Vs no debe ser mayor a 0,66, $f'c * bw * d = 391,15$ kN, por lo cual, el aporte a cortante del acero transversal Vs es menor al establecido anteriormente.

Dado que el elemento presenta una torsión ultima Tu, superior al umbral de torsión, se chequea el acero longitudinal en la sección transversal de acuerdo con lo establecido en el art C.11.5.5.3 mediante la ecuación C.11-24

$$A_{l, \min} = \left(\frac{0,42 * \sqrt{f'c} * A_{cp}}{f_y} \right) - \frac{A_t}{s} * Ph = 371,32 \text{ mm}^2 \leq 380 \text{ mm}^2$$

Por lo cual, se establece que el acero longitudinal dispuesto en la sección es adecuado.

4.2 Diseño a flexión, cortante y torsión en columnas

4.2.1 diseño a flexo-compresión de las columnas. Para el diseño de las columnas se asumen como un material homogéneo, con el fin de emplear la teoría elástica basada en la compatibilidad de deformaciones.

De acuerdo con lo establecido en el artículo C.21.6.2.1 de la NSR-10, los elementos a flexo-compresión como columnas deben satisfacer la ecuación C.21-4, $\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb}$, cuyos momentos nominales de flexión en la sección debe ser igual o mayor a 1.2 veces la suma de momentos resistentes nominales a flexión, para el cual se debe tener en cuenta el factor por endurecimiento del acero, el cual es $1.25 \cdot f_y$; cuyo valor para este ejemplo son de 216.35 kN.m, cuya sección transversal de la columna es de 450 x 650 mm.

Con base al diagrama de interacción de ΦP_n y ΦM_n se establecen las diferentes y posibles combinaciones arrojadas en el análisis dinámico de la estructura, cuyo factor de reducción varía entre 0.65 y 0.9 según lo establecido en los artículos C.9.3.2.1 y C.9.3.2.2 respectivamente.

A continuación, se observa en los siguientes diagramas de interacción.

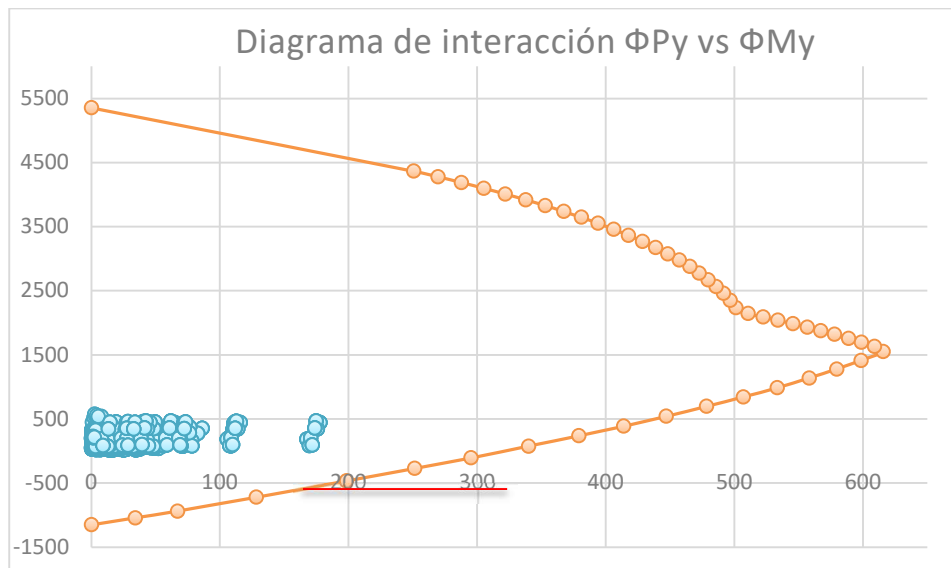


Figura 18. Diagrama de interacción en Y.

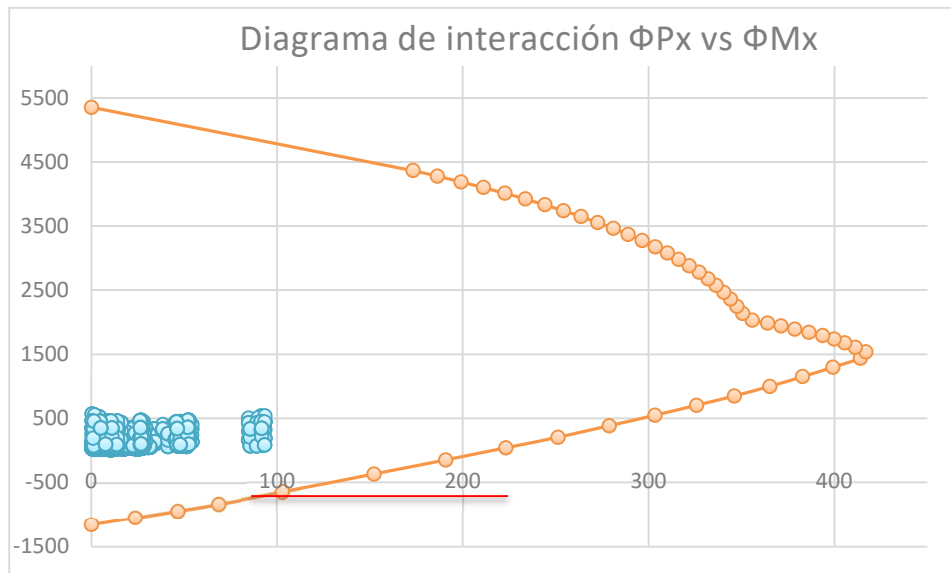


Figura 19. Diagrama de interacción en X.

4.2.2 diseño a torsión y cortante en columnas. De acuerdo con los requerimientos establecidos en la sección C.21.4.6.1, se deberán proporcionar estribos de confinamiento en una distancia L_o medida desde la cara del nudo; esta distancia no debe menor a la mayor entre:

1. La altura del elemento donde puede ocurrir fluencia = 650 mm.
2. un sexto de la luz libre del elemento = 333 mm.
3. 450 mm.

Cuya separación del refuerzo transversal a lo largo del elemento se establece de acuerdo con el artículo C.21.6.4.3, la cual no puede exceder la menor entre:

1. La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento = 112,5 mm
2. Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor = 76 mm
3. Según lo establecido por la ecuación C.21-5, la cual no puede ser mayor a 150 mm ni menor a 100 mm.

De acuerdo con lo establecido en el artículo C.21.6.4.4, en su párrafo b, el área de acero mínimo en la sección transversal del elemento no deber ser menor a la requerida por las ecuaciones C.21-7 y C.21-8 respectivamente.

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right] = 382.27 \text{ mm}^2 \quad \text{ecu. C.21-7}$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y} = 296.4 \text{ mm}^2 \quad \text{ecu. C.21-8}$$

Cuyo aporte del concreto a torsión y cortante debe suponer igual a cero y el refuerzo debe soportar el total de los esfuerzos a torsión y cortante generados por el sismo mediante el método de momentos probables en la sección, según lo establece el artículo C.21.6.5.2 de la NSR-10. Debido que el acero requerido en el análisis de momentos probables de la sección es menor al mínimo, por tal motivo se suministra la configuración de acero más adecuada, la cual satisface el acero mínimo requerido.

Tabla 24. *Acero suministrado*

Acero suministrado			
Estribo cerrado perimetral		Estribos extras	
#	3	#	3
Cantidad	2	Cantidad	4
Área	143 mm ²	Área	143 mm ²

Nota: Acero suministrado en el elemento.

Tabla 25. *Acero suministrado sobre requerido*

Ash requerido x	382 mm ²
Ash sum total x	428 mm ²

Nota: Relación de acero requerido por la sección con el suministrado.

La separación en la zona media o de NO confinamiento, se determina apartir de la sección C.21.6.4.5, la cual no puede ser mayor a la menor entre:

1. seis veces el diámetro de la barra longitudinal menor = 76 mm.

2. 150 mm.

4.3 Diseño del nudo

Este debe cumplir con todos los requerimientos prescritos en la sección C.21.7 de la NSR-10; en ese orden de ideas, para el diseño de este, se tomará como ejemplo el nudo del elemento diseñado anteriormente en la sección 4.2 del presente trabajo, el cual está confinado en 1 cara respecto a cada sentido, siendo este, un nudo tipo esquina.

4.3.1 resistencia a cortante. Mediante lo establecido en la sección C.21.7.4.1 de la NSR-10, la resistencia a cortante de este dependerá del número de caras que están confinadas de la siguiente manera:

a) Para nudos confinados en las cuatro caras: $\Phi * 1,7 * \sqrt{f'c} * A_j$

b) Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas: $\Phi * 1,2 * \sqrt{f'c} * A_j$

c) otros casos: $\Phi * 1,0 * \sqrt{f'c} * A_j$

Donde A_j : $b_j * h$, así mismo, b_j , será el menor valor entre:

a) $b_v + h$: 320 mm + 400 mm: 720 mm

b) $b_v + 2x$: 320 mm + (650 mm – 320 mm): 650 mm

Dado que es un nudo confinado por 1 cara, su resistencia a cortante es igual a: 1030,05 kN, donde este deberá ser mayor a las tensiones ejercidas por las barras de acero calculadas como $T = \emptyset * 1,25 * f_y * A_s = 0,9 * 1,25 * 240 * 506,7 = 239,41 \text{ Kn}$, siendo menor a la resistencia aportada por el concreto.

4.3.2 acero transversal. El refuerzo de acero transversal en el nudo deberá satisfacer la ecuación C.21-7 y C.21-8 del título C de la NSR-10, las cuales a su vez están expuestas anteriormente en el presente trabajo.

No obstante, dado que las dimensiones del nudo analizado son iguales al elemento tipo columna, estos comparten la misma área de acero transversal, las cuales están expuestas en la tabla 24 y 25 del presente trabajo del presente trabajo.

5. Resultados

A continuación, se presentan los datos obtenidos mediante el análisis y diseño de los modelos estructurales, con el fin de contrastar los modelos 2 y 3 con el modelo 1 respectivamente. Para el diseño de los elementos estructurales como las vigas, nudos y columnas, se podrán observar sus memorias de cálculo del apéndice C al Q respectivamente de los tres modelos matemáticos.

En el apéndice T, U y V se presenta la cuantificación detallada del volumen de concreto y el refuerzo requerido por los elementos estructurales, así mismo, a continuación, se presentarán los resultados generales de las estructuras.

Tabla 26. *Volumen de concreto y acero de cada modelo*

	Concreto	Acero
Modelo 1	98,58 m3	18243,51 kg
Modelo 2	107,41 m3	19820,78 kg
Modelo 3	137,43 m3	24449,40 kg

Nota: Cantidad total de concreto y acero de cada modelo.

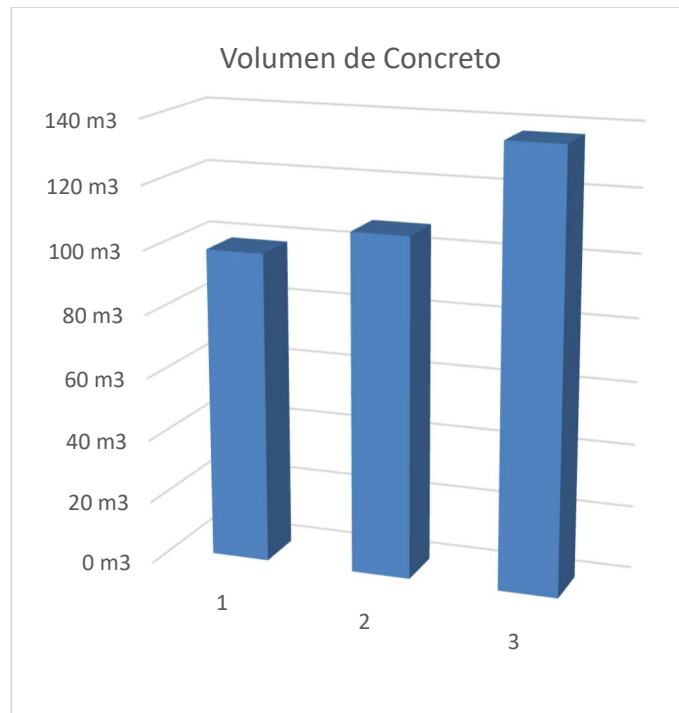


Figura 20. Cantidad total de concreto.



Figura 21. Cantidad total de acero.

De lo cual se puede observar un porcentaje de aumento del concreto y del refuerzo respectivo de la siguiente manera:

Tabla 27. *Porcentaje de aumento del concreto y acero*

	Concreto		Acero	
Modelo 1 vs Modelo 2	8,96%	↑	8,65%	↑
Modelo 1 vs Modelo 3	39,41%	↑	34,02%	↑
Modelo 2 vs Modelo 3	27,94%	↑	23,4%	↑

Nota: Incremento en el volumen de concreto y acero de los modelos 2 y 3.

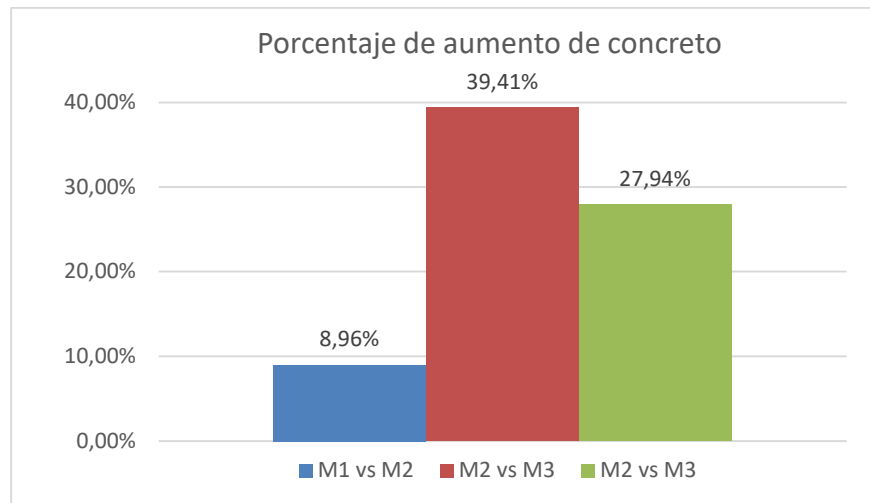


Figura 22. Porcentaje de aumento de concreto respectivamente.

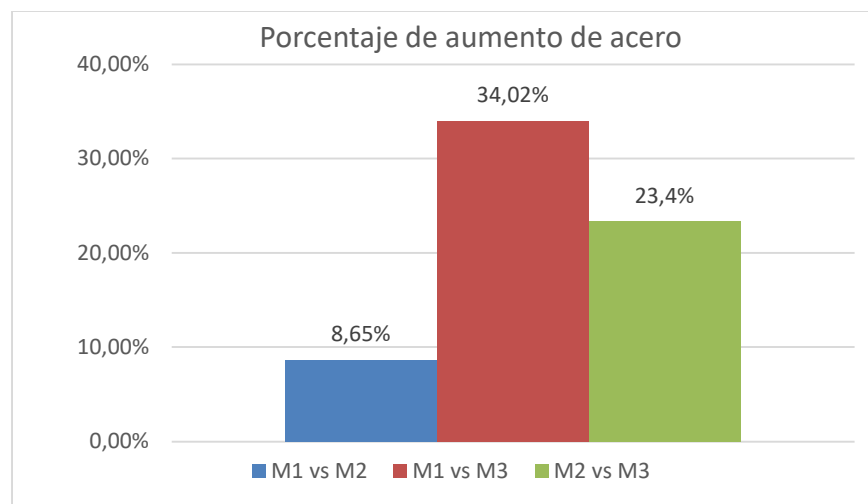


Figura 23. Porcentaje de aumento de acero respectivamente.

Este aumento del acero de refuerzo de los modelos 2 y 3, corresponde de la siguiente manera:

Tabla 28. *Cantidades de acero*

Acero	Vigas		Columnas	
	Estribos	Longitudinal	Estribos	Longitudinal
Modelo 1	2370,82 kg	3219,61 kg	8565,76 kg	4087,33 kg
Modelo 2	3012,41 kg	3420,33 kg	8687,62 kg	4700,43 kg
Modelo 3	3270,85 kg	3887,89 kg	10057,60 kg	7233,06 kg

Nota: Acero de refuerzo longitudinal y transversal de vigas y columnas de cada modelo.

Cuyo porcentaje de aumento respectivo entre los modelos 1, 2 y 3, es de:

Tabla 29. *Porcentajes de acero*

Acero	Vigas		Columnas	
	Estribos	Longitudinal	Estribos	Longitudinal
M₁ vs M₂	27,06%	6,23%	1,42%	15,0%
M₁ vs M₃	39,96%	20,76%	17,42%	76,96%
M₂ vs M₃	8,58%	13,67%	15,77%	53,88%

Nota: Porcentaje de aumento en el acero de refuerzo longitudinal y transversal de vigas y columnas de cada modelo.

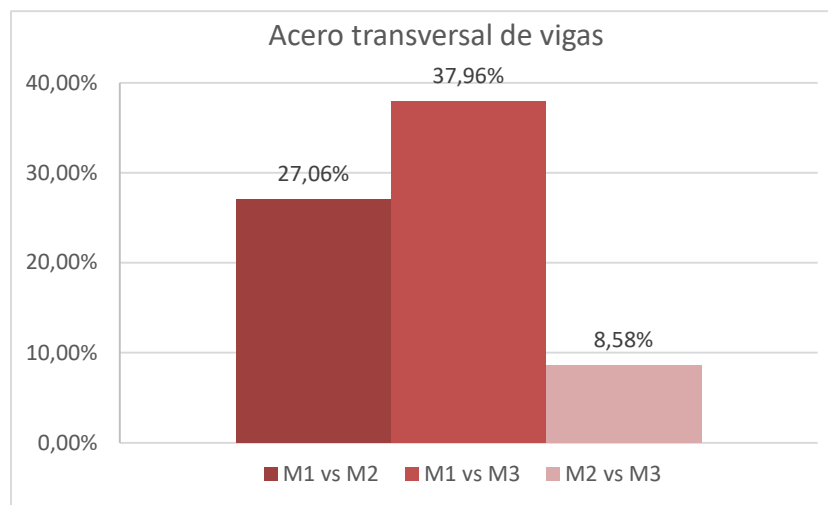


Figura 24. Aumento del acero transversal en vigas.

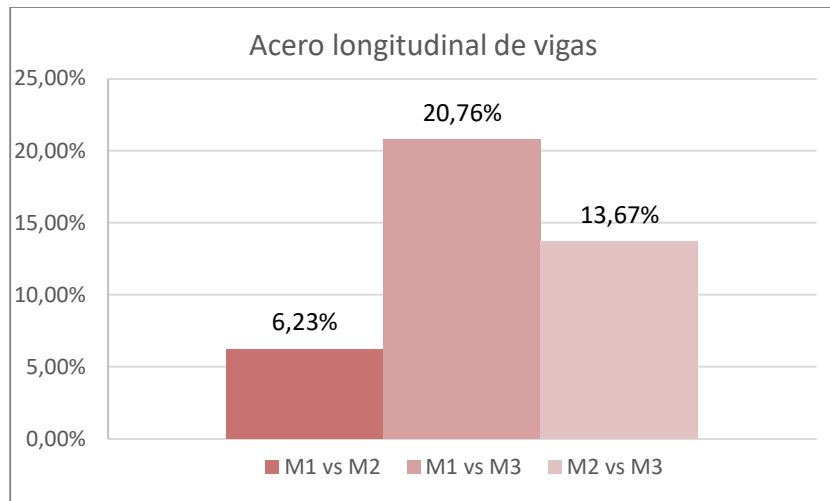


Figura 25. Aumento del acero longitudinal en vigas.

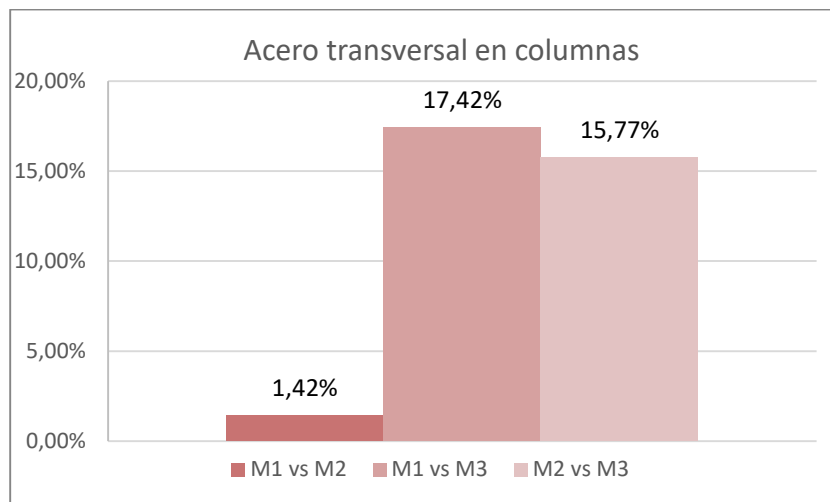


Figura 26. Aumento del acero transversal en columnas.

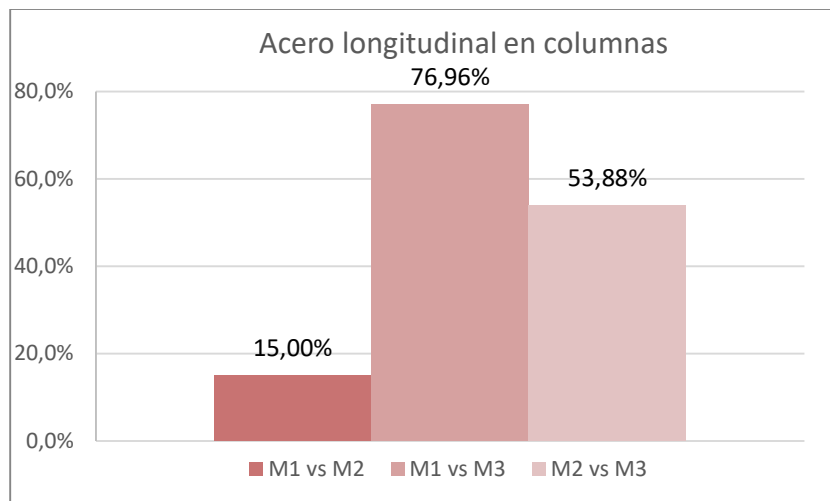


Figura 27. Aumento del acero longitudinal en columnas.

Del mismo modo, el volumen de concreto de los modelos 1, 2 y 3 respectivamente, corresponde de la siguiente manera:

Tabla 30. *Cantidades de concreto*

Concreto	Vigas	Columnas
Modelo 1	50,6 m ³	48,0 m ³
Modelo 2	53,47 m ³	53,94 m ³
Modelo 3	59,19 m ³	78,24 m ³

Nota: Volumen final de concreto en vigas y columnas.

En los cuales se evidencia un porcentaje de aumento respectivo en sus elementos como se observa a continuación:

Tabla 31. *Porcentajes de concreto*

Concreto	Vigas	Columnas
M₁ vs M₂	5,70% ↑	12,38% ↑
M₁ vs M₃	17,0% ↑	63,0% ↑
M₂ vs M₃	10,7% ↑	45,1% ↑

Nota: Porcentaje de aumento del volumen de concreto en vigas y columnas respectivo.

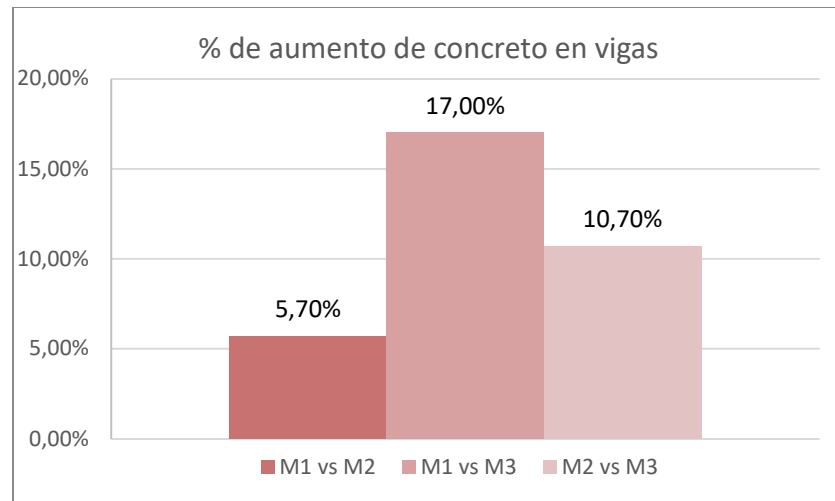


Figura 28. Aumento de concreto en vigas.

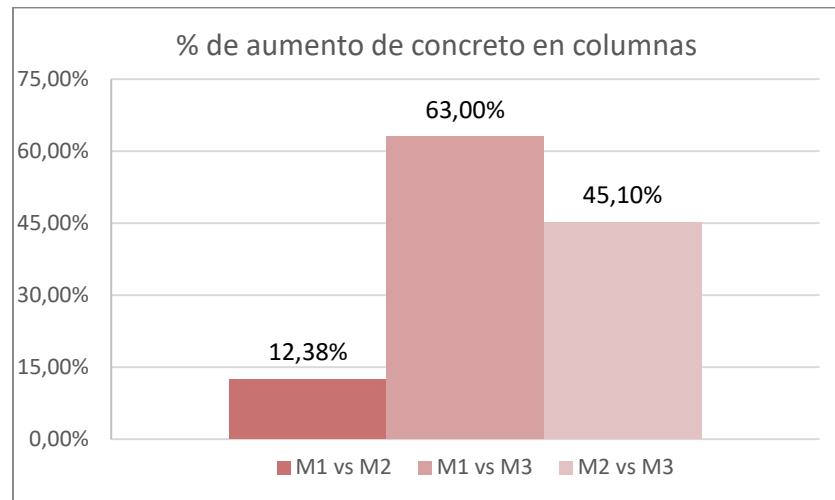


Figura 29. Aumento de concreto en columnas.

6. Conclusiones

1. Debido a requerimientos normativos dispuesto por la NSR-10 y consideraciones constructivas del elemento, se establece una configuración de acero mínimo a momento positivo y negativo en las vigas del modelo 1, con un área de acero de 380 mm^2 , el cual satisface un área de acero mínima de 347 mm^2 requerida por la sección. No obstante, se dispone la misma configuración de acero mínimo para las vigas del modelo 2, sin embargo, estas presentan mayores solicitaciones en el elemento, por lo cual se puede concluir que las disposiciones establecidas se realizan debido a la cuantía de acero mínimo, lo cual no refleja un incremento notorio en las secciones.

2. Se evidencia un aumento significativo en la sección transversal de las columnas en los modelos 2 y 3 comprendidos entre un 12% y 63% en comparación con el modelo 1, lo cual se puede interpretar en $5,94 \text{ m}^3$ y $30,24 \text{ m}^3$ de concreto respectivamente, producto de los efectos torsionales; este incremento es requerido con el fin de dar cumplimiento a las disposiciones normativas de la deriva y límites de deriva del apartado A.3 y A.6.4 de la NSR-10. Además, se observa un aumento en el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal del 8,65% y 34,02% en los modelos 2 y 3 respectivamente, los cuales están divididos como se presenta en la tabla 28 del presente proyecto.

3. Debido a la configuración irregular en planta de los elementos estructurales en los modelos 2 y 3, estos presentan un aumento en sus desplazamientos laterales entre un 38% y 62% con referencia al modelo 1, así mismo, se evidencia un aumento en los esfuerzos axiales en las columnas del 2,1% y 12,86% respectivamente, al igual que un aumento en los momentos de 3,25%

y 13,94% correspondientes a los modelos 2 y 3, lo cual valida la hipótesis previamente expuesta en este documento y concordante con la literatura sobre el diseño de elementos en concreto.

4. Debido a la diferencia generada entre el centro de masa y el centro de rigidez de los modelos 2 y 3, se evidencia una excentricidad de 13,27 y 144,3 centímetros respectivamente, lo cual genera un aumento del momento torsional en un 21,42% y 52,37% respectivamente, en contraste con el modelo 1.

5. Debido a que la NSR-10, no presenta mecanismos por los cuales se permita evaluar la idoneidad de la sección transversal impuesta en los elementos estructurales, no se tiene certeza si el diseño de los elementos estructurales obedece a requerimientos dados por las solicitudes o se está generando un sobredimensionamiento de estos, en vista de que no se realiza un análisis detallado de los elementos.

6. Aunque las estructuras con irregularidades torsionales son permitidas para el diseño y construcción bajo los lineamientos de la NSR-10, estas presentan una respuesta dinámica alterada, amplificando los desplazamientos laterales, además de incrementar los esfuerzos en los elementos estructurales. No obstante, este tipo de irregularidades pueden ser evitadas con una correcta disposición de los elementos estructurales y de las masas en la estructura.

7. De acuerdo con la pertinencia del proyecto, las dimensiones finales de los elementos estructurales de los modelos 1, 2 y 3 son adecuadas para su construcción. No obstante, dado el alcance de este, no se contemplan costos o valores económicos que relacionen su construcción.

Referencias Bibliográficas

- [1] N. Lightbown, Patsy M., Spada, “Powered by TCPDF (www.tcpdf.org) 1 / 1,” *How Lang. are Learn.*, vol. 12, pp. 27–40, 2013.
- [2] S. E. Abdel Raheem, M. M. M. Ahmed, M. M. Ahmed, and A. G. A. Abdel-shafy, “Evaluation of plan configuration irregularity effects on seismic response demands of L-shaped MRF buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 16, no. 9, pp. 3845–3869, 2018, doi: 10.1007/s10518-018-0319-7.
- [3] S. E. Naveen, N. M. Abraham, and A. S. D. Kumari, “Analysis of irregular structures under earthquake loads,” *Procedia Struct. Integr.*, vol. 14, no. 2018, pp. 806–819, 2019, doi: 10.1016/j.prostr.2019.07.059.
- [4] M. A. Fajari and R. A. Sumarsono, “Seismic Performance of Disjointed Horizontally Irregular Building by Remodeling the Column and Beam,” *E3S Web Conf.*, vol. 65, pp. 1–12, 2018, doi: 10.1051/e3sconf/20186508004.
- [5] R. Rochel, *Análisis y diseño sísmico de edificios*. 2012.
- [6] G. Özmen, K. Girgin, and Y. Durgun, “Torsional irregularity in multi-story structures,” *Int. J. Adv. Struct. Eng.*, vol. 6, no. 4, pp. 121–131, 2014, doi: 10.1007/s40091-014-0070-5.
- [7] H. Gokdemir, H. Ozbasaran, M. Dogan, E. Unluoglu, and U. Albayrak, “Effects of torsional irregularity to structures during earthquakes,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 35, pp. 713–717, 2013, doi: 10.1016/j.engfailanal.2013.06.028.
- [8] V. W. T. Cheung and W. K. Tso, “Eccentricity in Irregular Multistory Buildings,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 13, no. 1, pp. 46–52, 1986, doi: 10.1139/l86-007.
- [9] E. Cosenza, G. Manfredi, and R. Realfonzo, “Torsional Effects and Regularity Conditions in RC Buildings,” *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng. Auckland, New Zeal.*, vol. Paper

No., pp. 1–8, 2000.

- [10] A. Özbayrak and F. Altun, “Torsional effect of relation between mass and stiffness center locations and diaphragm characteristics in RC structures,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 18, no. 4, pp. 1755–1775, 2020, doi: 10.1007/s10518-019-00744-8.
- [11] A. Whittaker, G. Hart, and C. Rojahn, “Seismic Response Modification Factors,” pp. 438–444, 1999.
- [12] ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10 Título A. Bogotá, AIS, 2010.
- [13] ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10 Título B. Bogotá, AIS, 2010.
- [14] ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10 Título C. Bogotá, AIS, 2010.
- [15] G. Acevedo, “Diseño y nivel de desempeño estructural de una edificación de 14 pisos con sistema de muros de carga”. 2019