

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio Niza mediante la comparación de un análisis lineal y no lineal bajo los lineamientos de la NSR-10 y la ASCE 41-17 en la ciudad de Villavicencio

Daniel José Serrano Mora

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Director

German Hernando Acevedo Calderón

Magister en Ingeniería Estructural

Universidad Santo Tomás, Bucaramanga

División de Ingenierías y Arquitectura

Facultad de Ingeniería Civil

2023

Contenido

Resumen.....	11
Abstract	12
Introducción	13
1. Formulación del problema	14
2. Objetivos	15
2.1. Objetivo general	15
2.2. Objetivos específicos	15
3. Justificación	16
4. Alcance	17
5. Antecedentes	18
6. Marco referencial	20
6.1. Marco teórico	20
6.1.1. Análisis estructural.....	20
6.1.2. Análisis sísmico	21
6.1.3. Evaluación de vulnerabilidad.....	26
6.2. Marco geográfico	30
6.3. Marco normativo.....	32
6.3.1. Reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10).....	32
6.3.2. ASCE 41-17	32
7. Metodología	32
8. Análisis lineal – Procedimiento A.10 de la norma NSR-10	37

8.1. Etapa 1 – Verificar que el alcance esté cubierto por la sección A.10.1.3.....	37
8.2. Etapa 2 – Recopilar información existente acerca del diseño geotécnico, estructural y proceso de construcción de la edificación original	38
8.3. Etapa 3 – Calificar el estado del sistema estructural según la A.10.2	39
8.3.1. Calidad del diseño y construcción de la estructura original	39
8.3.2. Estado de mantenimiento y conservación.....	42
8.4. Etapa 4 – Deben determinarse las solicitaciones de acuerdo con la A.10.4.2	42
8.4.1. Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación - A.10.4.2.1.....	42
8.4.2. Clasificación del sistema estructural - A.10.4.2.3	44
8.4.3. Coeficiente de capacidad de disipación de energía - A.10.4.2.4	44
8.4.4. Fuerza horizontal equivalente (FHE) - A.10.4.2.5.....	46
8.4.5. Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas - A.10.4.2.6.....	46
8.4.6. Análisis estructural - A.10.4.2.7	49
8.5. Etapa 5 – Análisis elástico de la estructura y su sistema de cimentación para las solicitaciones definidas en la Etapa 4	52
8.6. Etapa 6 – La resistencia existente de la estructura.....	53
8.7. Etapa 7 – La resistencia efectiva de la estructura a partir de la Etapa 3	53
8.8. Etapa 8 – Índice de sobreesfuerzo	54
8.9. Etapa 9 – Derivas de la estructura.....	55

8.10. Etapa 10 – Índice de flexibilidad horizontal y vertical	55
8.11. Análisis de vulnerabilidad A.10.5.....	56
8.11.1. Índice de sobreesfuerzo (ISE).....	56
8.11.2. Índice de flexibilidad	63
9. Análisis no lineal Pushover – Norma ASCE 41-17	64
9.1. No linealidad del material.....	64
9.2. Secciones Fisuradas	65
9.3. Rotulas plásticas.....	67
9.3.1. Rotulas plásticas en vigas	67
9.3.2. Rotulas plásticas en columnas	70
9.4. Resultados	72
9.4.1. Secuencia de formación de rotulas plásticas.....	72
9.4.2. Curva de capacidad – Dirección X	75
9.4.3. Curva de capacidad – Dirección Y	77
9.4.4. Criterios de aceptación.....	78
10. Comparación de las metodologías aplicadas	83
11. Propuesta de reforzamiento.....	84
11.1. Propuesta de aumento de secciones	84
11.2. Propuesta de arriostramiento.....	87
12. Impacto	90
13. Conclusiones	91

Referencias.....	93
Apéndices.....	96

Lista de figuras

Figura 1. <i>Grafica esfuerzo-deformación de los materiales</i>	22
Figura 2. <i>Comportamiento de las rotulas</i>	24
Figura 3. <i>Secuencia del proceso de análisis Pushover</i>	25
Figura 4. <i>Curva de capacidad</i>	26
Figura 5. <i>Zonas de amenaza sísmica aplicables a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v</i>	27
Figura 6. <i>Falla del piedemonte llanero</i>	31
Figura 8. <i>Deriva obtenida del modelo en la dirección X</i>	41
Figura 9. <i>Deriva obtenida del modelo en la dirección Y</i>	41
Figura 10. <i>Espectro elástico de aceleraciones de diseño</i>	43
Figura 11. <i>Sección transversal de la losa aligerada</i>	47
Figura 12. <i>Cargas vivas tomadas para la estructura</i>	49
Figura 13. <i>Deformadas en los 3 modos fundamentales de vibración</i>	51
Figura 14. <i>Vigas más críticas en los ejes 2 y 3 según el ISE calculado</i>	57
Figura 15. <i>Vigas más críticas según el ISE calculado, vista en planta</i>	58
Figura 16. <i>Columnas más críticas según el ISE calculado</i>	59
Figura 17. <i>Diagrama de interacción de la columna C3</i>	60
Figura 18. <i>Elemento más crítico de la hipótesis de secuencia de falla</i>	61
Figura 19. <i>Hipótesis de secuencia de falla</i>	62
Figura 20. <i>Grafica esfuerzo-deformación del concreto confinado de 21Mpa</i>	65
Figura 21. <i>Grafica esfuerzo-deformación del acero de 420 MPa</i>	65
Figura 22. <i>Valores de rigidez efectiva para el agrietamiento de las secciones</i>	66

Figura 23. <i>Deformada en los 3 modos de vibración fundamentales con secciones fisuradas</i>	67
Figura 24. <i>Ubicación de las rotulas plasticas en las vigas</i>	68
Figura 25. <i>Configuración de las rotulas plásticas en vigas – dirección X.....</i>	69
Figura 26. <i>Configuración semiautomática de la rótula plástica de vigas – dirección X</i>	69
Figura 27. <i>Ecuación de la capacidad del refuerzo existente</i>	70
Figura 28. <i>Configuración de las rotulas plásticas en columnas – dirección X.....</i>	71
Figura 29. <i>Configuración semiautomática de la rótula plástica en columnas – dirección X</i>	71
Figura 30. <i>Formación de rotulas de ocupación inmediata y seguridad de vida – Dirección X..</i>	72
Figura 31. <i>Secuencia de formación de rotulas de prevención de colapso.....</i>	73
Figura 32. <i>Formación de rotulas en modelado 3D – Dirección X</i>	74
Figura 33. <i>Formación de rotulas de ocupación inmediata y seguridad de vida – Dirección Y..</i>	74
Figura 34. <i>Formación de rotulas en modelado 3D – Dirección Y</i>	75
Figura 35. <i>Curva de capacidad dirección X.....</i>	76
Figura 36. <i>Curva de capacidad dirección Y</i>	77
Figura 37. <i>Representación de la curva de capacidad con la curva bilinealizada.....</i>	79
Figura 38. <i>Curva de capacidad bilineal – dirección X.....</i>	80
Figura 39. <i>Curva de capacidad bilineal – dirección Y</i>	81
Figura 40. <i>Modelo de la primera propuesta de reforzamiento.....</i>	85
Figura 41. <i>Anillo perimetral de concreto como rehabilitación de columnas</i>	86
Figura 42. <i>Anillo perimetral de concreto como rehabilitación de vigas</i>	87
Figura 43. <i>Ubicación de los arriostramientos metálicos en la dirección Y</i>	88
Figura 44. <i>Ubicación de los arriostramientos metálicos en la dirección X</i>	88
Figura 45. <i>Alternativas de arriostramientos excéntricos.....</i>	90

Lista de tablas

Tabla 1. <i>Listado de actividades del objetivo 1</i>	34
Tabla 2. <i>Listado de actividades del objetivo 2</i>	35
Tabla 3. <i>Listado de actividades del objetivo 3</i>	36
Tabla 4. <i>Listado de actividades del objetivo 4</i>	36
Tabla 5. <i>Listado de actividades del objetivo 5</i>	37
Tabla 6. <i>Refuerzo estructural</i>	38
Tabla 7. <i>Cálculo de periodo de acuerdo con la ecuación A.4.2-3 de la NSR-10</i>	39
Tabla 8. <i>Cálculo de periodo según la ecuación A.4.2-5 de la norma NSR-10</i>	40
Tabla 9. <i>Valores obtenidos de periodos en las direcciones X y Y</i>	40
Tabla 10. <i>Datos para el espectro elástico de aceleraciones de diseño</i>	43
Tabla 11. <i>Determinación de la irregularidad por redundancia dirección Y</i>	44
Tabla 12. <i>Determinación de la irregularidad por redundancia dirección X</i>	45
Tabla 13. <i>Valor del coeficiente de reducción sísmica R</i>	45
Tabla 14. <i>Fuerza horizontal equivalente (FHE)</i>	46
Tabla 15. <i>Cálculo de la cortante basal</i>	46
Tabla 16. <i>Cargas de muros por piso</i>	47
Tabla 17. <i>Peso propio de la losa aligerada</i>	48
Tabla 18. <i>Carga muerta total por piso</i>	48
Tabla 19. <i>Resultados del modal espectral</i>	50
Tabla 20. <i>Corrección del cortante dinámico en las direcciones X y Y</i>	51
Tabla 21. <i>Verificación irregularidad torsional en X</i>	52

Tabla 22. Verificación irregularidad torsional en Y.....	52
Tabla 23. Índice de sobreesfuerzos máximos.....	54
Tabla 24. Chequeo de derivas en el eje X.....	55
Tabla 25. Chequeo de derivas en el eje y.....	55
Tabla 26. Índice de flexibilidad general de la estructura	56
Tabla 27. Índice de sobreesfuerzo máximo e índice de vulnerabilidad de la edificación	62
Tabla 28. Índice de flexibilidad máximo e índice de vulnerabilidad de la edificación	64
Tabla 29. Condición de conformidad del refuerzo transversal	69
Tabla 30. Cálculo de la capacidad del refuerzo existente	70
Tabla 31. Desplazamiento y formación de rotulas plásticas – Dirección X.....	73
Tabla 32. Desplazamiento y formación de rotulas plásticas – Dirección Y.....	75
Tabla 33. Cálculo del desplazamiento objetivo – dirección X.....	79
Tabla 34. Cálculo del desplazamiento objetivo – dirección Y.....	81
Tabla 35. Relación $\mu\text{Strength}/\mu_{\text{max}}$ – dirección X	82
Tabla 36. Relación $\mu\text{Strength}/\mu_{\text{max}}$ – dirección Y.....	82

Lista de apéndices

Apéndice A. <i>Cálculo de índices de sobreesfuerzo (ISE)</i>	96
Apéndice B. <i>Cálculo del índice de flexibilidad</i>	109
Apéndice C. <i>Cálculo de la rigidez efectiva para columnas</i>	114

Resumen

El presente documento expone los resultados obtenidos a partir de una evaluación de vulnerabilidad del edificio Niza en la ciudad de Villavicencio mediante la comparación de un análisis lineal siguiendo el procedimiento A.10 de la NSR-10 y un análisis no lineal Pushover según la ASCE 41-17, el análisis no lineal busca ampliar la información y permite conocer los mecanismos de falla de la edificación posterior a la aplicación de una carga a un desplazamiento determinado. Se desarrollaron los modelos en el software ETABS, y con ello se realizó el análisis lineal, permitiendo conocer el estado actual de la edificación bajo una acción dinámica en el rango lineal, posteriormente se realizó un análisis Pushover buscando conocer que elementos sufren plastificación bajo la acción sísmica por medio de la asignación de rotulas plásticas, luego de ello se compararon los resultados obtenidos por las dos metodologías hasta proponer algún tipo de reforzamiento que permita mejorar el comportamiento de la estructura, evitando algún tipo de desastre que se pudiese ocasionar. Teniendo en cuenta los costos de inversión que tendrían dichas propuestas de reforzamiento, sería recomendable evaluar si resulta mejor demoler completamente la edificación y plantear una nueva propuesta que garantice el cumplimiento de la norma actual, finalmente se realizó una cartilla de aplicación didáctica indicando paso a paso el procedimiento no lineal según la ASCE 41-17, esto con fines académicos.

Palabras claves: análisis no lineal, análisis de vulnerabilidad, vulnerabilidad sísmica, zona de amenaza, pushover, NSR-10, ASCE 41-17

Abstract

This document presents the results obtained from a vulnerability assessment of the Niza building in the city of Villavicencio by comparing a linear analysis following procedure A.10 of the NSR-10 and a non-linear Pushover analysis according to the ASCE 41 -17, nonlinear analysis seeks to expand the information and allows us to know the failure mechanisms of the building after the application of a load at a given displacement. The models were developed in the ETABS software, and with this the linear analysis was carried out, allowing us to know the current state of the building under a dynamic action in the linear range. Subsequently, a Pushover analysis was carried out seeking to know which elements undergo plasticization under the action. seismic through the assignment of plastic hinges, after which the results obtained by the two methodologies were compared until some type of reinforcement was proposed that would improve the behavior of the structure, avoiding any type of disaster that could be caused. Taking into account the investment costs that such reinforcement proposals would have, it would be advisable to evaluate whether it is better to completely demolish the building and propose a new proposal that guarantees compliance with the current standard. Finally, a didactic application booklet was made indicating step by step the non-linear procedure according to ASCE 41-17, this for academic purposes.

Keywords: nonlinear analysis, vulnerability analysis, seismic vulnerability, hazard zone, pushover, NSR-10, ASCE 41-17

Introducción

En el diseño estructural es necesario conocer aspectos sísmicos del lugar donde se emplazará la estructura, como la zona de amenaza sísmica, resulta crucial a la hora de modelar la edificación con las cargas que se espera actúen en ella. Este tipo de lineamientos de modelado aplicados en el diseño sísmico se toman teniendo en cuenta los principios sismorresistentes de las normativas regidas en cada país. Si bien es cierto que dichas normativas de construcción constantemente se están modificando, se vuelve necesario tener un seguimiento de las edificaciones diseñadas y construidas que terminan siendo obsoletas a los conceptos de las normativas vigentes, una condición que refleja la ciudad de Villavicencio, pues anterior a la aplicación de la NSR-98, la CCCSR-84 consideraba la ciudad como una zona de amenaza sísmica intermedia infravalorando las fuerzas sísmicas perennes en la zona, hoy en día la actual norma considera esta ciudad como una zona de amenaza sísmica alta generando un grado de exposición significativo ante las consideraciones de la NSR-10. Por esta razón se busca evaluar el nivel de vulnerabilidad del edificio Niza con el fin de determinar en qué nivel de riesgo se encuentra bajo la acción de una carga sísmica de la que se espera pueda ocurrir en Villavicencio, y si la edificación no se encuentra en condiciones óptimas según la norma actual (NSR-10), dependiendo de su nivel de riesgo proponer una alternativa de reforzamiento con el fin de que se garantice un comportamiento dúctil o en el peor de los casos recomendar su demolición.

1. Formulación del problema

A partir de la tragedia generada por el sismo de 1983 en la ciudad de Popayán, se estableció en Colombia, mediante el decreto 1400 de 1984, el primer código de construcción sismorresistente (CCCSR-84). Durante 14 años se construyó en Colombia empleando los lineamientos dados por la CCCSR-84, hasta que en el año 1997 se firmó la ley 400 de 1997 en la que se establecía la Norma Sismorresistente Colombiana en su primera edición (NSR-98), fue allí donde se comenzaron a evidenciar las primeras diferencias entre una norma y otra [1, p. 1]. Con la CCCSR-84, Villavicencio no era considerada una ciudad de amenaza sísmica alta, permitiendo la construcción de estructuras con una capacidad de disipación de energía menor dejando en riesgo muchas edificaciones sin un criterio de colapso o una jerarquía de daño.

En la actualidad, la NSR-10 (su más reciente actualización) cataloga la ciudad de Villavicencio con una amenaza sísmica alta, esto exige mayor rigurosidad en el diseño con el fin de evitar poner en riesgo las estructuras y reducir el máximo de pérdidas de vidas humanas [2]. Teniendo en cuenta lo anterior, muchas edificaciones en Villavicencio no se construyeron con la rigurosidad en el diseño requerido a la amenaza sísmica actual según la normativa vigente y muchas de estas no han sido evaluadas según los lineamientos mínimos de diseño, dejando en incertidumbre el comportamiento de la edificación frente a la acción de un sismo.

Un ejemplo de dicha condición es el edificio Niza, se encuentra ubicado en el centro de Villavicencio en la Cra 31 # 41 B – 12 LC 4, una zona muy comercial con un tránsito peatonal frecuente de los habitantes de la ciudad cuenta con 5 pisos y un sistema estructural de pórticos de concreto resistente a momentos [3, p. 19].

Con base en lo anterior se plantea la aplicación de dos tipos de análisis al edificio Niza, lineal y no lineal, esto con el fin de evaluar la vulnerabilidad dado por las condiciones existentes en la estructura mediante la comparación de las dos metodologías basadas en enfoques distintos.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio Niza en la ciudad de Villavicencio construido antes de la aplicación de la NSR-10, mediante la comparación de un análisis lineal establecido en la NSR-10 y un análisis no lineal por la ASCE 41-17.

2.2. Objetivos específicos

Realizar un análisis no lineal bajo los lineamientos de la ASCE 41-17, con el fin de determinar los elementos más expuestos en la estructura ante acciones sísmicas, en función de sus características de armado y material.

Aplicación de un análisis lineal teniendo en cuenta el procedimiento A.10 de la norma NSR-10 del título A.

Comparar los resultados obtenidos por medio de los análisis aplicados para determinar sus principales diferencias en el comportamiento de la estructura bajo la acción sísmica.

Efectuar recomendaciones de reforzamiento pertinentes en función de los resultados obtenidos de los análisis realizados para el edificio de estudio.

Desarrollar una cartilla de aplicación del procedimiento no lineal acorde con la ASCE 41-17 para estructuras con sistemas aporticados de 3 a 5 niveles.

3. Justificación

Con la implementación de la NSR-98 y la NSR-10 cambiaron las consideraciones mínimas de diseño para construcción en la ciudad de Villavicencio, esto generó un aumento de riesgo por colapso o falla en las edificaciones de más de 30 años de antigüedad, debido a que no cumplen los lineamientos mínimos de la normativa, de este modo, no garantiza la integridad estructural bajo las acciones sísmicas esperadas en una zona en la que se puede comprobar la gran vulnerabilidad frente a un sismo de gran magnitud [4].

Por ello, la importancia de este proyecto radica en el riesgo latente en el edificio Niza en Villavicencio, cuenta con más de 30 años de antigüedad, teniendo en cuenta el factor tiempo y la consideración de diseño con la que se construyó, se busca evitar el desarrollo de patologías que puedan afectar a los elementos estructurales [3, p. 22]. Debido a esto, es necesario realizar una evaluación que brinde información acerca de cómo podría comportarse la estructura bajo una propensa acción sísmica, y de ser necesario un reforzamiento basado en la normativa vigente. Esto también resulta un tema importante para las autoridades competentes en relación con el riesgo social, ambiental y económico que se pudiese ocasionar bajo el colapso o el riesgo de colapso de la edificación, teniendo en cuenta que se encuentra ubicada en una zona muy comercial y transitada por peatones de la ciudad.

Dicha evaluación se lleva a cabo por medio de la aplicación de un análisis lineal y no lineal, con la aplicación de un análisis lineal según el procedimiento A.10 de la NSR-10, se puede esclarecer el estado de la estructura teniendo en cuenta los lineamientos mínimos de la norma, y con ello verificar si se cumplen o no dichos parámetros. Así mismo, Con el análisis no lineal Pushover se busca determinar cuál sería el comportamiento de los elementos estructurales actuando bajo una carga sísmica de considerable magnitud, y de este modo determinar por medio

de una aproximación una posible secuencia de falla de la estructura posterior a llegar a su zona de plastificación y conocer realmente que elementos se encuentran más expuestos a dicha carga sísmica

4. Alcance

El propósito del proyecto es evaluar el riesgo sísmico del edificio Niza, este cuenta con 5 plantas cuyo sistema estructural está compuesto por pórticos resistentes a momentos de hormigón armado emplazado en Villavicencio, empleando un análisis lineal y un análisis no lineal.

El análisis lineal se llevará a cabo según el procedimiento dado en el apartado A.10 de la NSR-10, por medio de un modelo de la edificación en el software ETABS, utilizando un análisis dinámico espectral para determinar la magnitud de la carga sísmica y con ello conocer los esfuerzos a los que son sometidos los elementos, para posterior calcular el índice de sobreesfuerzo y determinar si el esfuerzo está o no en un rango aceptable, además de calcular los índices de flexibilidad con los desplazamientos y deformaciones obtenidas.

Con el análisis no lineal se busca obtener el comportamiento individual de los elementos por medio de la asignación de rotulas plásticas y conocer cuáles de ellos son los más expuestos y en que desplazamiento se presenta su plastificación, además de conocer la curva de capacidad en cada dirección de la aplicación de la fuerza sísmica, y bajo que desplazamiento se presenta la mayor afectación del cortante basal en la estructura.

Después se busca presentar propuestas de reforzamiento o mejoramiento de la edificación si lo necesita, según los resultados que se obtengan en cada una de las metodologías desarrolladas y ver que tan viable pudiesen ser, y finalmente, con fines académicos y educativos se propone

desarrollar una cartilla de aplicación didáctica que explique el procedimiento Pushover llevado a cabo según los parámetros indicados en la norma americana ASCE 41-17.

5. Antecedentes

En la tesis presentada por Pérez y López [5] “Análisis de vulnerabilidad sísmica y valoración de patologías estructurales, caso de estudio: edificio balcones de la 30. Villavicencio, meta”, realizaron un análisis de vulnerabilidad al edificio balcones de la 30 por medio del procedimiento A.10 de la norma NSR-10, con el que se evalúan estructuras antiguas construidas con normativas anteriores a la vigente, esto teniendo en cuenta que Villavicencio es una ciudad catalogada como zona de amenaza sísmica alta, entre sus conclusiones se puede apreciar que dicha edificación no presenta una gran afección al sistema estructural en las revisiones físicas, algunos entrepisos presentan unas derivas superiores al 1% lo que genera que ciertos elementos sobrepasen los límites de los índices de flexibilidad, entre las recomendaciones se da una posible intervención en el sistema estructural quizás aumentar su rigidez con el fin de disminuir la flexibilidad de la estructura y disminuir con ello sus desplazamientos.

Sánchez y Ospina [6] en su tesis hacen referencia que en la ciudad de Villavicencio viene ocurriendo un fenómeno del deterioro de ciertas edificaciones lo que pone en riesgo la integridad de las estructuras, sus habitantes y sus alrededores. Los autores llevaron a cabo una valoración cualitativa y cuantitativa del edificio Nacional de Villavicencio teniendo en cuenta el estado del sistema estructural, además de un análisis lineal por medio del procedimiento A.10 de la norma NSR-10, allí se obtuvo que la edificación cumple con los rangos establecidos en las derivas de piso, sin embargo, presenta problemas en los esfuerzos de los elementos, pues en su análisis se obtuvieron elementos con índices de sobre-esfuerzo superiores a la unidad lo que genera un riesgo

en la edificación, finalmente proponen una rehabilitación sísmica a la edificación además de un ensayo de asentamiento.

En la tesis “Aplicación de temas de ingeniería civil evaluación de vulnerabilidad sísmica y diagnóstico de patología estructural en el municipio de Villavicencio, caso de estudio: edificio la voz del llano” se realizó un análisis de vulnerabilidad sísmica y un estudio de patología estructural en el edificio la voz del llano, allí se evidenciaron a simple vista afecciones en la edificación que comprometen el sistema estructural y su comportamiento ante la acción de las distintas sollicitaciones, teniendo en cuenta que su construcción fue antes de la aplicación de la NSR-98 se analizó por medio del procedimiento A.10 de la NSR-10 para edificaciones construidas con normativas antiguas, en las conclusiones se puede encontrar que según los estudios de patología se esperaba una resistencia mínima del concreto de 17 MPa, sin embargo en algunos elementos se encontraron valores de 14 MPa lo que compromete de manera crítica el comportamiento de la estructura, también se encontró que dicha edificación presenta una gran rigidez en los pisos superiores y en el primer piso una gran flexibilidad lo cual la norma establece que no es una solución aceptable para el diseño estructural según sus parámetros dados, además de que ciertos elementos sobrepasan sus índice de sobreesfuerzo generando un riesgo en el sistema de transmisión de cargas y resistencia de la estructura. [7]

6. Marco referencial

6.1. Marco teórico

6.1.1. *Análisis estructural*

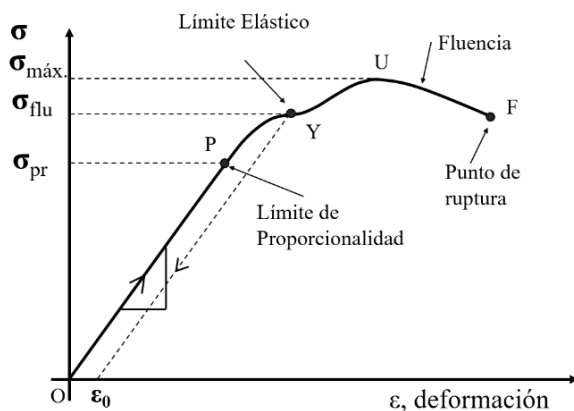
Se habla de los egipcios como una de las primeras civilizaciones que avanzaron en este concepto de análisis estructural, que, si bien no dejaron un aporte teórico a lo que hoy define dicho análisis, si se conoce como con su conocimiento aparentemente empírico determinaban las dimensiones de los elementos, y esto los llevó a la construcción de grandes estructuras muy conocidas en la actualidad que después de milenios siguen en pie como lo son las pirámides. Estos y muchos otros ingenieros primitivos mostraron tener un conocimiento suficientemente avanzado en el campo estructural que permite hoy apreciar las maravillas del mundo antiguo, sin embargo, no fue sino hasta hace aproximadamente 175 años que se comenzó a desarrollar una teoría que hable acerca del comportamiento de las estructuras [8, p. 4].

Según McCormac en su libro “Análisis de estructuras métodos clásico y matricial”, el análisis estructural es el análisis de las fuerzas internas de los elementos estructurales sometidos a deformaciones debido a las solicitaciones impuestas [8, p. 3]. Este análisis permite conocer el estado de los elementos de acuerdo con su material, su sección geométrica y su capacidad para resistir las fuerzas externas generadas en diferentes magnitudes y direcciones, gracias a esto, los ingenieros hoy diseñan y construyen grandes edificaciones e innovaciones arquitectónicas, creando escenarios más cómodos agradables a la vista y brindando un confort mayor, así mejorando la calidad de vida de muchas personas.

6.1.2. Análisis sísmico

El ingeniero Rochel afirma que las diferentes normas de construcción buscan garantizar el factor seguridad reflejado en la capacidad de resistencia de la estructura, la resistencia a las diferentes solicitaciones máximas a las que esté sometida durante sus años de vida útil [9, p. 25]. Dicha resistencia depende de geolocalización de la estructura, dependiendo si se encuentra en zonas de amenaza sísmica alta, media o baja, este factor cambia las condiciones de diseño requeridas a la hora de efectuar tanto el análisis como el diseño estructural, pues, según el ingeniero Rochel, la edificación debe soportar las cargas sísmicas en el rango elástico lineal de baja intensidad durante toda su vida útil, resistir sin daños significativos sismos tanto del rango lineal como no lineal, de intensidad moderada durante toda su vida útil permitiendo fisuraciones, flexiones, incluso fallos en elementos no estructurales, y finalmente se deberían resistir sismos de intensidad alta en el rango no lineal una sola vez en su vida útil, en el que se podría esperar fallos en los elementos estructurales sin el colapso de la estructura, cabe aclarar que los daños permitidos dependen del nivel de importancia de la edificación, entre mayor sea su nivel de importancia, menor daño se permitiría en dicha edificación [9, p. 27].

6.1.2.1. Análisis lineal. El análisis lineal se usa a partir del rango elástico de los materiales, en esta zona no se consideran daños y deformaciones permanentes en los elementos ante la acción de una carga o solicitación, esta aproximación es de amplio uso y requiere un menor cálculo matemático para su estimación, sin embargo, es limitado en establecer el estado final de la estructura cuando los materiales empiecen a deformarse y variar su resistencia.

Figura 1. *Grafica esfuerzo-deformación de los materiales*

Nota. Se puede apreciar que el rango lineal elástico alcanzado por un material, se ubica en el punto Y de la gráfica donde se alcanzó el esfuerzo de fluencia, el lado derecho de la gráfica corresponde zona de rango no lineal. Tomado de [10]

6.1.2.1.1. Análisis estático lineal. Autores afirman que:

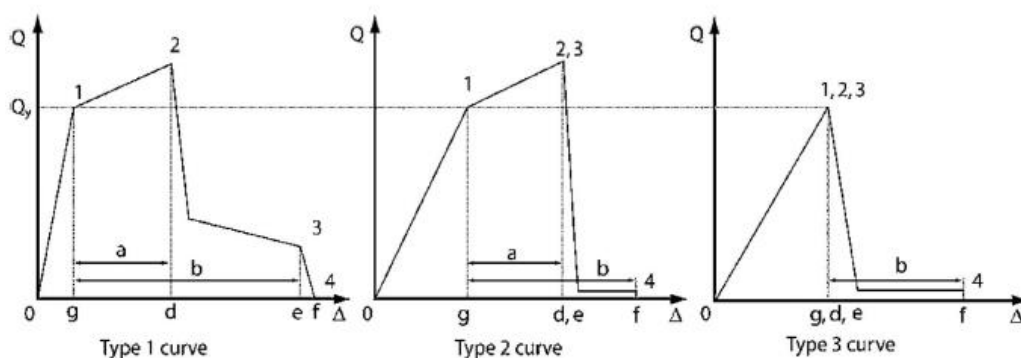
Cuando la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad y con una rigidez lineal.

La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura mediante un análisis estático lineal. [11, p. 25]

6.1.2.1.2. Análisis dinámico lineal. Para este tipo de análisis, la estructura se modela como un sistema de varios grados de libertad por medio de una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento, usualmente, al ser un procedimiento tan complejo, la acción sísmica se modela utilizando un análisis modal espectral mediante el uso de diferentes softwares de modelado estructural [11, p. 25].

6.1.2.2. Análisis no lineal. Este tipo de análisis se emplea para evaluar la estructura cuando las fuerzas externas la llevan a sobrepasar su límite elástico, entrando en la zona donde los daños y las deformaciones se vuelven permanentes, también es conocida como la zona plástica. El análisis no lineal permite obtener información más completa acerca del comportamiento de la estructura, por medio de la incorporación de rotulas plásticas que facilitan la estimación de las deformaciones presentes en los elementos.

Las rotulas en si misma son un punto de monitoreo en el cual se puede establecer la carga que se trasmite, pudiendo aplicar más de una rotula para poder representar las solicitaciones más detalladamente en el elemento. Estas rotulas no modifican la respuesta de la estructura, pero si permite generar un mapa de daño en los elementos estructurales prediciendo de esta manera daños específicos, así como patrones de colapso parcial o total de una estructura. Dependiendo del comportamiento de la rótula, una vez aplicada la carga estática, se puede clasificar el comportamiento del elemento al cual se le asigno la rótula entre dúctil, semi frágil y frágil, pudiéndose así conocer el mecanismo de falla asociado. Una falla dúctil permite la degradación del elemento de manera controlada, por otro lado, una falla frágil genera un daño esporádico sin previo aviso. Gráficamente los comportamientos de las rotulas se pueden esbozar en la siguiente imagen siendo una rotula dúctil a frágil de izquierda a derecha.

Figura 2. *Comportamiento de las rotulas*

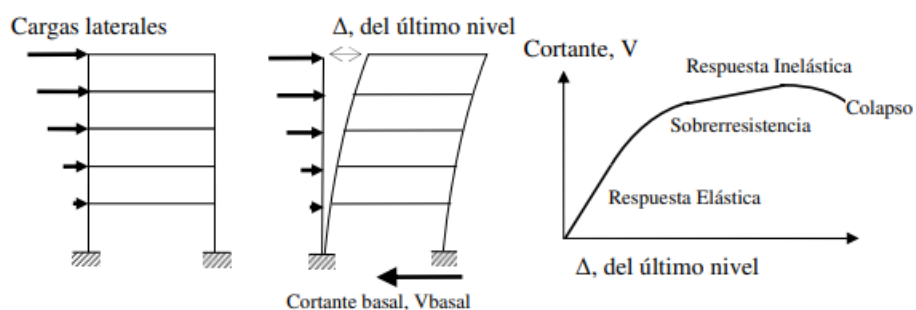
Nota. en la figura 2 se puede apreciar el comportamiento de cada una de las rotulas de acuerdo con su clasificación como dúctil, semi-frágil y frágil respectivamente. Tomado de [12]

6.1.2.2.1. Análisis estático no lineal (Pushover). Resulta fundamental conocer el comportamiento de una estructura principalmente en zonas donde la amenaza sísmica es mayor, si bien los métodos más usados de análisis lineal (estático y dinámico) son confiables y permitidos por las diferentes normas y códigos de construcción, son limitados en describir un comportamiento real bajo la acción de una carga sísmica lo suficientemente grande como para generar fallas críticas en los elementos e inclusive en la estructura misma. El análisis estático no lineal, resulta una propuesta de solución muy practica para encontrar una correcta respuesta sísmica de la edificación y determinar el desempeño que la misma tiene bajo la acción de dicha carga.

El método más utilizado es el llamado Pushover, según el autor Paredes, “Este método consiste en aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales en forma monótonica, es decir, en un solo sentido, teniendo en cuenta las cargas de gravedad permanentes de la estructura” [11, p. 27]. Es de resaltar que no todas las estructuras son aptas para la aplicación de esta metodología, siendo destinada para estructuras en las cuales los modos de vibración superiores no son significativos y no presenta irregularidades relevantes en planta en ninguno de sus niveles.

Esta aproximación estática consiste en la aplicación de una fuerza lateral a un modelo ya diseñado que tiene en cuenta la no linealidad, progresivamente se va aumentando la carga aplicada hasta obtener un desplazamiento de dicho modelo o generar el colapso total teniendo en cuenta los efectos P-delta [11]. De esta se deben conocer sus características estructurales como el armado de sus elementos, se deben aplicar patrones de cargas laterales mayoradas y las cargas gravitacionales, esto de acuerdo con el código de diseño aplicado [11, p. 27].

Figura 3. *Secuencia del proceso de análisis Pushover*



Nota: en la siguiente grafica se puede observar el proceso de aplicación del análisis Pushover de la aplicación de la carga estática hasta su colapso sobrepasando la zona inelástica de la gráfica. Tomado de [13]

Aunque los análisis Pushover con distribución de fuerza lateral invariante se han utilizado con frecuencia para la evaluación sísmica, se sabe que tienen algunas limitaciones. Por ejemplo, no pueden detectar cambios causados en las características dinámicas no lineales debido a la evolución del daño en la estructura. [14]

Como resultado del análisis, se puede generar una gráfica denominada como curva de capacidad, esta representa la respuesta de la estructura ante la acción de la carga aplicada, mediante la medición de la deformación que se origina en la parte superior de la estructura.

Figura 4. *Curva de capacidad*

Nota: en la gráfica se puede observar que esta curva de capacidad generada por el análisis Pushover, se obtiene una relación entre el cortante de piso y el desplazamiento de la última planta de la edificación, entre mayor sea el área bajo la curva de la gráfica, mejor es el comportamiento de la estructura. Tomado de [15, p. 93]

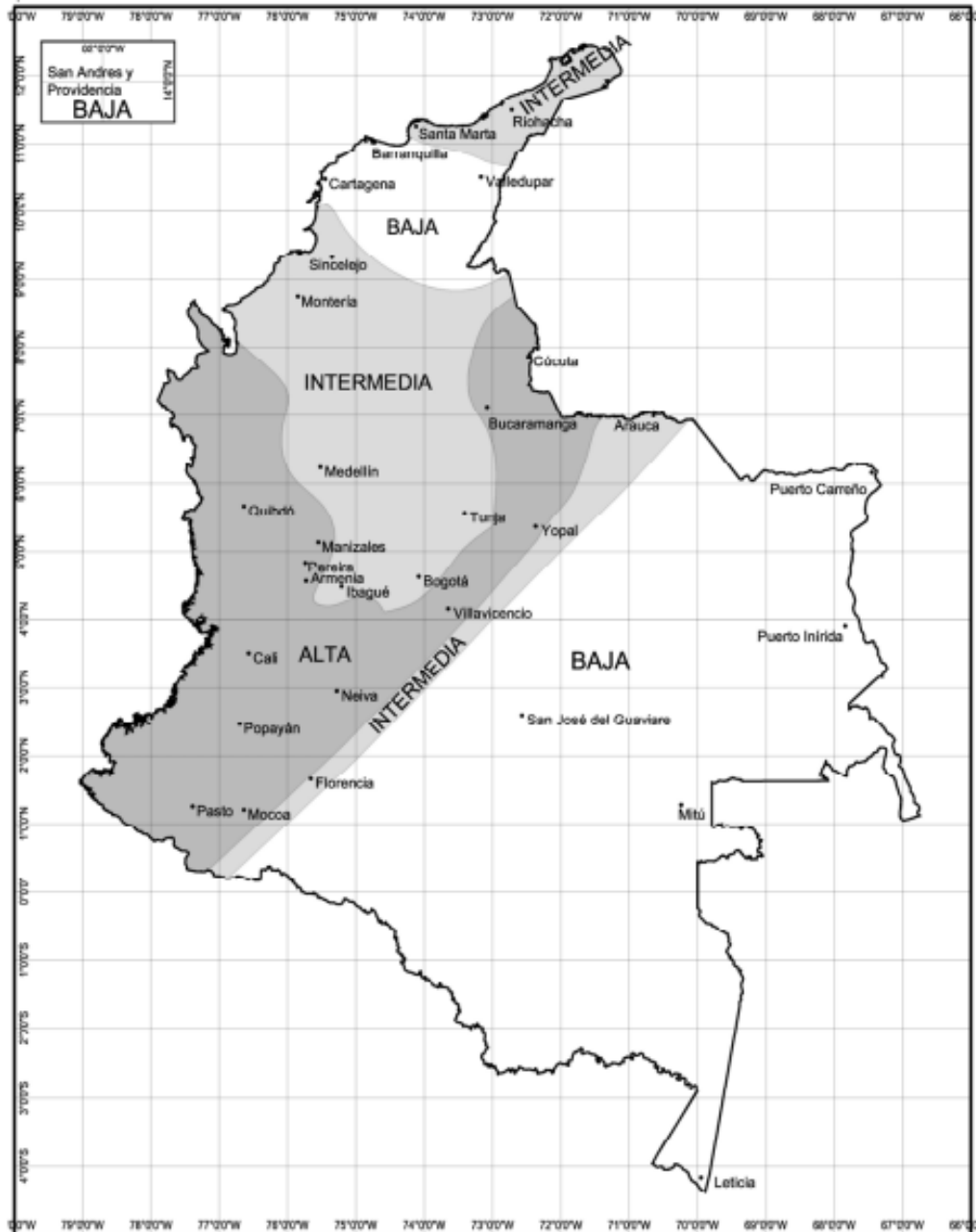
6.1.3. Evaluación de vulnerabilidad

6.1.3.1. Amenaza sísmica. El ingeniero Rochel explica que por amenaza sísmica se entiende cualquier descripción de los efectos que ocasiona un terremoto en el suelo de una zona determinada. Estos efectos se representan por medio de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento del terreno a la hora del movimiento sísmico, para evaluar dicha amenaza es necesario analizar desde la emisión de la onda sísmica en el hipocentro hasta que la onda alcance la zona de estudio, esto con el fin de evaluar la severidad del movimiento del terreno producido por la fuerza sísmica. [9, p. 31].

Según el ingeniero Rochel [9, p. 32], la amenaza sísmica se refiere a la probabilidad de que el movimiento del terreno exceda un parámetro descriptivo del sismo, la NSR-10 clasifica la amenaza sísmica de acuerdo con los parámetros A_a y A_v , si estos valores son iguales o inferiores a 0.1 se clasifica como zona de amenaza baja, si están entre 0.1 y 0.2 se clasifica como zona de

amenaza intermedia y si los valores son superiores a 0.2 entonces se clasifica como zona de amenaza sísmica alta (NSR-10, 2010).

Figura 5. Zonas de amenaza sísmica aplicables a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v



Nota: en el mapa se puede observar cómo se clasifica cada uno de los departamentos de Colombia respecto a la zona de amenaza sísmica, siendo las zonas más oscuras zonas de amenaza sísmica alta y las más claras zonas de amenaza sísmica baja de acuerdo con los coeficientes A_a y A_v . Tomado de [2]

6.1.3.2. Vulnerabilidad sísmica. Los autores Vamvatsikos, Kouris, Panagopoulos, Kappos, Nigro, Rossetto, Lloyd y Stathopoulos afirman que “La vulnerabilidad sísmica se puede definir como el grado de pérdida de un elemento dado en riesgo (por ejemplo, edificios) resultantes de la ocurrencia de un evento sísmico”. En el artículo “Structural vulnerability assessment under natural hazards: A review” habla acerca de que es necesario estimar las pérdidas que se pueden sufrir bajo la acción de terremotos como pérdidas económicas y humanas, esto para el desarrollo de escenarios de riesgo sísmico como herramientas para el fortalecimiento y gestión previo a la acción del terremoto [16].

6.1.3.3. Vulnerabilidad estructural. La vulnerabilidad estructural se define como la probabilidad con que se puede afectar la integridad de cada uno de los elementos estructurales bajo la acción de una carga sísmica, pudiendo o no llevar al fallo de ciertos elementos generando el colapso de esta [7, p. 19].

6.1.3.4. Vulnerabilidad no estructural. Se refiere a la probabilidad de afectar elementos en la edificación que no cumplen una función de resistencia estructural en el momento del sismo, dependiendo de sus características geométricas, material y claramente la intensidad de la fuerza del sismo.

6.1.3.5. Análisis de vulnerabilidad.

6.1.3.5.1. Resistencia existente. Se define resistencia como punto en el cual el elemento deja de responder en el rango elástico, los materiales frágiles como el concreto llegan a su resistencia máxima y los materiales dúctiles como el acero superan su punto de fluencia [2, p. 104].

6.1.3.5.2. Resistencia efectiva. Según el apartado A.10.4.3.4 la resistencia efectiva resulta del producto entre la resistencia existente en cada uno de los elementos (La fuerza o el esfuerzo máximo de cada elemento según el análisis realizado) y un factor de reducción que dependerá del estado en el cual se encuentre la estructura a la hora de iniciar la evaluación por el procedimiento A.10 de la norma, siendo un factor de 1.0 para condiciones buenas, 0.8 para condiciones regulares y 0.6 para una mala condición de la edificación.

6.1.3.5.3. Índice de sobreesfuerzo. La NSR-10 define este índice como la relación entre la resistencia existente sobre la resistencia efectiva [2], esto se refiere a la relación entre lo que soporta el elemento en el análisis hecho sobre lo máximo que estaría dispuesto a soportar dicho elemento antes de sobrepasar su rango elástico.

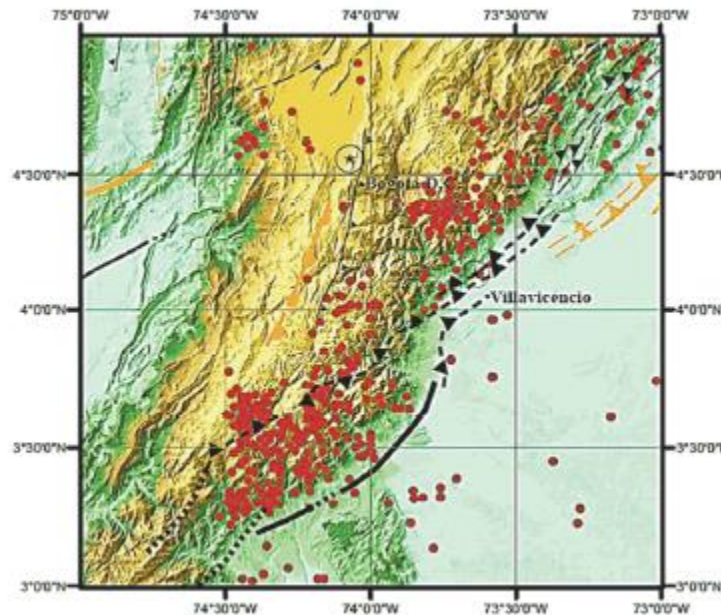
6.1.3.5.4. Índice de flexibilidad. El índice de flexibilidad se refiere a la capacidad de desplazamiento de la edificación tanto en la dirección horizontal como en la vertical, se debe calcular en ambas direcciones. En la dirección horizontal se aplica la relación entre la deriva o desplazamiento horizontal máximo obtenido sobre la deriva o desplazamiento horizontal máximo permitido por la norma, igualmente para las deflexiones verticales se calcula la relación entre la deflexión máxima obtenida sobre la deflexión máxima permitida. Hay que tener en cuenta que este índice se calcula para cada uno de los pisos y también se calcula uno global para toda la estructura [2]

6.2. Marco geográfico

La ciudad de Villavicencio es la capital del departamento del Meta, Colombia, esta se encuentra ubicada en la región del llano colombiano, actualmente cuenta con cerca de 400000 habitantes y es posible que en dos décadas cuente con más de 1 millón teniendo en cuenta la alta tasa de crecimiento poblacional que ha presentado en los últimos años, también es considerada el centro administrativo y económico de la Orinoquía colombiana. En el territorio municipal se distinguen dos regiones: una montañosa, ubicada al occidente y nororiente del municipio, conformada por el costado de la cordillera oriental; la otra región una planicie ligeramente inclinada hacia el oriente y nororiente, correspondiente al pie de monte [5].

Esta ciudad es clasificada según la NSR-10 como una amenaza sísmica alta, esto se debe a que la ciudad se encuentra asentada por donde cruzan las fallas del Sistema de Fallas del Piedemonte llanero. [4]

Figura 6. *Falla del piedemonte llanero*



Nota: en la figura se puede apreciar la zona por donde pasa la falla del piedemonte llanero que genera una sismicidad crítica a la zona del llano, y en este caso a la ciudad de Villavicencio. Tomado de [17]

En el artículo, los autores Vargas, Muñoz y Chicangana “La sociedad frente a la gestión del riesgo: caso sobre la amenaza sísmica en la ciudad de Villavicencio”, los autores afirman que bajo un escenario de riesgo hipotético realizado en dicha investigación se puede comprobar el nivel de vulnerabilidad de la ciudad frente a sismo de gran magnitud que se pueden producir a distancias inferiores a 30 km, lo que sería comparable con el terremoto ocurrido en el departamento del Quindío en 1999 [4].

6.3. Marco normativo

6.3.1. Reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10)

La NSR-10 es la última actualización de la más vigente norma que se implementó bajo la ley 400 de 1997, esta entró en vigor reemplazando al código colombiano de construcción sismorresistente (CCCSR-84). La NSR-10 da los lineamientos mínimos de diseño y construcción en Colombia, con el fin principal de salvaguardar vidas humanas, garantizando que las estructuras sean capaces de soportar las distintas solicitaciones aplicadas por fuerzas externas bien sea por sismo, viento, cambios de temperatura, entre otros.

6.3.2. ASCE 41-17

Describe procedimientos sistemáticos basados en deficiencias que utilizan principios teniendo en cuenta el rendimiento para evaluar y modernizar edificios existentes con el fin de resistir los efectos sísmicos. El documento presenta un proceso de tres niveles de acuerdo con una gama de niveles de rendimiento de la construcción al conectar el rendimiento estructural objetivo y el rendimiento de los componentes no estructurales con los niveles de riesgo sísmico [12].

7. Metodología

Para el desarrollo del presente proyecto se definió una investigación del tipo evaluativa para obtener conclusiones acerca del comportamiento estructural del edificio Niza bajo las dos metodologías de análisis que se espera aplicar. Esta investigación presenta un diseño del tipo no experimental numérico, en la que a partir de la información existente del objeto de estudio y de investigaciones previas realizadas, se evalúe su comportamiento por medio de los análisis

planteados, sin efectuar cambios o introducir algún tipo de modificación respecto a la estructura original y como se diseñó, esto bajo el planteamiento de un enfoque cuantitativo, pues permite obtener de una forma más clara y exacta los datos que se buscan analizar para obtener las respectivas conclusiones.

El objeto de estudio para dichos análisis es el edificio Niza diseñado y construido según la norma CCCSR-84, la representación de este edificio se hará por medio de un modelo matemático de software creado en ETABS a partir de la información existente, con el cual se obtendrán los datos para el análisis lineal según el procedimiento A.10 de la NSR-10 y del análisis no lineal según el procedimiento Pushover y la ASCE 41-17. Para el manejo del software ETABS se solicitó a la empresa CSI una versión de prueba de tiempo limitado con fines académicos.

En el desarrollo del proyecto se seguirá un método de muestreo no probabilístico, ya que está sujeto a datos exactos arrojados por el programa, lo que daría resultados específicos de las variables que se buscan analizar. Para el cumplimiento de los objetivos se realizarán una serie de actividades, inicialmente se hace una revisión del capítulo A.10 de la NSR-10 del procedimiento a seguir para la evaluación de vulnerabilidad sísmica, consta de 10 etapas en las que se tiene en cuenta la información preliminar de la edificación de estudio y la evaluación de la estructura existente según el diseño y la construcción de esta.

Para el análisis no lineal es necesario la revisión de la normativa aplicable que en este caso es la ASCE 41-17 y demás literatura que permitan el desarrollo de un correcto análisis, según los parámetros mínimos dados en la norma se aplica en el software ETABS el procedimiento Pushover y la asignación de rotulas plásticas en los elementos estructurales para obtener información más detallada de los mecanismos de falla de cada uno y su comportamiento global en la curva de capacidad. Finalmente, teniendo en cuenta el procedimiento anterior se busca realizar una cartilla

de aplicación que explique el procedimiento a seguir paso a paso para el Pushover siguiendo los parámetros de la ASCE 41-17.

A continuación, se presenta un listado de actividades a desarrollar para el cumplimiento de cada uno de los objetivos específicos planteados.

- ✓ Objetivo 1. Realizar un análisis no lineal bajo los lineamientos de la ASCE 41-17, con el fin de determinar los elementos más expuestos en la estructura ante acciones sísmicas, en función de sus características de armado y material.

Tabla 1. *Listado de actividades del objetivo 1*

Actividades	Descripción
Crear y calibrar el modelo de análisis no lineal	Crear el modelo en el software ETABS con la configuración acorde al análisis no lineal Pushover
Definición y aplicación de las cargas estáticas de gravedad	
Definición de un patrón de carga lateral sísmica equivalente	La definición del patrón de cargas laterales se hace por medio del Pushover con las fuerzas del análisis modal previamente ejecutado
Generación de rotulas en los elementos estructurales según los parámetros de la ASCE 41-17	Se aplica en el software las rotulas plásticas en vigas y columnas de forma semi automática, ingresando los parámetros dados en la ASCE 41-17 en las tablas 10-7 y 10-8
Definir el desplazamiento objetivo de la edificación	
Incremento de la carga lateral hasta el desplazamiento objetivo	Por medio del software se corre el modelo y este se encarga de aplicar la carga progresivamente hasta alcanzar el desplazamiento objetivo
Evaluar los parámetros de demanda dados en la ASCE 41-17	Evaluar las fuerzas, desplazamientos y deformaciones de la edificación según indica la ASCE 41-17

- ✓ Objetivo 2. Aplicación de un análisis lineal teniendo en cuenta el procedimiento A.10 de la norma NSR-10.

Tabla 2. Listado de actividades del objetivo 2

Actividades	Descripción
Revisión del título A.10 de la norma NSR-10	Se revisar el título A.10.1.4 de la norma que corresponde a la información preliminar, la evaluación de la estructura existente y la intervención del sistema estructural, esto anterior llevado a cabo por medio de 12 etapas a desarrollar
Definición del alcance del procedimiento	Se debe verificar que la intervención a realizar esté cubierta por el apartado A.10.1.3
Calificar el estado actual de la estructura	Se debe calificar el estado actual de la estructura de acuerdo con dos parámetros, el primero se refiere a la calidad del diseño de la estructura, su sistema de cimentación y la construcción de esta, el segundo parámetro se refiere al estado de conservación y mantenimiento de la edificación. Esto anterior basado en el título A.10.2
Determinar las solicitaciones de la estructura	Se deben determinar las cargas que a las que la estructura está sometida de acuerdo con el apartado A.10.4.2
Determinar la resistencia existente de la estructura	La resistencia existente se toma de acuerdo con los resultados obtenidos a partir del análisis estructural realizado
Obtener la resistencia efectiva de la estructura	La resistencia efectiva se obtiene siguiendo el apartado A.10.4.3.4
Calcular el índice de sobreesfuerzo	Determinar el índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales como vigas y columnas
Obtener los desplazamientos horizontales	Se revisan las derivas obtenidas a partir del modelo de la edificación
Obtener las deflexiones verticales	Se revisan las deflexiones obtenidas a partir del modelo de la edificación
Calcular el índice de flexibilidad horizontal y vertical	Se calcula el índice de flexibilidad teniendo en cuenta las derivas y las deflexiones permitidas y las obtenidas, esto en cada uno de los pisos y un cálculo de la estructura global

- ✓ Objetivo 3. Comparar los resultados obtenidos por medio de los análisis aplicados para determinar sus principales diferencias en el comportamiento de la estructura bajo la acción sísmica.

Tabla 3. *Listado de actividades del objetivo 3*

Actividades	Descripción
Análisis de resultados del procedimiento no lineal Pushover	De acuerdo con el procedimiento aplicado, se necesita obtener los datos que muestran el comportamiento de la estructura en su rango no lineal
Análisis de resultados del procedimiento A.10 de la NSR-10	Según el procedimiento dado por la NSR-10 se busca analizar en qué condiciones se encuentra la edificación con los resultados obtenidos
Comparación de los resultados obtenidos por las dos metodologías aplicadas	En la comparación se busca encontrar la relación entre los datos obtenidos en cada análisis y que diferencias se encuentran a la hora de determinar el comportamiento de la estructura analizada

- ✓ Objetivo 4. Efectuar recomendaciones de reforzamiento pertinentes en función de los resultados obtenidos de los análisis realizados para el edificio de estudio.

Tabla 4. *Listado de actividades del objetivo 4*

Actividades	Descripción
Determinar los elementos más críticos de la estructura	A partir de los resultados de los análisis hechos, se identifican que elementos presentan un mayor riesgo de falla
Proponer un reforzamiento a los elementos que lo requieran	Identificando los elementos con un mayor riesgo se propone algún tipo de reforzamiento de acuerdo con el comportamiento que presente buscando aumentar la resistencia y la estabilidad de la estructura

- ✓ Objetivo 5. Desarrollar una cartilla de aplicación del procedimiento no lineal acorde con la ASCE 41-17 para estructuras con sistemas aporticados de 3 a 5 niveles.

Tabla 5. *Listado de actividades del objetivo 5*

Actividades
Determinar el procedimiento apropiado establecido por la ASCE 41-17 para la evaluación estructural de edificios de pórticos de concreto
Establecer recomendaciones prácticas en función del proyecto desarrollado
Creación de imágenes o ilustraciones para ser empleadas en la cartilla a modo didáctico
Síntesis del contenido de la cartilla con la finalidad de que sea concisa y directa en el procedimiento
Primera revisión por parte del docente
Revisión por parte de la unidad de investigación
Publicación de la cartilla del procedimiento no lineal

8. Análisis lineal – Procedimiento A.10 de la norma NSR-10

8.1. Etapa 1 – Verificar que el alcance esté cubierto por la sección A.10.1.3

De acuerdo con el apartado A.10.1.3 se verificó que la intervención a realizar en la edificación estuviera establecida en el alcance del capítulo. El numeral A.10.1.3.3 indica que dicho procedimiento se debe realizar para la evaluación de vulnerabilidad sísmica para edificaciones construidas antes de la vigencia del reglamento actual.

8.2. Etapa 2 – Recopilar información existente acerca del diseño geotécnico, estructural y proceso de construcción de la edificación original

Actualmente no se cuenta con el diseño geotécnico empleado en el proyecto inicial, tampoco se cuenta con información acerca del proceso constructivo, del diseño estructural se conoce gracias a los ensayos de patología realizados por la empresa ICONTECH S.A.S expuestos en el informe “Ensayos para patología y vulnerabilidad sísmica edificio Niza centro Villavicencio-meta”, allí se realizaron diversos ensayos como fueron, extracción de núcleos en los elementos para ensayos de resistencia a compresión, regatas en vigas y columnas para conocer el tipo de refuerzo con el que fueron diseñadas y construidas, ensayos de carbonatación que mostraron la calidad actual del concreto, además de análisis con ferroskan para determinar la separación del refuerzo.

Por medio de los ensayos a compresión de los núcleos extraídos se determinó un concreto aproximado de 3000 psi, las columnas, algunas cuentan con dimensiones de 32cm x 42cm con un recubrimiento de 6cm, barras de refuerzo longitudinal N8 de 25.4 mm de diámetro y barras de refuerzo transversal N3 de 9.1mm de diámetro separados cada 200 mm, las vigas cuentan con dimensiones de 32cm x 47cm, un recubrimiento de 4cm, refuerzo longitudinal N8 y refuerzo transversal N3 con separación de 200 mm [3].

Tabla 6. *Refuerzo estructural*

Datos de columna	Datos de viga
32cm x 42cm	32cm x 47cm
r = 6cm	r = 4cm
de = N3 c/20mm	de = N3 c/20mm
db = N8	db = N8

8.3. Etapa 3 – Calificar el estado del sistema estructural según la A.10.2

8.3.1. Calidad del diseño y construcción de la estructura original

En esta etapa se analizó la estructura con las dimensiones dadas de acuerdo con los ensayos que se le hicieron a la estructura anteriormente y se corrió el modelo de la estructura usando el software ETABS, allí se le realizó el respectivo análisis y se compararon los resultados obtenidos con los parámetros mínimos que exige la NSR-10.

Inicialmente se calculó el periodo que debería tener la estructura según la norma de acuerdo con características como su sistema estructural y altura, el periodo se calculó tomando el apartado A.4.2.2 y la ecuación A.4.2-3.

$$T_a = Ct(H^\alpha)$$

Cada uno de estos valores se determinó de acuerdo con la tabla A.4.2-1, estos valores dependen exclusivamente del sistema estructural, en este caso se tomaron los que aplicaban para pórticos de concreto resistente a momentos.

Tabla 7. Cálculo de periodo de acuerdo con la ecuación A.4.2-3 de la NSR-10

Ct	h	α	Ta
0.047	13.4 m	0.9	0.49

También se calculó según la ecuación A.4.2-5, siendo N el número total de pisos de la edificación

$$T = 0.1N$$

Tabla 8. *Cálculo de periodo según la ecuación A.4.2-5 de la norma NSR-10*

# Pisos	T
5	0.5

La norma es clara en el numeral A.4.2.1 donde especifica que el valor de T no puede ser superior al producto entre $C_u T_a$, siendo T_a el periodo calculado en la tabla 2 y C_u se calcula con la ecuación A.4.2-2, este debe tener un valor como mínimo de 1.2

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_V F_V$$

El valor de C_u es de 1.1 por lo que se toma como el mínimo indicado por la norma de 1.2, ahora se prosigue con el cálculo del periodo máximo permitido por la edificación

$$T_{max} = C_u T_a = 1.2(0.49) = 0.588s$$

En los resultados obtenidos en el modelo de ETABS se determinó que los valores de periodo obtenidos en ambas direcciones tanto X como Y eran superiores al periodo máximo permitido.

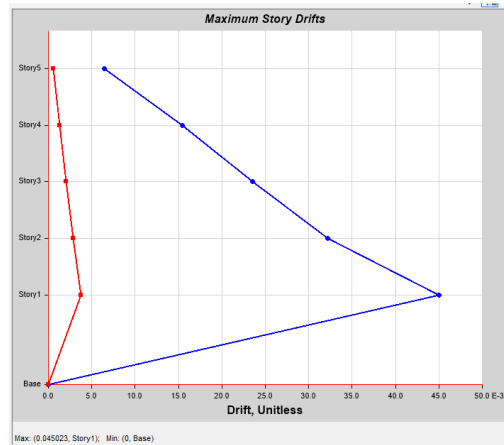
Tabla 9. *Valores obtenidos de periodos en las direcciones X y Y*

Case	Modo	Periodo [s]
Modal	1	1.405
Modal	2	1.237
Modal	3	1.188

Nota: en la figura se puede apreciar los periodos de vibración de la estructura en las direcciones X y Y, siendo Y el modo 3 y X el modo 1.

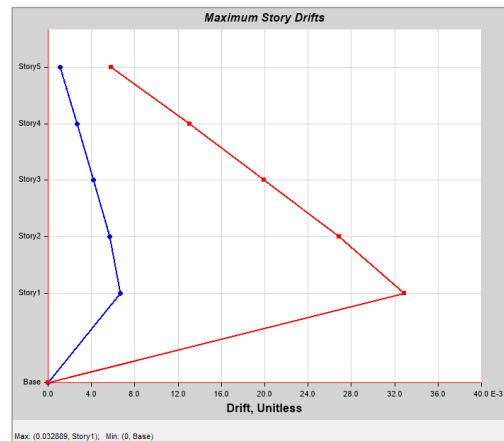
Siguiendo con el análisis se realizaron las verificaciones de las derivas siendo también negativo el resultado, pues las derivas no cumplen en ninguna dirección con la máxima permitida por la normativa.

Figura 7. Deriva obtenida del modelo en la dirección X.



Nota: en la figura se puede apreciar el valor elevado de la deriva obtenida en la dirección X del sismo, dando un valor de 0.045 o lo que es lo mismo del 4.5%. Tomado de [18]

Figura 8. Deriva obtenida del modelo en la dirección Y.



Nota: en la figura se puede apreciar el valor elevado de la deriva obtenida en la dirección Y del sismo, dando un valor de 0.0328 o lo que es lo mismo del 3.28%. Tomado de [18]

De acuerdo con los datos obtenidos del modelo, se puede calificar el estado del sistema estructural como malo, pues no cumple con los requisitos mínimos de rigidez dados en el título A de la norma.

8.3.2. Estado de mantenimiento y conservación

Actualmente la edificación se encuentra habitable, en el primer piso con una sucursal del banco Bogotá y en los pisos siguientes oficinas. Si bien no ha levantado alarmas acerca de un posible fallo o mal comportamiento de esta, el estudio realizado por Martínez, se encontró con la presencia de ciertas grietas en algunos elementos y humedad en varias zonas como la entrada principal, los balcones y el cielo raso, lo que en principio daña el acabado y afecta la imagen de la edificación, puede llegar a ocasionar filtraciones a los elementos estructurales pudiendo disminuir sus propiedades mecánicas, aunque cabe aclarar que hasta el momento no es el caso, pues los estudios de patología realizados mostraron una resistencia correcta del concreto. En este punto se considera que el estado de mantenimiento y conservación de la edificación es bueno.

8.4. Etapa 4 – Deben determinarse las solicitudes de acuerdo con la A.10.4.2

8.4.1. Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación - A.10.4.2.1

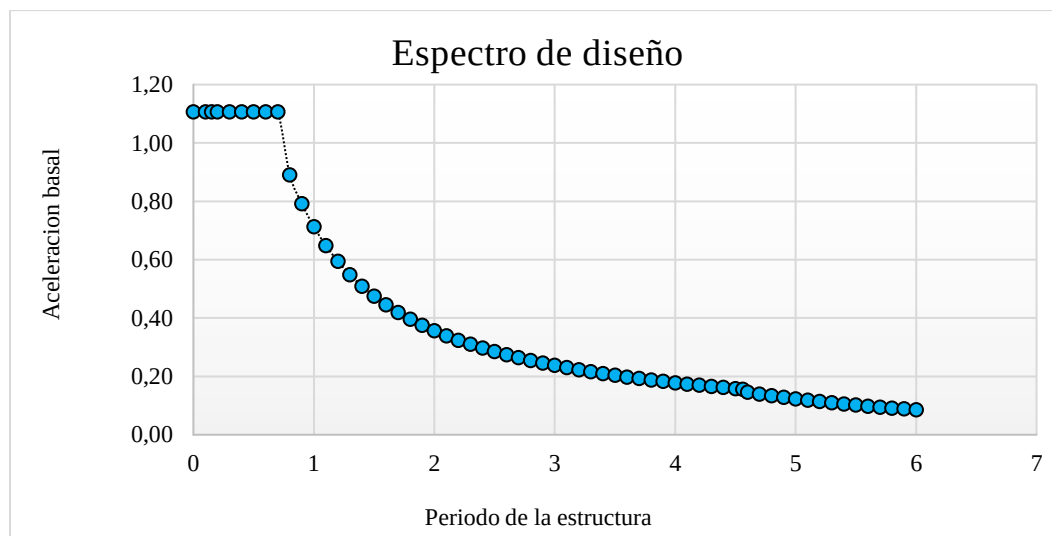
De acuerdo con el nivel de amenaza de la zona se determina el periodo elástico de aceleraciones, se tienen en cuenta distintas variables como los coeficientes de aceleración y velocidad (A_a y A_v), factores de sitio (F_a y F_v), el grupo de uso y el coeficiente de importancia (I), el grupo de uso clasifica la edificación de acuerdo con su nivel de importancia a la hora de la

ocurrencia de una tragedia como un sismo, pues de su uso dependerá si se puede usar como resguardo o albergue.

Tabla 10. Datos para el espectro elástico de aceleraciones de diseño

Departamento	Meta
Municipio	Villavicencio
Amenaza Sísmica	Alta
Aa	0.35
Av	0.3
Fa	1.15
Fv	1.8
Grupo de uso	II
I	1.1
To	0.13
Tc	0.64
TL	4.32

Figura 9. Espectro elástico de aceleraciones de diseño



8.4.2. Clasificación del sistema estructural - A.10.4.2.3

La estructura cuenta con un sistema de pórticos de concreto resistente a momentos.

8.4.3. Coeficiente de capacidad de disipación de energía - A.10.4.2.4

De acuerdo con el sistema estructural definido anteriormente, se tomó de la tabla A.3-3 el valor correspondiente al R_0 para determinar el coeficiente de reducción sísmico R , siendo una estructura de pórticos de concreto resistente a momentos encargados de resistir las solicitaciones tanto horizontales como verticales, se toma un valor de 7.0.

En el apartado A.3.3.8.2 se especifica el coeficiente de redundancia para zonas de amenaza sísmica media o alta, allí se esclarece que el coeficiente de redundancia será igual a 1 si en todos los pisos se recibe más de 35% de la cortante basal de lo contrario el valor será de 0.75, por lo tanto, se realizó la verificación y se encontró que todos los pisos reciben menos del 35% de la carga sísmica tanto en la dirección X como en la dirección Y, lo que significa que se le asignaría un ϕ_r de 0.75.

Tabla 11. Determinación de la irregularidad por redundancia dirección Y

Nivel	Vs	Fi	Fi/Vs	ϕ_r
5	6260.9 kN	910.1 kN	0.15	0.75
4	6260.9 kN	1887.5 kN	0.30	0.75
3	6260.9 kN	1413.5 kN	0.23	0.75
2	6260.9 kN	1219.3 kN	0.19	0.75
1	6260.9 kN	830.5 kN	0.13	0.75

Tabla 12. *Determinación de la irregularidad por redundancia dirección X*

Nivel	Vs	Fi	Fi/Vs	ϕ_r
5	5437.8 kN	774.1 kN	0.14	0.75
4	5437.8 kN	1622.3 kN	0.30	0.75
3	5437.8 kN	1211.1 kN	0.22	0.75
2	5437.8 kN	1062.3 kN	0.20	0.75
1	5437.8 kN	768.1 kN	0.14	0.75

Siguiendo la normativa en el apartado A.3 para determinar las irregularidades en planta presentes en la estructura, se tomó en cuenta la tabla A.3-6 y la figura A.3-1, se evaluaron cada una de las opciones, sin embargo, no se determinó que la misma presente irregularidades en planta siendo el valor de ϕ_p igual a 1.0.

Igual que para determina el valor de ϕ_p , se evaluaron las irregularidades en altura de acuerdo con la tabla A.3-7 y la figura A.3-2 e igualmente se concluyó que la estructura no presenta dichas irregularidades, siendo el valor de ϕ_a igual a 1.0.

Finalmente, el coeficiente de reducción sísmica se calcula con el producto del R_0 y las irregularidades, siendo un R final de 5.25.

Tabla 13. *Valor del coeficiente de reducción sísmica R*

Irregularidades	
ϕ_a	1
ϕ_p	1
ϕ_r	0.75
R_0	7
R	5.25

8.4.4. Fuerza horizontal equivalente (FHE) - A.10.4.2.5

Tabla 14. Fuerza horizontal equivalente (FHE)

Story	h_o	h_i	m_i [Kg]	$(m_i * h_i)^k$	C_v	F_i
1	3.8 m	3.8 m	247723.14 Kg	941347.932	0.10	1275.05 kN
2	2.4 m	6.2 m	265056.04 Kg	1643347.448	0.18	2225.90 kN
3	2.4 m	8.6 m	245140.18 Kg	2108205.548	0.23	2855.55 kN
4	2.4 m	11.0 m	265056.04 Kg	2915616.44	0.32	3949.18 kN
5	2.4 m	13.4 m	110058.05 Kg	1474777.87	0.16	1997.58 kN

Tabla 15. Cálculo de la cortante basal

V_s	S_a	M
12303.26 kN	1.1069	11115.06 kN

8.4.5. Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas - A.10.4.2.6

8.4.5.1. Carga muerta. Con las visitas en campo realizadas como parte del proyecto FODEIN de la universidad Santo Tomás “Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico de la ciudad de Villavicencio, Meta, Colombia: Segunda fase plan de reforzamiento estructural y cumplimiento de la norma NSR-10 para los edificios de la comuna 2 con más de cinco pisos que aplican al capítulo A.10 de la NSR-10”, se obtuvo la información referente al uso de la edificación y la distribución de los elementos estructurales, como también de la presencia de muros de los cuales se estimó su carga.

En su tesis [3] “Estudio de vulnerabilidad sísmica y patología estructural del edificio Niza en la ciudad de Villavicencio, meta, Colombia”, Martínez establece la carga muerta de acuerdo con el peso de la losa y el peso que ejercen los muros en esta. De acuerdo con la tabla B.3.4.2-4 se

tomaron cargas para mampostería de bloque de arcilla pañetado en ambas caras para espesores de muros de 150 mm, en la tabla 11 se muestran las cargas aplicadas en la losa según la distribución de los muros.

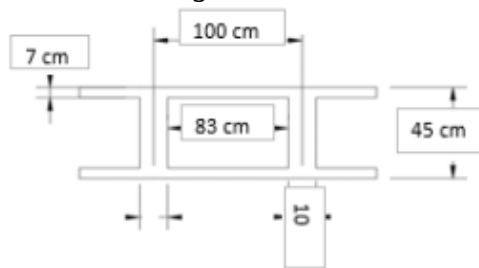
Tabla 16. *Cargas de muros por piso*

Piso	Longitud	Peso	Área	Carga
1	146.93 m	881.58 kN	320 m ²	2.75 kN/m ²
2	178.30 m	1069.80 kN	320 m ²	3.34 kN/m ²
3	146.93 m	881.58 kN	320 m ²	2.75 kN/m ²
4	178.30 m	1069.80 kN	320 m ²	3.34 kN/m ²
5	146.93 m	881.58 kN	320 m ²	2.75 kN/m ²

Nota: la tabla muestra la distribución de cargas de los muros en cada uno de los pisos, de acuerdo con las áreas de estos. Tomado de [3]

La carga del peso propio de la losa se tomó de acuerdo con las dimensiones de su sección transversal representada en la figura 10.

Figura 10. *Sección transversal de la losa aligerada*



Nota: En la figura se puede apreciar la sección transversal de la losa aligerada empleada en la construcción del edificio Niza con sus respectivas dimensiones. [3]

Tabla 17. *Peso propio de la losa aligerada*

t	0.07 m
h	0.45 m
S	1.0 m
bw	0.1 m
δ concreto	24 kN/m ³
Carga	2.76

Nota: de acuerdo con la tabla anterior, teniendo en cuenta las dimensiones de la figura 10, se calcula el peso de la losa según el material de hormigón reforzado. Tomado de [3]

De acuerdo con las cargas de muros y la losa se determinó la carga muerta total impuesta al modelo en cada uno de los pisos.

Tabla 18. *Carga muerta total por piso*

Piso	Carga
1	5.41 kN/m ²
2	6.00 kN/m ²
3	5.41 kN/m ²
4	6.00 kN/m ²
5	1.20 kN/m ²

Nota: la tabla 18 muestra las cargas muertas totales con las que se cargó el modelo de la edificación. Tomado de [3]

8.4.5.2. Carga viva. Para las cargas vivas se tomaron para uso de oficinas, la cual corresponde a 2kN/m² para zonas de oficinas y de 3kN/m² para corredores y escaleras del título B B.4.2.1-1 de la NSR-10.

Figura 11. Cargas vivas tomadas para la estructura

Oficinas	Corredores y escaleras	3.0
	Oficinas	2.0
	Restaurantes	5.0

Nota: la figura 11 muestra las cargas vivas que se tomaron para el diseño del edificio Niza según la NSR-10. Tomado de [2]

8.4.6. Análisis estructural - A.10.4.2.7

Inicialmente se realizó el modelo de la edificación en el software ETABS con base en la información brindada por el proyecto Fodein multicampus de la universidad Santo Tomás y el ingeniero Nicolas Martínez en su tesis “Estudio de vulnerabilidad sísmica y patología estructural del edificio Niza en la ciudad de Villavicencio, meta, Colombia”. [3]

Teniendo en cuenta la aplicación de las cargas mencionadas en la etapa 4 y más factores como los diafragmas, la masa de la edificación, el espectro de la ciudad de Villavicencio, entre otros, se analizó la edificación por medio de un análisis elástico lineal, se aplicó la fuerza horizontal equivalente como análisis estático y se aplicó el modal espectral como análisis dinámico, con este último se realizaron todas las verificaciones tienen que ver con la participación modal, los periodos en los modos fundamentales y las derivas de la edificación como también la revisión de las fuerzas de piso, la corrección de la cortante basal y los esfuerzos de momento, cortante, torsión y carga axial para cada uno de los elementos.

8.4.6.1. Análisis modal espectral**Tabla 19.** *Resultados del modal espectral*

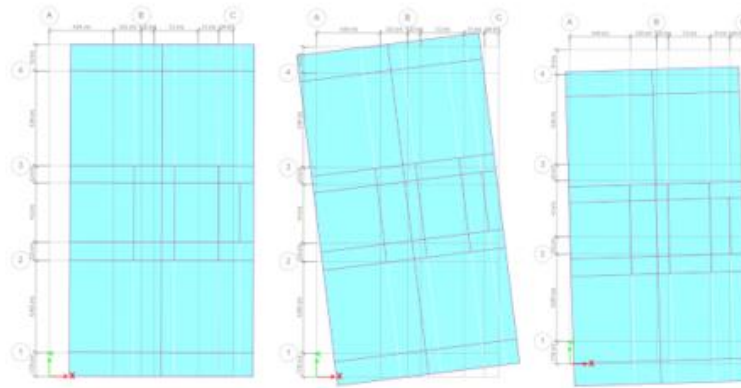
Modo	Periodo s	UX	UY	SumU X	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.405	0.9483	1.69E-06	0.9483	1.69E-06	0.0005	0.0005
2	1.237	0.0005	0.029	0.9488	0.029	0.9155	0.916
3	1.188	7.29E-06	0.907	0.9488	0.936	0.0291	0.9451
4	0.418	0.0432	0	0.992	0.936	3.66E-05	0.9451
5	0.37	2.02E-05	0.0015	0.992	0.9375	0.0445	0.9896
6	0.355	0	0.0512	0.992	0.9887	0.0014	0.991
7	0.222	0.0064	0	0.9984	0.9887	4.62E-06	0.991
8	0.197	1.31E-06	0.0001	0.9984	0.9888	0.0071	0.9981
9	0.186	0	0.0088	0.9984	0.9976	0.0001	0.9982
10	0.155	0.0014	0	0.9998	0.9976	5.28E-07	0.9982
11	0.136	0	2.91E-05	0.9998	0.9976	0.0016	0.9997
12	0.126	0	0.0021	0.9998	0.9997	2.42E-05	0.9997
13	0.125	0.0002	0	1	0.9997	0	0.9997
14	0.108	0	3.27E-06	1	0.9997	0.0002	1
15	0.098	0	0.0003	1	1	2.83E-06	1

Se establecieron 3 modos de vibración por piso para un total de 15 modos. Entre los resultados obtenidos se aprecia el cumplimiento de la participación modal de más del 90% para los modos fundamentales, siendo el modo 1 para X y el modo 3 para Y.

8.4.6.2. Corrección de la cortante basal. También se realizó la corrección del cortante dinámico y se verificó que la relación entre el cortante dado en los modos de vibración y el cortante basal de cada dirección diera por encima del 90%, esto debido a que la estructura se clasifica como irregular, según lo indicado por la norma en los apartados A.5.4.2, A.5.4.3 y A.5.4.4.

Tabla 20. Corrección del cortante dinámico en las direcciones X y Y.

Modos	Periodo	Sa	Mmj x	Vmj x	Mmj y	Vmj y
1	1.405 s	0.5091	9.48E-01	5364.74 kN	1.69E-06	0.01 kN
2	1.237 s	0.5940	-	-	2.90E-02	191.40 kN
3	1.188 s	0.6480	-	-	9.07E-01	6530.49 kN
			Vtj x	5364.74 kN	Vtj y	6721.90 kN
			Vsx	5437.82 kN	Vsy	6260.89 kN
Factor X		98.66%				
Factor Y		107.36%				

Figura 12. Deformadas en los 3 modos fundamentales de vibración

Nota: en la figura 12 se observa el comportamiento de la estructura bajo los modos fundamentales de vibración, $T_1 = 1.41s$, $T_2 = 1.24$ y $T_3 = 1.19$. Tomado de [18]

También se procedió con la verificación de una posible irregularidad torsional o irregularidad torsional extrema, lo cual indicó que la estructura no presenta comportamientos excesivos por la presencia de torsión.

8.4.6.3. Verificación por irregularidad torsional

Tabla 21. Verificación irregularidad torsional en X

Story	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$(\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	$1.2 * (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	$1.4 * (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	Torsional	Torsional Extrema
5	77.35 mm	80.23 mm	78.79 mm	94.55 mm	110.30 mm	✗	✗
4	73.67 mm	76.38 mm	75.03 mm	90.03 mm	105.04 mm	✗	✗
3	65.36 mm	67.69 mm	66.52 mm	79.83 mm	93.13 mm	✗	✗
2	52.98 mm	54.77 mm	53.88 mm	64.65 mm	75.43 mm	✗	✗
1	36.30 mm	37.36 mm	36.83 mm	44.20 mm	51.56 mm	✗	✗

Tabla 22. Verificación irregularidad torsional en Y

Story	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$(\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	$1.2 * (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	$1.4 * (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$	Torsional	Torsional Extrema
5	65.65 mm	66.28 mm	65.97 mm	79.16 mm	92.35 mm	✗	✗
4	62.46 mm	63.03 mm	62.75 mm	75.29 mm	87.84 mm	✗	✗
3	55.23 mm	55.69 mm	55.46 mm	66.55 mm	77.65 mm	✗	✗
2	44.25 mm	44.58 mm	44.42 mm	53.30 mm	62.18 mm	✗	✗
1	29.59 mm	29.77 mm	29.68 mm	35.62 mm	41.55 mm	✗	✗

8.5. Etapa 5 – Análisis elástico de la estructura y su sistema de cimentación para las solicitaciones definidas en la Etapa 4

Para la edificación analizada no se cuenta con la información referente a su cimentación, cabe resaltar que actualmente no se presentan señales de falla o algún comportamiento irregular en el suelo ni en la estructura que active alarmas de emergencia, por lo tanto, se puede esperar un comportamiento adecuado tanto del sistema de cimentación como del suelo, descartando a simple vista posibles efectos de licuefacción o asentamientos.

8.6. Etapa 6 – La resistencia existente de la estructura

Según el apartado A.10.4.3.3 se tomó la resistencia limite a la cual puede llegar a ser sometidos los elementos de acuerdo con sus características de material, geométricas y de refuerzo antes de llegar a su zona de plastificación. Para las vigas se tomaron los momentos nominales (M_n), el cortante nominal (V_n) y la torsión nominal (T_n) de cada elemento, y para las columnas se tomaron las cargas axiales y los momentos de cada una, en las tablas de apéndices se identifican estas resistencias como N_{ex} , siendo esta nomenclatura dada por la norma en dicho apartado.

8.7. Etapa 7 – La resistencia efectiva de la estructura a partir de la Etapa 3

En el apartado 10.4.3.4 de la norma se señala la resistencia efectiva (N_{ef}) como el producto entre la resistencia existente obtenida en la etapa 6 por un coeficiente de reducción de resistencia ϕ_c y ϕ_e .

$$N_{ef} = N_{ex} \phi_c \phi_e$$

Estos coeficientes obtienen su valor de acuerdo con las calificaciones dadas en la calidad del diseño y la construcción, y el estado actual de la edificación evaluados en la etapa 2, según lo indicado en la tabla A.10.4-1 para una calificación buena el coeficiente toma un valor de 1.0, para una calificación regular toma un valor de 0.8 y para una calificación mala toma un valor de 0.6.

En este caso, la calidad del diseño se calificó como mala lo que indica un coeficiente de reducción de 0.6 y el estado de la edificación como bueno lo que lo califica con un coeficiente de 1.0, por lo que se multiplicó la resistencia de cada elemento por dicho coeficiente, afectando así su resistencia existente, limitando su resistencia efectiva debido al mal diseño estructural inicial de la edificación evaluada.

8.8. Etapa 8 – Índice de sobre esfuerzo

Para determinar el índice de sobre esfuerzo se tomaron los esfuerzos que actuaban en los elementos de acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estructural y ese dividieron en los valores de resistencia existente de los mismos, los elementos con un índice de sobre esfuerzo (ISE) menor a 1 reflejan un buen comportamiento, los que sobrepasan el valor de 1 reflejan que el elemento ya sobrepasó su capacidad de resistencia. Esto se determinó para cada uno de los elementos y para la estructura global, siendo el global el ISE mayor.

Tabla 23. *Índice de sobre esfuerzos máximos*

Piso	Elemento	Momento (ISE)	Cortante (ISE)	Torsión (ISE)	Axial (ISE)
2	A2 - A3	1.40	-	-	-
4	2A - 2B	1.40	-	-	-
1	B2 - B3	-	1.93	-	-
1	A2 - A3	-	-	3.79	-
1	C3	4.80	-	-	-
1	B3	-	-	-	1.85

Los resultados anteriores muestran el sobre esfuerzo que están presentando algunos de los elementos para determinados esfuerzos a los que son sometidos muy por encima de su capacidad máxima, teniendo en cuenta que la estructura en conjunto no trabaja como debería debido al mal diseño inicial, individualmente los elementos no están en capacidad de resistir grandes solicitaciones, las vigas sometidas por momentos muestran sobre esfuerzo máximo del 40% sobre su capacidad, por cortante un 93% y por torsión un 279%, el caso de las columnas los momentos sobreexceden el esfuerzo máximo principalmente de las columnas de los primeros pisos, llegando

a un índice de 4.8, en cuanto a carga axial estas tienen un mejor comportamiento, aunque excesivo igual en algunas específicamente.

8.9. Etapa 9 – Derivas de la estructura

Tabla 24. *Chequeo de derivas en el eje X*

Story	Ux [mm]	Uy [mm]	Despl [mm]	Ho [m]	Δmax [m]		Δ [m]		Chequeo
Story5	356.82	30.57	358.13	2.4	1%	0.024	0.61%	0.015	☑
Story4	342.35	29.24	343.60	2.4	1%	0.024	1.48%	0.035	✗
Story3	307.06	26.06	308.16	2.4	1%	0.024	2.31%	0.055	✗
Story2	251.86	21.13	252.7	2.4	1%	0.024	3.22%	0.077	✗
Story1	174.86	14.37	175.45	3.8	1%	0.038	4.62%	0.175	✗

Tabla 25. *Chequeo de derivas en el eje y*

Story	Ux [mm]	Uy [mm]	Despl [mm]	Ho [m]	Δ_{max} [m]	Δ [m]	Chequeo	Story
Story5	61.83	279.50	286.25	2.4	1%	0.024	0.56% 0.013	☑
Story4	59.21	266.40	272.90	2.4	1%	0.024	1.28% 0.031	✗
Story3	52.88	236.24	242.08	2.4	1%	0.024	2.00% 0.048	✗
Story2	43.01	189.19	194.02	2.4	1%	0.024	2.73% 0.066	✗
Story1	29.45	124.98	128.40	3.8	1%	0.038	3.38% 0.128	✗

Se determinaron manualmente las derivas teniendo en cuenta los desplazamientos arrojados por el modelo analizado, se obtuvieron porcentajes muy cercanos a los dados en derivas por el software en las figuras 7 y 8, cumpliendo así únicamente el piso 5 de la estructura, pero los demás superando el máximo permitido según la altura de cada piso.

8.10. Etapa 10 – Índice de flexibilidad horizontal y vertical

El índice de flexibilidad (IF) se determinó igualmente para cada uno de los elementos y para la estructura global, en columnas se calculó de acuerdo con las derivas por piso, y en las vigas

se calculó según las deflexiones desarrolladas por la carga gravitacional más crítica, esto por medio de la relación entre la deriva obtenida sobre la deriva permitida para el IF horizontal y la relación entre la deflexión obtenida sobre la deflexión permitida según lo expresa la norma para el IF vertical.

Tabla 26. *Índice de flexibilidad general de la estructura*

Piso	Elemento	IFV	IFH - X	IFH - Y
2	A4	-	1.31	-
2	B4	-	1.31	-
2	C4	-	1.31	-
2	A1	-	-	1.12
2	A2	-	-	1.12
2	A3	-	-	1.12
2	A4	-	-	1.12
4	2B - 2C	0.25	-	-
4	4B - 4C	0.25	-	-
1	4B - 4C	0.25	-	-

8.11. Análisis de vulnerabilidad A.10.5

De acuerdo con los resultados obtenidos según el diseño de la edificación se evaluó el comportamiento de los elementos estructurales por medio de los índices de sobreesfuerzo que brindan información acerca de la resistencia de cada uno de ellos, y por medio del índice de flexibilidad se puede conocer la estabilidad y la rigidez de la estructura.

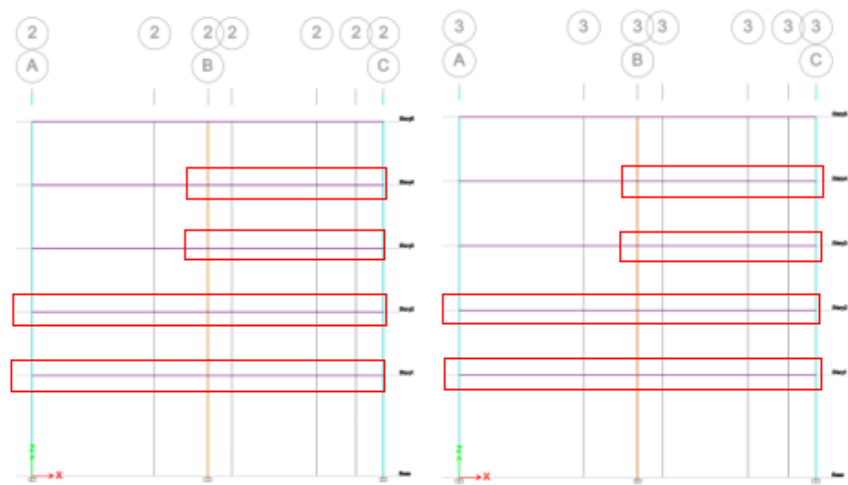
8.11.1. Índice de sobreesfuerzo (ISE)

Para las vigas se evaluó el índice de sobreesfuerzo en los momentos a los que están sometidos al igual que a la fuerza cortante y a la torsión, este índice debe estar por debajo de 1 para garantizar un adecuado funcionamiento y una adecuada resistencia a la sollicitaciones

impuestas, para los momentos el 61.71% de las vigas superan el valor de 1, para el cortante el 28.70% superan el valor de 1 en el índice, y para la torsión el 36.52% no cumplen adecuadamente el índice, lo que significa que las vigas no están en la capacidad de resistir las cargas impuestas en la estructura pudiendo generar desde agrietamientos leves hasta llevar el elemento al fallo.

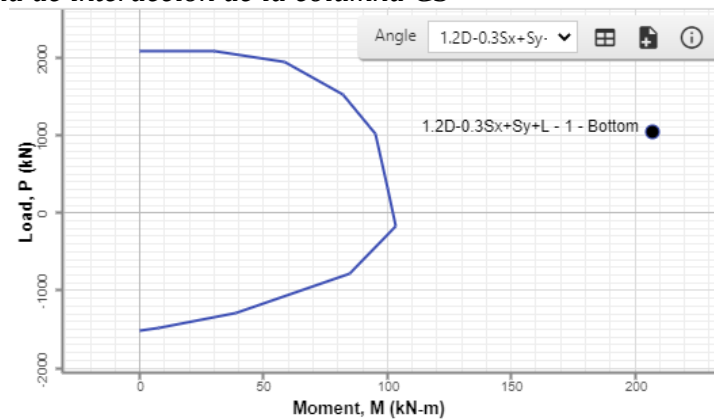
En las figuras 13 y 14 se observan las vigas que presentan un mayor índice de sobre esfuerzo principalmente en los primeros pisos, estos elementos sometidos a mayores esfuerzos se concentran en la zona de la mitad de la planta, en estos elementos el ISE calculado para cada esfuerzo (momento, cortante y torsión) superó la unidad representando un mayor riesgo fallo y un comportamiento no deseado en la edificación.

Figura 13. Vigas más críticas en los ejes 2 y 3 según el ISE calculado



Tomado de [18]

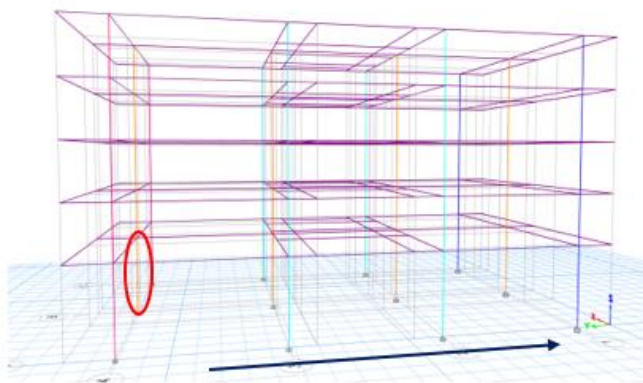
Las columnas mostraron un comportamiento frágil, debido a que estas son sometidas a grandísimos momentos muy por encima del momento máximo permitido según su diseño, la carga axial no fue muy crítico a la hora de evaluar su sobreesfuerzo, sin embargo, hubo ciertos elementos en donde si representa un problema. Principalmente las columnas del eje B son las que presentan un ISE mucho mayor y más crítico, en los dos primeros pisos el ISE para momento y para carga axial es superior a 1, se alcanzan ISE entre 2 y 4, en los pisos 3 y 4 el ISE por carga axial ya se encuentra en un rango aceptable pero los momentos siguen generando un sobreesfuerzo en los elementos mayor a 1.

Figura 16. Diagrama de interacción de la columna C3

Nota: en la figura se observa la carga a la que es sometida la columna en relación con la capacidad esperada de la misma según el diagrama de interacción. Tomado de [19]

8.11.1.1. Hipótesis de secuencia de falla. La hipótesis de secuencia de falla de analizó teniendo en cuenta un factor cuantitativo, tomado como la sumatoria de los índices de sobreesfuerzo obtenidos para los elementos en cada uno de los esfuerzos a los que estos fueron sometidos, a partir del elemento más crítico se analizó la secuencia de falla posterior.

La secuencia de falla parte del elemento más crítico, siendo este la columna B4 del primer piso, de ahí se espera que el colapso de la estructura se desarrolle de izquierda a derecha según la figura 17.

Figura 17. *Elemento más crítico de la hipótesis de secuencia de falla*

Nota: En la dirección de la flecha azul, corresponde a la dirección en la que se estimó la secuencia de falla. Tomado de [18]

El colapso de la columna B4 generaría el fallo de las vigas que se conectan en este nodo, cargando así las vigas de los extremos, aumentando aún más la carga en las columnas hasta su que estas colapsen, del mismo modo colapsarían las vigas del voladizo junto al eje 1, y así el proceso continuaría hasta el otro extremo del plano, habiendo fallado las columnas externas del eje 2 produciría el fallo de sus vigas de conexión y la columna del centro con las vigas que la conectan, con el mismo orden llevarían al fallo a las columnas del eje 3, así hasta llegar al eje 5, del fallo de cada columna también se esperaría su respectivo fallo en los pisos superiores, generando en las vigas el mismo efecto de fallo de izquierda a derecha hasta el colapso total de la estructura.

Figura 18. Hipótesis de secuencia de falla

Nota: en la figura se puede observar la secuencia de falla propuesta demarcada en orden por colores en la dirección en la que se prevé suceda. Tomado de [18]

8.11.1.2. Vulnerabilidad de la edificación - ISE. Siguiendo el apartado A.10.5 de la NSR-10, se evalúa la vulnerabilidad de la edificación según el índice de sobreesfuerzo, calculándose con el inverso del ISE general de la estructura, “dicho índice expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos del presente reglamento” [2].

Tabla 27. Índice de sobreesfuerzo máximo e índice de vulnerabilidad de la edificación

ISE	Índice de vulnerabilidad
4.8	0.21

El índice de vulnerabilidad de la tabla 22 dice que la estructura es un 79% menos resistente que una edificación nueva construida seguida por los lineamientos dados por la norma NSR-10.

8.11.2. Índice de flexibilidad

El índice de flexibilidad se evaluó horizontalmente y verticalmente, horizontalmente se evaluaron las derivas por piso para cada una de las direcciones del sismo, verticalmente se evaluaron las deflexiones de las vigas según las cargas gravitacionales que estas soportaban.

En los índices horizontales calculados para la dirección X se determinó que el 40% de las columnas no cumplen con este índice, es decir, su resultado supera la unidad lo que significa que el elemento es muy flexible y susceptible a posibles fallos ante una carga sísmica, básicamente ninguna columna del primer y segundo piso cumple este requisito de rigidez lo que hace muy vulnerable la edificación porque las primeras columnas con la base del resto de la edificación.

Para los índices horizontales calculados para la dirección del sismo en Y, el 20% de las columnas sobrepasaron la unidad en el índice de flexibilidad, las columnas del segundo piso son las que no aportan rigidez a la edificación debido a un comportamiento muy flexible, esto las vuelve susceptibles a daños irreparables que puede comprometer al resto de los elementos y toda la edificación.

8.11.2.1. Vulnerabilidad de la edificación – IF. Según lo indicado en el apartado A.10.5 sección d, se debe calcular igualmente un índice de vulnerabilidad de la edificación para la rigidez, este depende del índice de flexibilidad general, dicho índice “Expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos del presente reglamento” [2].

Tabla 28. *Índice de flexibilidad máximo e índice de vulnerabilidad de la edificación*

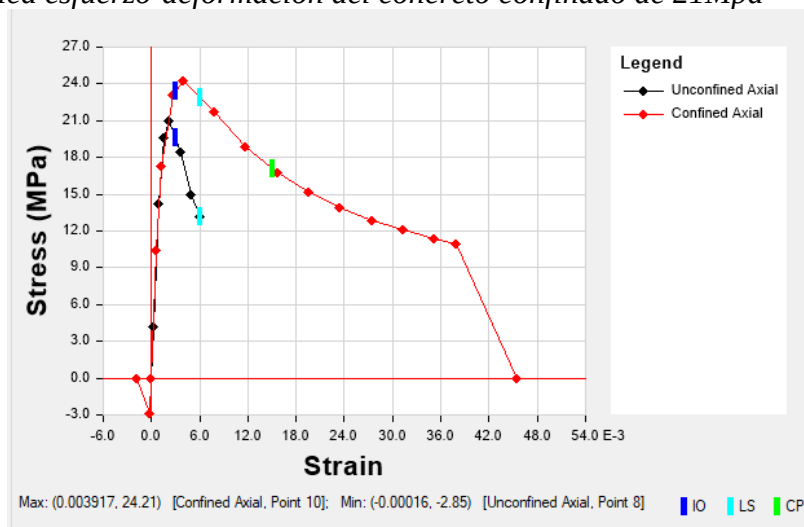
ISE	Índice de vulnerabilidad
1.31	0.76

El índice de vulnerabilidad de la tabla 23 indica que la estructura es un 24% menos rígida que una edificación nueva construida seguida por los lineamientos dados por la norma NSR-10.

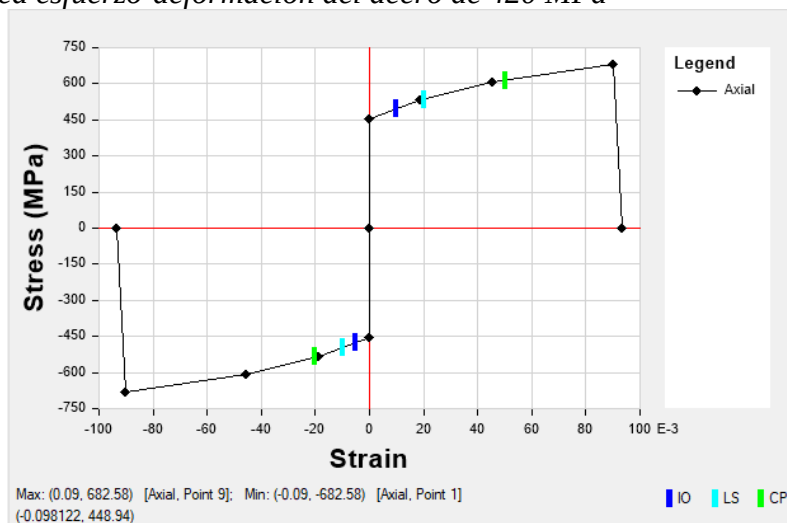
9. Análisis no lineal Pushover – Norma ASCE 41-17

9.1. No linealidad del material

En la figura 19 se presenta la gráfica de esfuerzo-deformación del concreto de 21 MPa, en el que tiene en cuenta el confinamiento que aumenta su resistencia y su capacidad de deformación, del mismo modo en la figura 20 se muestra la gráfica de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo con una resistencia de fluencia de 420 Mpa.

Figura 19. Grafica esfuerzo-deformación del concreto confinado de 21Mpa

Nota: en la gráfica se puede apreciar como el confinamiento del material permite obtener hasta una resistencia de 24 Mpa y aumentar considerablemente su capacidad de deformación. Tomado de [18]

Figura 20. Grafica esfuerzo-deformación del acero de 420 MPa

Tomado de [18]

9.2. Secciones Fisuradas

Teniendo en cuenta que el comportamiento del concreto es frágil bajo esfuerzos de tensión, lo que genera agrietamientos en el material, bajo el análisis Pushover se busca recrear de la forma más exacta posible el comportamiento de la estructura. De acuerdo con la tabla 10-5 de la norma

ASCE 41-17 se establecieron los valores de rigidez efectiva para cada elemento, para las vigas se tomaron valores de 0.3 y para las columnas dependía el valor de su carga axial, 0.7 para una carga axial mayor o igual a $0.5A_g f'_c$, 0.3 para carga axial menor a $0.1A_g f'_c$, y si se presentan valores intermedios se debe interpolar de acuerdo con el porcentaje que corresponda dicha carga axial.

Figura 21. Valores de rigidez efectiva para el agrietamiento de las secciones

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$ ^b	$0.7E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension ^b	$0.3E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$ (compression) $E_s E A_s$ (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c E A_g$
Fat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c E A_g$	—
Fat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c E A_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_c E A_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$ (compression) $E_s E A_s$ (tension)

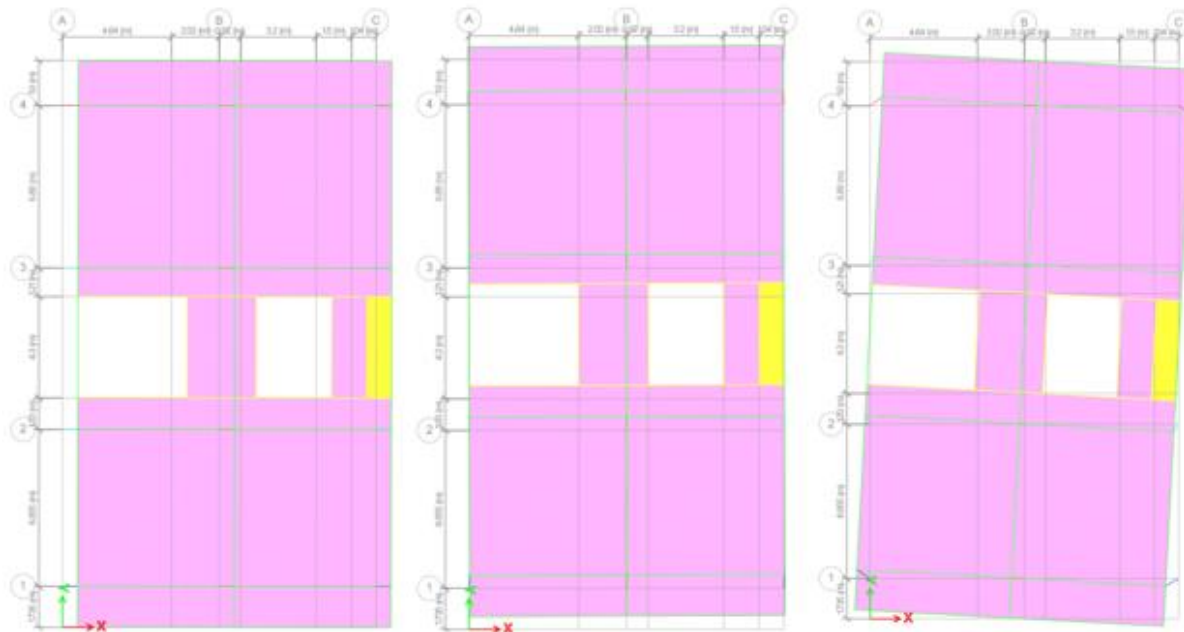
^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

Nota: la figura anterior muestra los cálculos correspondientes a la rigidez efectiva de los elementos para teniendo el agrietamiento de las secciones. Tomado de [12]

En el apéndice 3 se presentan los valores rigidez efectiva que se tomaron para las columnas siguiendo los parámetros de la tabla 24 dada en la norma ASCE 41-17.

Figura 22. Deformada en los 3 modos de vibración fundamentales con secciones fisuradas

Nota: en la figura 21 se observa el comportamiento de la estructura bajo los modos fundamentales de vibración por secciones fisuradas, $T_1= 1.98s$, $T_2=1.84$ y $T_3=1.84$. Tomado de [18]

9.3. Rotulas plásticas

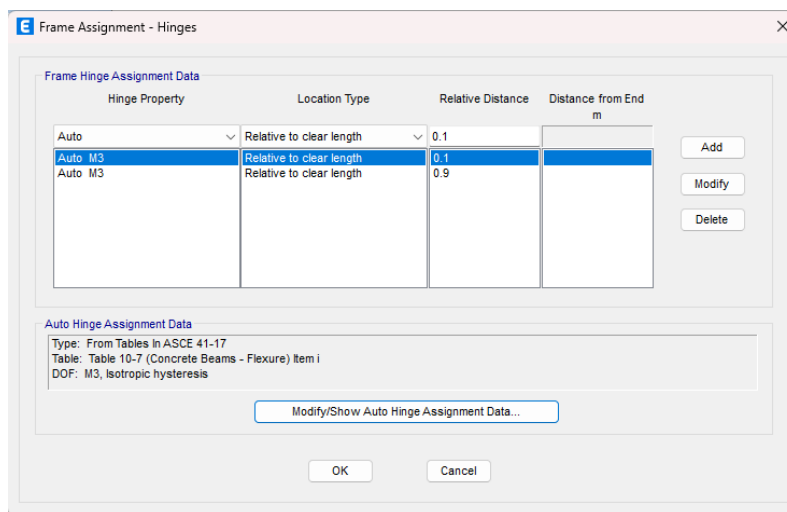
9.3.1. Rotulas plásticas en vigas

Las rotulas en las vigas se ingresaron en el software de forma semiautomática, lo que quiere decir que no se hizo propiamente el cálculo correspondiente a cada variable necesaria, sin embargo, se hizo la revisión de ciertos parámetros requeridos para que el programa calcule adecuadamente estas rotulas y permita obtener un resultado preciso.

Inicialmente se ubicaron las rotulas en la zona en la que se esperaba que se plastificara primero el elemento, debido a la concentración de esfuerzos cercanos al nodo se ubicaron en los extremos, más precisamente sobre la zona 2H donde se confina el refuerzo transversal para evitar

daños por esfuerzos de cortante, por tanto, se ubicaron las rotulas a un 10% de la luz libre del elemento y a un 90% del mismo.

Figura 23. *Ubicación de las rotulas plasticas en las vigas*



Tomado de [18]

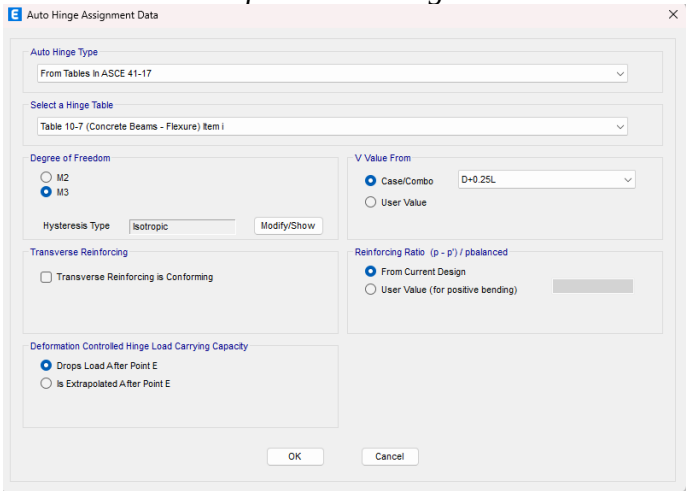
Para la configuración de las rotulas plásticas en vigas se tomó en cuenta la tabla 10-7 de la norma ASCE 41-17, inicialmente se configura para que la rótula tome en cuenta el momento en la dirección M3 de la viga, calculado a partir de la combinación no lineal de $D + 0.25L$, el parámetro que involucra el refuerzo longitudinal se indicó como automático pues en el modelo se realizó el respectivo refuerzo de cada una de las vigas.

Finalmente, otro parámetro para tener en cuenta fue la conformidad con el refuerzo transversal, que según la norma este se cumple con dos condiciones, la primera es que el refuerzo donde se aplica la rótula debe ser menor o igual a $d/3$, $S \leq d/3$, y una segunda condición es que el 75% del cortante de diseño de la viga debe ser menor o igual a la resistencia proporcionada por los estribos (V_s), $V_s \geq 3/4V$, si una de estas dos condiciones no cumple, automáticamente se considera el refuerzo como no conforme “NC”.

Tabla 29. Condición de conformidad del refuerzo transversal

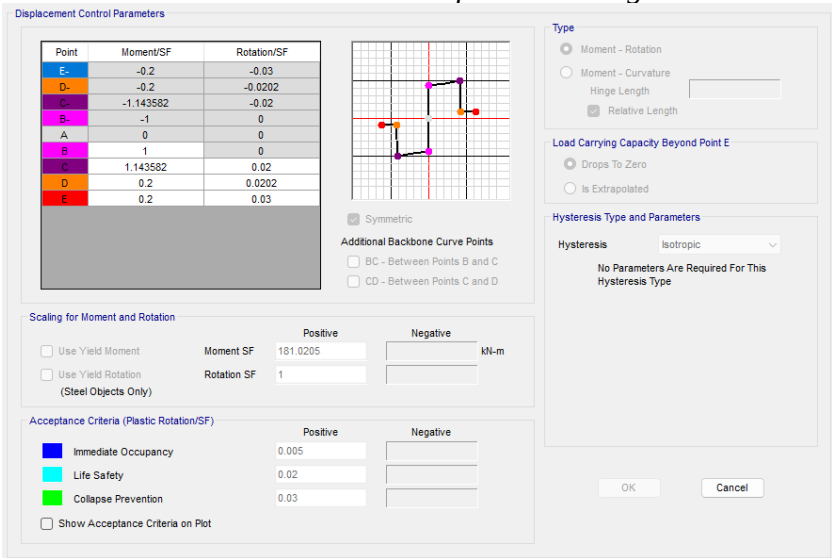
S	d	d/3	Condición
200 mm	452.2 mm	150.7 mm	NC

Figura 24. Configuración de las rotulas plásticas en vigas – dirección X



Tomado de [18]

Figura 25. Configuración semiautomática de la rótula plástica de vigas – dirección X



Tomado de [18]

9.3.2. Rotulas plásticas en columnas

La configuración de las rotulas plásticas de las columnas se toman de acuerdo a lo indicado en la tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, estas se ubicaron al igual que las vigas a un 10% de la luz libre y a un 90% de la luz libre del elemento, las cargas a considerar en esta rotula fue la combinación no lineal $D + 0.25L$ y adicional la carga Pushover en la dirección en X y en la dirección Y que consideraba las fuerzas laterales sísmicas en cada dirección, el control por desarrollo inadecuado se verificó de acuerdo a la sección 10.3.5 por medio de la ecuación 10.1b, en la que se debía cumplir la siguiente condición:

Figura 26. Ecuación de la capacidad del refuerzo existente

$$f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{l_{b-deg}}{l_d} \right)^{2/3} f_{yL} \leq f_{yL/E} \quad (113)$$

$$l_{b-deg} = l_b - \frac{2}{3} d$$

Donde:
 d : Máxima profundidad efectiva de la columna
 l_b : Longitud de desarrollo dispuesta
 l_{b-deg} : Longitud de desarrollo degradada
 l_d : Longitud de desarrollo requerida
 f_{yL} : Resistencia a fluencia de la varilla dispuesta
 $f_{yL/E}$: Resistencia a fluencia mínima o promedio

Nota: según dicho apartado de la norma, con la ecuación presentada se debe calcular la capacidad del refuerzo existente cuando se asume que el refuerzo pasa por donde se espera una deformación inelástica en el elemento, es decir por la rótula. Tomado de [20]

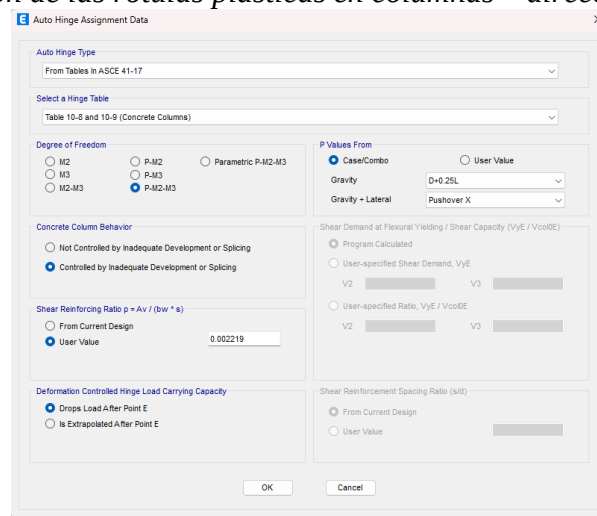
Tabla 30. Cálculo de la capacidad del refuerzo existente

lb	1800 mm
lb-deg	1654.8 mm
ld	1780 mm
fyL	420 MPa
fyL/E	420 MPa
d3	217.80 mm
fs-deg	151.25
fs-deg < fyL	

Se realizó el cálculo pertinente y se obtuvo que la capacidad de refuerzo es menor a la capacidad de resistencia del acero, lo cual se considera al elemento controlado por un desarrollo o empalme inadecuado. Finalmente se calculó la relación del refuerzo a cortante con la siguiente relación:

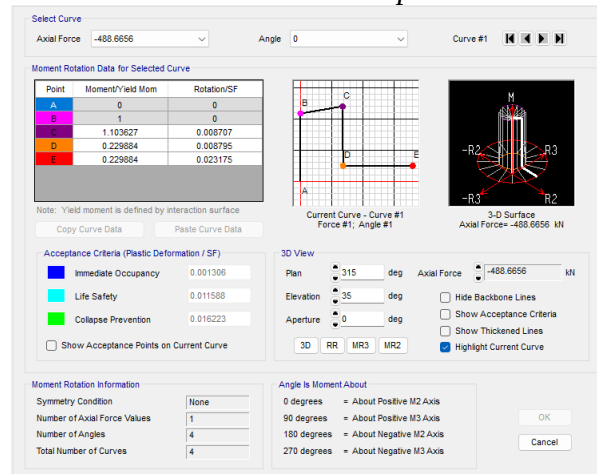
$$\rho = \frac{Av}{bw * s} = \frac{142mm^2}{320mm * 200mm} = 0.002188$$

Figura 27. Configuración de las rotulas plásticas en columnas – dirección X



Tomado de [18]

Figura 28. Configuración semiautomática de la rótula plástica en columnas – dirección X



Tomado de [18]

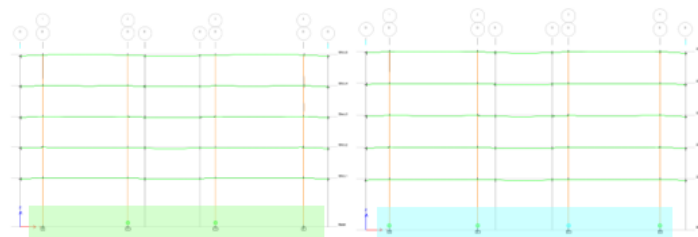
9.4. Resultados

9.4.1. Secuencia de formación de rotulas plásticas

Luego de corrido el modelo se observó por el Pushover la secuencia de formación de las rotulas plásticas en los elementos con el fin de poder determinar de que forman pueden llegar a fallar los elementos y que desplazamientos que alcanzan al momento de la formación de dichas rotulas.

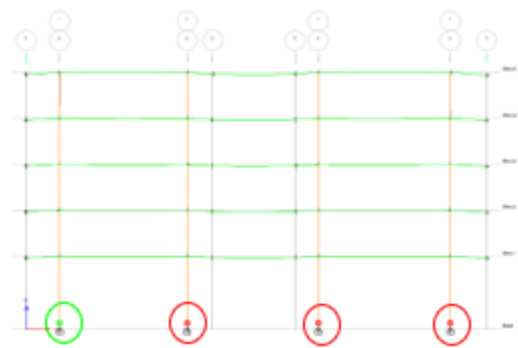
9.4.1.1. Sentido X. Con la aplicación de la carga en la dirección en X se evidenció la aparición de las primeras rotulas de ocupación inmediata a una distancia de 98.2 mm, lo equivalente al 4.09% de la deriva permitida de piso en las columnas B2 y B3, la rótula de seguridad de vida apareció en la columna B3 cuando la estructura se había desplazado 117.41 mm, lo correspondiente al 4.89% de la deriva máxima, y la primera rotula de prevención de colapso apareció en la columna B2 con un desplazamiento de 120.68 mm, lo equivalente al 5.03% de la deriva, finalmente en su desplazamiento máximo de 136.61 mm ya habría fallado 3 columnas con rotulas de prevención de colapso, todas las columnas a excepción de la B4 en el desplazamiento máximo se encontraron en el rango B-C, la columna B4 se ubicó entre el rango C-D.

Figura 29. Formación de rotulas de ocupación inmediata y seguridad de vida – Dirección X



Tomado de [18]

Figura 30. *Secuencia de formación de rotulas de prevención de colapso*

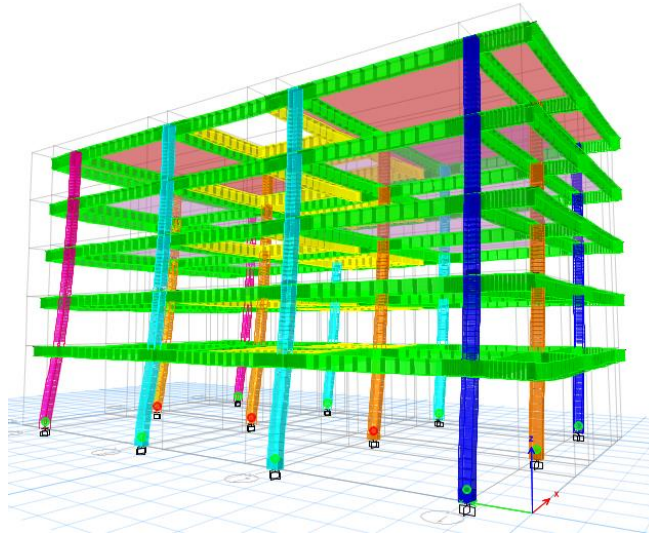


Tomado de [18]

Tabla 31. *Desplazamiento y formación de rotulas plásticas – Dirección X*

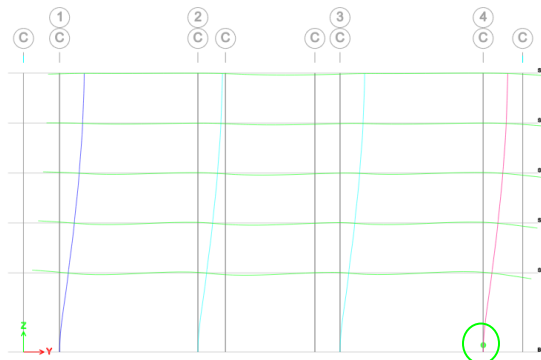
Resultados Pushover X					
Step	Desplazamiento	RP - Criterios de aceptación			
		IO	LS	CP	
31	98.20 mm	B2	B3	-	-
32	101.40 mm	B4	-	-	-
33	104.60 mm	B1	-	-	-
34	107.81 mm	-	-	-	-
35	111.01 mm	-	-	-	-
36	114.21 mm	C2	C3	-	-
37	117.41 mm	C4	-	B3	-
38	120.61 mm	A4	-	-	B2
39	123.81 mm	-	-	-	-
40	127.01 mm	A3	-	-	B3
41	130.21 mm	A2	-	B4	-
42	133.41 mm	A1	-	-	-
43	136.61 mm	-	-	-	-
44	133.41 mm	-	-	-	-
45	120.26 mm	-	-	-	B4

Nota: en la tabla se presentan las rotulas formadas de acuerdo con el desplazamiento desarrollado, las rotulas formadas corresponden únicamente a rotulas de las columnas del primer piso.

Figura 31. *Formación de rotulas en modelado 3D – Dirección X*

Tomado de [18]

9.4.1.2. Sentido Y. Si bien el desplazamiento en la dirección Y fue mayor, únicamente presentó una rotula en el criterio de prevención de colapso, cuando la estructura se había desplazado 113.33 mm se presentó la primera rotula de ocupación inmediata, lo equivalente al 2.98% de la deriva máxima permitida en el primer piso, no se presentaron rotulas del criterio de seguridad de vida la dirección analizada según los datos obtenidos.

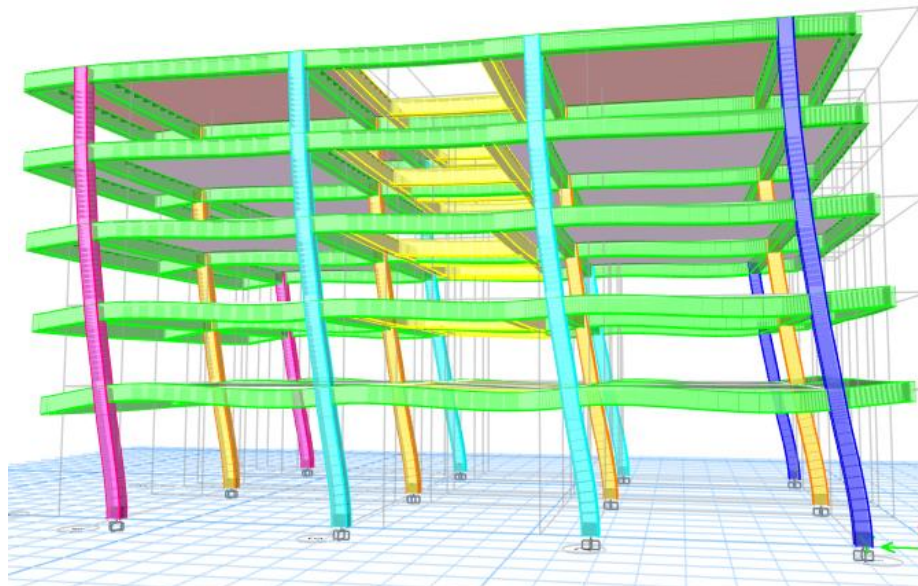
Figura 32. *Formación de rotulas de ocupación inmediata y seguridad de vida – Dirección Y*

Tomado de [18]

Tabla 32. Desplazamiento y formación de rotulas plásticas – Dirección Y

Step	Desplazamiento	Criterios de aceptación		
		IO	LS	CP
32	113.33 mm	C4	-	-
34	120.33 mm	A4	-	-
35	123.83 mm	-	-	C3
37	130.83 mm	B3	-	-
38	134.33 mm	-	-	-
39	137.83 mm	B4	-	-
		C2	-	-
		B1	-	-
40	141.33 mm	B2	-	-
42	146.58 mm	C1	-	-
46	159.84 mm	A3	-	-

Nota: las rotulas formadas corresponden únicamente a rotulas de las columnas del primer piso.

Figura 33. Formación de rotulas en modelado 3D – Dirección Y

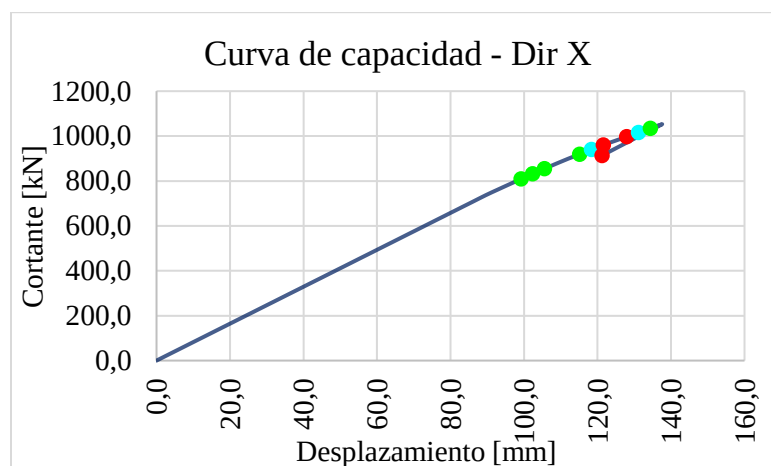
Tomado de [18]

9.4.2. Curva de capacidad – Dirección X

La curva de capacidad obtenida en el desarrollo del modelo presentada en la figura 33 muestra un comportamiento frágil en la estructura, casi lineal, según los resultados obtenidos de

la formación de las rotulas en el comportamiento de la misma, las columnas del primer piso como lo son las B2,B3 y B4, llegan al rango de prevención de colapso lo que garantiza su fallo y su deficiencia a la resistencia tanto de cargas horizontales como verticales, al presentarse el fallo en las columnas del primer piso ponen en riesgo a la edificación completa pues somete a esfuerzos mucho mayores a las demás columnas y con ello a las vigas que las unen, generando así un efecto en el que todo el piso comienza a colapsar debido a que los elementos son sometidos a más esfuerzo del que pueden soportar, teniendo en cuenta que la estructura presenta una gran carga, además de ello, el comportamiento se refleja deficiente ya que no se cumple la condición de columna fuerte viga débil, en la que se espera primero el fallo de las vigas antes que en las columnas, en este caso era de esperarse primero la formación de rotulas en las vigas antes que en las columnas y según dichos resultados no se presentaron rotulas en ninguna de las vigas de la estructura, bajo el desplazamiento de 98mm o 9.8cm la primera rotula se presenta en columnas del primer piso.

Figura 34. *Curva de capacidad dirección X*

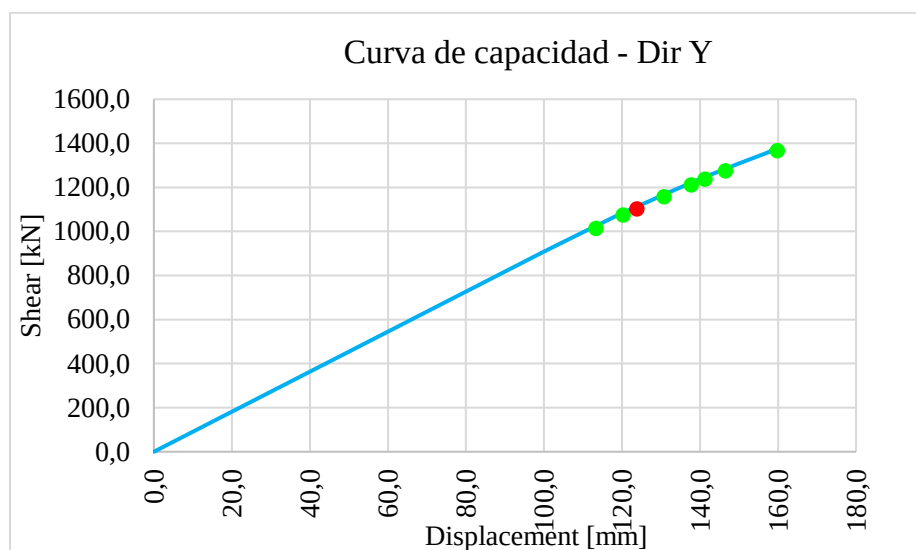


9.4.3. Curva de capacidad – Dirección Y

En la dirección Y el comportamiento fue prácticamente el mismo, en la figura 34 se puede apreciar el comportamiento nuevamente casi lineal, en este sentido únicamente la columna C3 fue la más crítica y solo esta llega al punto de prevención de colapso, sin embargo, se aprecia un comportamiento similar en la formación de rotulas plásticas en las columnas, en su mayoría de ocupación inmediata, las vigas no presentan formación de rotulas y por ello no se cumple nuevamente la condición de columna fuerte viga débil, allí la aparición de la primera rotula ocurre tras 113.33 mm de desplazamiento o 11.3cm aproximadamente.

Resulta importante resaltar que la estructura se desplaza una cantidad importante antes de la formación de las primeras rotulas, lo cual hace que exista la posibilidad de que la estructura se esté recostando o esté sometiendo a esfuerzos a las estructuras colindantes, esto explicaría este fenómeno teniendo en cuenta que en su estado actual cabría esperarse su colapso o deterioro mucho antes de dicho desplazamiento.

Figura 35. Curva de capacidad dirección Y

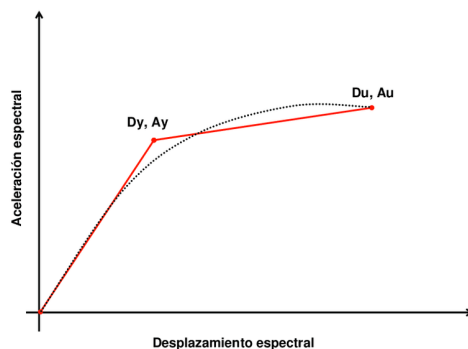


9.4.4. Criterios de aceptación

El comportamiento frágil en la estructura según los resultados obtenidos demuestran la incapacidad de la misma de soportar grandes esfuerzos y grandes deformaciones, no se presenta un comportamiento en la zona plástica, es decir, no muestra una degradación paulatina de la estructura permitiendo evidenciar un comportamiento dúctil en el que se refleje la afección de ciertos elementos y poder tomar acciones antes del colapso o del fallo de alguno, principalmente de las columnas que son las ultimas de las que se espera suceda su fallo.

Esto anterior se puede reflejar en las curvas bilineales en las figuras 33 y 34, allí se puede calcular un desplazamiento objetivo, sin embargo, este resulta propio del modelo matemático llevado a cabo según el procedimiento dado en la sección 7.4.3.3.2 de la ASCE 41-17, donde la estructura debería desplazarse lo suficiente en el rango no lineal antes de llegar al fallo o colapso generando así una interacción de dicha curva entre el rango lineal y el rango no lineal como se muestra en la figura 35.

Se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que la curva de capacidad real y que tenga el mismo punto de colapso. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que el área bajo la curva de capacidad y el área bajo su aproximación bilineal coincidan. En otras palabras, se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo de la curva de capacidad. [21, p. 78]

Figura 36. Representación de la curva de capacidad con la curva bilinealizada

Nota: en la figura se puede apreciar como la curva bilineal representada de color rojo simplifica el comportamiento de la curva de capacidad por medio de líneas rectas en dos tramos, el elástico y el inelástico. Tomado de [21]

Como se observa en las representaciones obtenidas, la estructura no presenta una zona plástica teniendo en cuenta la pendiente de esta, por lo tanto, es imposible generar dicha igualación de áreas por medio de la curva bilineal, siendo imposible llegar al desplazamiento máximo permitido en la zona plástica o no lineal, este comportamiento lleva al colapso a la estructura apenas se cruza su zona elástica, en las tablas 29 y 30 se observa el cálculo de los desplazamientos esperados antes del fallo.

Tabla 33. Cálculo del desplazamiento objetivo – dirección X

Variable	Valor
V_y	829.05 kN
$0.6V_y$	497.43 kN
Δy	100.83 mm
T_i	1.98 s
K_i	8222.15 kN/m
K_e	8222.15 kN/m
T_e	1.98 s
S_a	0.360036

Variable	Valor
V_y	829.05 kN
$0.6V_y$	497.43 kN
Δy	100.83 mm
T_i	1.98 s
K_i	8222.15 kN/m
K_e	8222.15 kN/m
T_e	1.98 s
μ_{Strength}	4.76
C_0	1.15
C_1	1
C_2	1
δt	405.24 mm

Figura 37. Curva de capacidad bilineal – dirección X

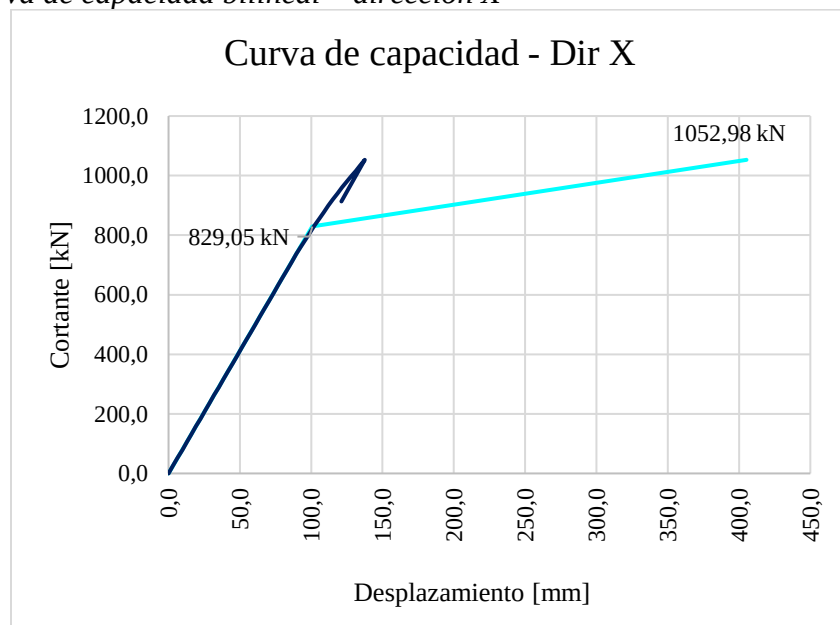
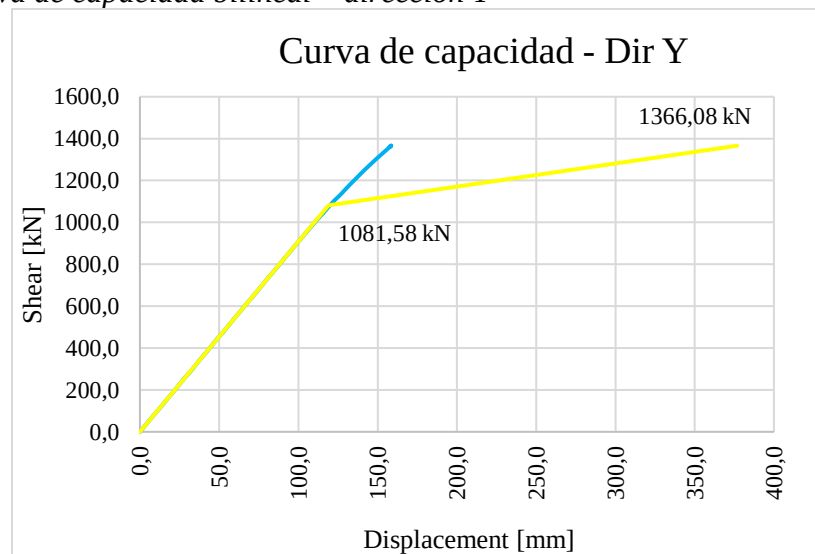


Tabla 34. Cálculo del desplazamiento objetivo – dirección Y

Variable	Valor
V_y	1081.58 kN
$0.6V_y$	648.95 kN
Δy	119.05 mm
T_i	1.85 s
K_i	9085.22 kN/m
K_e	9085.22 kN/m
T_e	1.85 s
S_a	0.388804
μ_{Strength}	3.94
C_0	1.15
C_1	1
C_2	1
δ_t	376.78 mm

Figura 38. Curva de capacidad bilineal – dirección Y

9.4.4.1. Relación de resistencia μ Strength. En el apartado 7.3.2.1 de la ASCE 41-17 se establece que la proporción de resistencia μ Strength obtenida en los análisis, calculada según la ecuación 7-31 de la ASCE 41-17 debe ser menor o igual a la proporción de resistencia máxima μ_{max} definida en la norma en la ecuación 7-32.

$$\mu_{Strength} = \frac{Sa}{V_y} \frac{Cm}{W}$$

$$\mu_{max} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha e|^{-h}}{4}$$

Tabla 35. Relación μ Strength/ μ_{max} – dirección X

μ_{max}	4.02	
μ Strength X	4.76	No cumple

Tabla 36. Relación μ Strength/ μ_{max} – dirección Y

μ_{max}	3.16	
μ Strength Y	3.94	No cumple

La relación de resistencias obtenidas supera la relación de resistencia máxima calculada de acuerdo con los desplazamientos obtenidos en las curvas de desarrollo, por lo tanto, según la norma es necesaria la aplicación de otro tipo de análisis, en este caso un análisis dinámico no lineal (NDP). Este resultado indica una posible inestabilidad dinámica de la estructura, lo que requeriría un registro sísmico más detallado del sitio con el fin de modelar la degradación de la rigidez en la estructura [22, p. 97].

10. Comparación de las metodologías aplicadas

La aplicación de los análisis empleados brindan información clara y concisa del estado actual de la edificación y los riesgos que esta puede llegar a presentar bajo la afección de una carga lateral de gran magnitud como lo puede ser una carga sísmica, de sus resultados se pueden sacar conclusiones entorno a su rehabilitación con el fin de prevenir situaciones de desastre que pongan en riesgo no solo a la estructura en sí, sino a la seguridad y la vida de las personas que dicha edificación alberga día a día.

Los índices de vulnerabilidad obtenidos mediante el análisis lineal de la NSR-10 y la aplicación del análisis no lineal Pushover permiten catalogar a la edificación como una estructura frágil incapaz de soportar grandes cargas y deformaciones. Cabe resaltar que se tuvo en cuenta que el fin del análisis no lineal fue el de obtener información acerca del comportamiento real de la estructura en su rango no lineal o rango plástico, posterior a supera su rango lineal, sin embargo, según los resultados obtenidos la información que brinda este análisis es que la estructura no cuenta con dicha zona o rango plástico, pues como se observó, la aplicación de las cargas, las dimensiones y distribución de los elementos estructurales llevan al colapso inmediatamente se supera el rango lineal, no se presenta una degradación paulatina de los elementos como se esperaría de una edificación con un comportamiento dúctil.

El análisis lineal permite detallar más el comportamiento individual de los elementos estructurales según los esfuerzos a los que estos son sometidos, como conocer su capacidad de resistencia o de rigidez para los elementos viga y elementos columnas, el análisis Pushover no presenta información acerca de cómo se comportan las vigas bajo las acciones del desplazamiento dado, ya que nunca se observó la aparición de rotulas en dichos elementos lo que hubiera indicado un proceso de falla a tener en cuenta, únicamente se observó este proceso de formación en las

columnas del primer piso, que posteriormente llevarían a la conclusión de que la estructura no cuenta la resistencia y la rigidez que se esperaría, sin embargo, por medio de este análisis se pudo conocer bajo que posible carga y desplazamiento se esperaría el fallo o colapso de los elementos más expuestos, información que no se puede tener por medio del análisis lineal más allá de conocer su capacidad de resistencia o estabilidad.

También por medio de la aplicación de estas dos metodologías, se pudo corroborar que elementos serían los más expuestos a fallo y que deberían tenerse en cuenta principalmente a la hora de proponer refuerzos, pues según los resultados obtenidos en el análisis lineal, las primeras columnas del eje B y algunas columnas del eje C serían las más críticas a revisar, mismos elementos que bajo la aplicación del análisis Pushover generaron rotulas plásticas mostrando su incapacidad de resistir la carga y el desplazamiento a la que estos estaban siendo sometidos.

11. Propuesta de reforzamiento

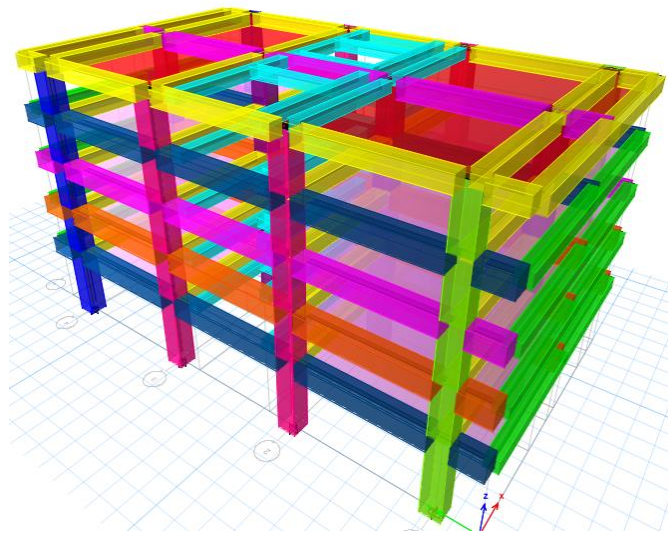
11.1. Propuesta de aumento de secciones

La primera propuesta de reforzamiento se basó en inicialmente hacer cumplir la estructura con las condiciones mínimas de rigidez dadas por la NSR-10. Se propuso un primer modelo en el que se buscó obtener las derivas máximas permitidas por la norma, siendo esta un máximo del 1% de la altura de cada entrepiso y los periodos de vibración acorde con el apartado A.4.2.2 de la NSR-10 mencionados anteriormente en la sección 8.3.1 del presente trabajo.

Inicialmente se realizó un pre-dimensionamiento de vigas de concreto según la sección C.9.5.2 en la que se tomó como referencia la tabla CR.9.5 para determinar la altura mínima,

teniendo en cuenta las longitudes de los vanos del plano se calculó una altura de 0.6m o 60cm de altura, una dimensión mínima ya mayor a la dimensión con la que cuenta actualmente el edificio. Para el cumplimiento de las derivas fue necesario aumentar las dimensiones de las columnas hasta 85cm x 85cm, y las secciones de las vigas a 65cm x 65cm, allí también se logró controlar el periodo en los modos de vibración, pero las solicitaciones eran tan grandes que el diseño de los elementos pedía aumentar aún más sus secciones haciendo cada vez más inviable tanto constructivamente como económicamente dicho procedimiento, ya que los momentos y los cortantes en las vigas aumentan considerablemente, sin embargo, lo crítico de las vigas surge debido a la torsión ocasionada en las vigas cargueras de los ejes A,B y C, debido a este efecto resultaría necesario aumentar dichas secciones hasta dimensiones de 85cm x 85cm o superiores.

Figura 39. *Modelo de la primera propuesta de reforzamiento*

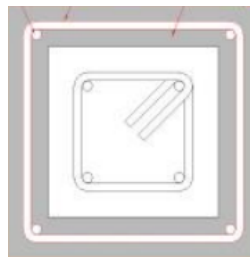


Nota: en la figura se puede apreciar el modelo propuesto con el aumento de las secciones, cada color en los elementos corresponde a una dimensión de sección diferente, principalmente esta variación ocurre en las vigas de los ejes A, B y C. Tomado de [18]

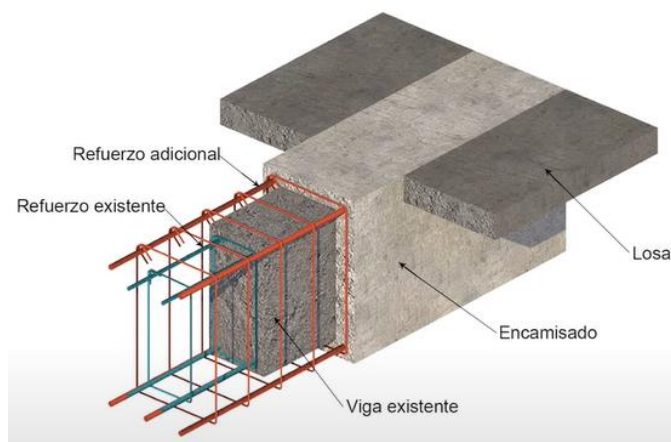
De la propuesta mencionada hay que tener en cuenta que es necesaria una evaluación de las afectaciones que se pueden presentar con el aumento de las secciones, ya que dichos aumentos son realmente considerables, podrían afectar los espacios de la estructura disminuyendo su uso o afectándola arquitectónicamente, además de tener en cuenta la técnica de rehabilitación que se use, la más utilizada es la de ampliar la dimensión alrededor de la sección existente, teniendo en cuenta nuevos recubrimientos, un nuevo diseño del acero que garantice su comportamiento dúctil y la correcta adherencia del concreto nuevo con el concreto antiguo, esta puede ser por medio de resina epóxica [23, p. 16].

Para la rehabilitación de vigas su principal obstáculo utilizando la misma metodología es la losa que cubre la viga, una alternativa para evitar dañar la losa es el de aumentar la sección inferior y las laterales y así añadir el nuevo refuerzo, sin embargo, es necesario verificar si de esta manera el elemento se comporta de manera dúctil y resiste igualmente las solicitaciones a las que es sometida, además de la importancia garantizar la correcta adherencia del nuevo concreto con el anterior.

Figura 40. *Anillo perimetral de concreto como rehabilitación de columnas*



Nota: en la figura 39 se observa una sección transversal recubierta por más material buscando agrandar su dimensión con una nueva propuesta de acero que garantice su correcto cumplimiento ante las solicitaciones. Tomado de [23].

Figura 41. *Anillo perimetral de concreto como rehabilitación de vigas*

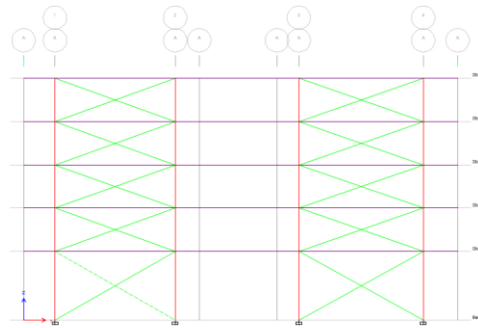
Tomado de [24]

11.2. Propuesta de arriostramiento

Para la segunda propuesta lo que se busca es evitar un aumento exagerado de las secciones transversales, controlando los desplazamientos mediante la implementación de arriostramientos con perfiles metálicos tubulares, que se encargan de dar rigidez a la edificación, disminuyendo así la flexibilidad con la que cuenta actualmente la edificación y permitiendo a la estructura llegar a la deriva máxima permitida por la norma.

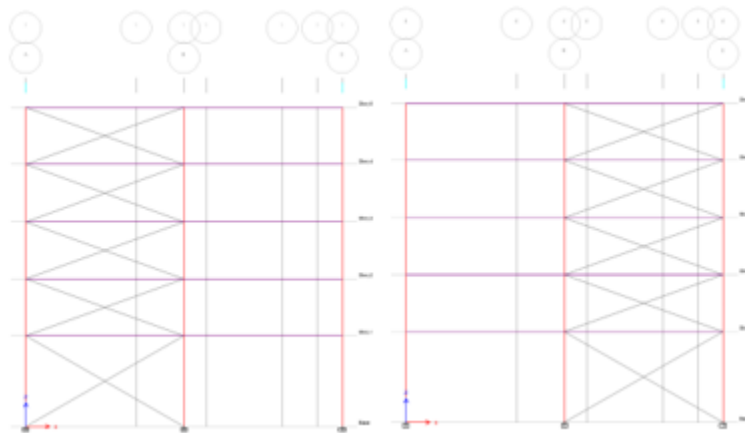
Cabe destacar que en este nuevo modelo se tiene en cuenta un sistema estructural diferente, pues no se tiene en cuenta únicamente el sistema de pórticos como está planteada la estructura inicial, la implementación de arriostramientos conlleva un sistema combinado o dual, en el que no toda la carga la soportan los pórticos, sino que los muros (en este caso los sistemas arriostrados) entran a distribuir las cargas soportadas de una manera diferente.

Para dicho modelo se utilizaron perfiles tubulares D152.4x4, lo que corresponde a un diámetro de 152.4mm y 4 mm de grosor del perfil, estos perfiles se ubicaron en la dirección en Y en los ejes A y C como se muestra en la figura 41.

Figura 42. Ubicación de los arriostramientos metálicos en la dirección Y

Nota: en la figura se aprecia la ubicación de los arriostramientos en el eje A, de la misma forma se ubicaron dichos arriostramientos en el eje C en la dirección en Y. Tomado de [18]

Igualmente, para la dirección X se arriostraron algunos paneles buscando rigidizar esta dirección como se muestra en la figura 42, allí fue necesario aumentar el perfil de dichos arriostramientos, se ubicaron perfiles tubulares de D244.5x5.4.

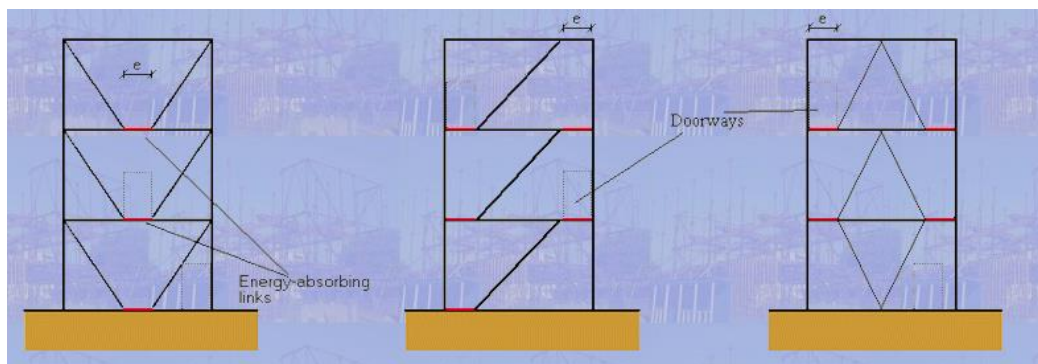
Figura 43. Ubicación de los arriostramientos metálicos en la dirección X

Nota: en cada uno de los ejes se buscó únicamente rigidizar un vano para no sobre rigidizar la estructura además de evitar conflictuar los espacios arquitectónicos. Tomado de [18]

Con únicamente los arriostramientos no fue posible cumplir con las derivas, por ello, también se aumentaron las columnas en este modelo, aunque claramente en una menor proporción, y se evitó modificar la dimensión de las vigas teniendo en cuenta los problemas de adherencia de los concretos que se pueden presentar, la sección para las columnas quedó de 50x65, siendo más larga la columna en la dirección hacia el eje X que tuvo mayor problema para el cumplimiento de las derivas.

Sin embargo, a pesar de que el planteamiento anterior garantiza unas condiciones de rigidez y estabilidad adecuadas para la estructura bajo acciones sísmicas, hay que tener en cuenta que para dicho reforzamiento únicamente se tuvo en cuenta el aspecto estructural, se desconoce si la propuesta presentada puede llegar a generar problemas en cuanto a temas estéticos o arquitectónicos, pues se están arriostrando espacios que pudiesen o no ser vitales para usos específicos.

Otras opciones de arriostramiento se muestran en la figura 43 en la que se buscaría liberar espacios y evitar un mal aspecto arquitectónico teniendo en cuenta que la edificación es de uso de oficinas, sin embargo, para este tipo de diseños hay que tener en cuenta más consideraciones ya que el elemento de arriostramiento se estaría apoyando directamente en la viga, generándole una carga adicional llevando el elemento a someterse a grandes solicitaciones principalmente de tipo cortante lo que requeriría un aumento en dicha sección, cosa que se quería evitar en la propuesta inicial planteada, para este problema se podría plantear poner una viga de perfil metálico debajo de la viga de concreto para generar dicha conexión en la de acero y evitar sobrecargar la de concreto.

Figura 44. Alternativas de arriostramientos excéntricos

Nota: se puede observar diferentes alternativas de arriostramientos excéntricos con el fin de que no limiten 100% los espacios disponibles y estos se puedan aprovechar de acuerdo con las condiciones arquitectónicas que se busquen para las diferentes zonas. Tomado de [25]

Independientemente de cuál alternativa se quiera tomar o emplear para mejorar las condiciones que presenta hoy la edificación, hay que tener en cuenta que son procedimientos constructivamente no muy viables porque como se puede apreciar, buscando mejorías en unos elementos se pueden sobrecargar y empeorar otros, además de factor económico que no resulta nada barato un reforzamiento ya sea aumentando las secciones o empleando arriostramientos metálicos, sería necesario evaluar si el costo de una rehabilitación de toda la edificación sea más económico que una demolición y nuevamente una construcción, ya que la integridad actual de la edificación no garantiza ninguna seguridad bajo posiblemente la acción de una carga sísmica de gran magnitud.

12. Impacto

El proyecto genera principalmente un impacto social, para los administradores o dueños del edificio, la comunidad colindante y sus habitantes, pues permite conocer el estado actual de la edificación, como está funcionando su sistema estructural y con ello los riesgos que se pueden

presentar bajo amenazas sísmicas, además, permite alertar a las autoridades competentes de dichos riesgos y generar planes de acción y prevención para salvaguardar a las vidas en riesgo.

El aporte que genera este proyecto no se limita únicamente al edificio Niza, pues como este, otras edificaciones hacen parte del proyecto de la Universidad Santo Tomás “Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico de la ciudad de Villavicencio, Meta, Colombia: Segunda fase plan de reforzamiento estructural y cumplimiento de la norma NSR-10 para los edificios de la comuna 2 con más de cinco pisos que aplican al capítulo A.10 de la NSR-10”, y son varias las que a partir de su diseño con normativas que hoy no son vigentes, corren los mismos riesgos que el edificio Niza, pues se debe tener presente que la ciudad de Villavicencio es propensa a la acción sísmica, por ello se reitera que es necesario el actuar de las autoridades con planes a prevención de desastres para los edificios que lo requieran.

13. Conclusiones

La estructura no cumple con los requisitos mínimos de derivas según la NSR-10, dado que los valores estimados para cada uno de los niveles de la estructura superan el 1%, evidenciando que la estructura presenta una baja rigidez, lo cual en un hipotético evento sísmico conllevaría que la estructura incurriera en el rango inelástico sin disipar energía en el rango elástico es decir un comportamiento frágil.

Empleando el procedimiento A.10 de la NSR-10 se determinó que la mayoría de las vigas y columnas perimetrales se encuentran sobrecargadas, ya que al estimar el ISE la mayoría de los elementos sobrepasan el valor de 1, es decir sobrepasan su diseño nominal, en el caso de las vigas por acción de momento y de torsión y en las columnas debido a flexo compresión. Esta falencia por sí misma es significativa pero plenamente justificable ya que en el momento de diseño y

construcción de la edificación el código de diseño clasificaba a la ciudad de Villavicencio en una condición de amenaza sísmica intermedia, esta clasificación es modificada y actualmente se clasifica con alta lo que implica un cambio sustancial en los requisitos de diseño de los elementos estructurales.

El análisis no lineal “Pushover” permitió establecer el posible patrón de falla que se puede presentar en la estructura, en función de las rotulas dispuestas en cada uno de los elementos evidenciando las falencias en los elementos estructurales, como en las vigas en las cuales no se presenta un plastificación o mecanismos de jerarquía como viga débil columna fuerte.

Al aplicar dos metodologías de evaluación tan divergentes en su concepción y fundamentación teórica, es posible dilucidar y entender las falencias perennes en la estructura, si bien la metodología planteada por la NSR-10 es lineal y genera que la mayoría de los elementos sean clasificados como sobrecargados, falla en establecer cuáles son los más críticos como lo hace el análisis no lineal, sin embargo solo se pueden aproximar al comportamiento real de la estructura dejando cierto grado de incertidumbre.

Aplicando las dos metodologías de análisis, la estructura muestra un comportamiento frágil en el que se espera su fallo sin previo aviso o muestra prematura de deformaciones en sus elementos estructurales.

Con una respectiva evaluación económica, se debería determinar si es viable o no aplicar algún tipo de reforzamiento que garantice un comportamiento dúctil, o si por el contrario estos reforzamientos sobrepasarían los costos de una demolición y un levantamiento nuevo del edificio.

Referencias

- [1] J. C. Gómez Cano and J. F. Farbiarz, “Structural design procedures based on nsr-98 errors, examples and update proposals,” *Año*, vol. 72, pp. 7–21, 2005.
- [2] Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT), *Reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10)*. Colombia, 2010.
- [3] J. N. Martínez Lozano, “Estudio de vulnerabilidad sísmica y patología estructural del edificio Niza en la ciudad de Villavicencio, Meta, Colombia,” Universidad Santo Tomás, Villavicencio, 2021.
- [4] G. E. Chicangana Montón *et al.*, “La sociedad frente a la gestión del riesgo: caso sobre la amenaza sísmica en la ciudad de Villavicencio,” *Revista UIS*, 2010.
- [5] J. F. Pérez Rodríguez and C. A. López Parrado, “Análisis de vulnerabilidad sísmica y valoración de patologías estructurales, caso de estudio: edificio balcones de la 30. Villavicencio, Meta,” Universidad Santo Tomás, Villavicencio, 2021.
- [6] K. V. Sánchez García and S. Ospina Cárdenas, “Diagnóstico y evaluación de vulnerabilidad sísmica para construcción patrimonial en la ciudad de Villavicencio, caso de estudio: edificio nacional (DIAN),” Universidad Santo Tomás, Villavicencio, 2019.
- [7] J. D. García Socha and J. D. Rozo Ávila, “Aplicación de temas de ingeniería civil evaluación de vulnerabilidad sísmica y diagnóstico de patología estructural en el municipio de Villavicencio, caso de estudio: edificio la voz del llano,” Universidad Santo Tomás, Villavicencio, 2020.
- [8] J. C. McCormac, *Análisis de estructuras métodos clásico y matricial*, Cuarta., vol. 1. México, 2010.

- [9] R. Rochel Awad, *Análisis y diseño sísmico de edificios*, 2nd ed. Medellín, 2012.
- [10] R. W. Fitzgerald, *Mecánica de materiales*, 16th ed. México, 1996.
- [11] M. Á. Paredes, “Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de lima aplicando el análisis estático no lineal pushover,” Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016.
- [12] The american society of civil engineers [ASCE], *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.
- [13] S. Arango, M. del P. Duque, and A. Paz, “Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica,” *EIA*, Medellín, pp. 139–154, Dec. 2009. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/41816267>
- [14] Y. Endo, L. Pelà, and P. Roca, “Review of Different Pushover Analysis Methods Applied to Masonry Buildings and Comparison with Nonlinear Dynamic Analysis,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 8, pp. 1234–1255, Nov. 2017, doi: 10.1080/13632469.2016.1210055.
- [15] R. Moreno Gonzales, “Metodología para la evaluación del riesgo sísmico.”
- [16] D. Vamvatsikos *et al.*, “Structural vulnerability assessment under natural hazards: A review,” pp. 1–14, 2010.
- [17] F. J. Muñoz Burbano, C. A. Vargas Jiménez, and G. Chicangana, “Sismicidad en el piedemonte llanero colombiano: Caracterización, relocalización y tomografía sísmica local,” *Revista UNAL*, 2015.
- [18] CSI Spain, “ETABS.” Computers and Structures, Inc. [Online]. Available: <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>

- [19] CSI Spain, “CSI Col.” Computers and Structures, Inc. [Online]. Available: <https://www.csiespana.com/software/9/csicol>
- [20] O. I. Segura Hernández, “Comparación del desempeño sísmico mediante análisis estático no lineal (pushover) de dos edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía des, diseñadas bajo los criterios del AIS 114-17 y la norma NSR-1,” Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá D.C., 2021.
- [21] R. Moreno González, A. C. Aparicio, and A. H. Barbat, “Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios,” Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, 2007. doi: 10.13140/2.1.1030.6881.
- [22] G. H. Acevedo Calderón, “Diseño y nivel de desempeño estructural de una edificación de 14 pisos con sistema de muros de carga,” Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 2020.
- [23] E. Raigosa Tuk, “Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales,” Instituto Tecnológico de Costa Rica, 2010.
- [24] Resiliencia Sísmica, *Técnicas de rehabilitación | Encamisado de vigas, columnas y nudos con concreto reforzado*, (May 12, 2022). [Online Video]. Available: https://www.youtube.com/watch?v=Ug7sWh35Ozk&t=178s&ab_channel=ResilienciaS%C3%ADsmica
- [25] Web del profesor, “Diseño sismorresistente.” Accessed: Oct. 04, 2023. [Online]. Available: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/09-disenioSismorresistente/9-26.html>

Apéndices

Apéndice A. Cálculo de índices de sobreesfuerzo (ISE)

Índice de sobreesfuerzo en vigas – Momentos

Piso	Viga	N _{ex} [Mn]	φ _c	N _{ef}	Mu	ISE
1	0 - A1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	72.08 kN-m	0.75
1	A1 - A2	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	199.77 kN-m	1.14
1	A2 - A3	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	158.00 kN-m	1.15
1	A3 - A4	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	213.00 kN-m	1.22
1	A4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	84.46 kN-m	0.88
1	0 - B1	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	139.28 kN-m	1.01
1	B1 - B2	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	179.27 kN-m	1.30
1	B2 - B3	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	219.61 kN-m	1.26
1	B3 - B4	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	187.42 kN-m	1.36
1	B4 - 0'	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	162.41 kN-m	1.18
1	0 - C1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	70.33 kN-m	0.73
1	C1 - C2	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	155.93 kN-m	1.13
1	C2 - C3	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	172.48 kN-m	1.26
1	C3 - C4	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	164.98 kN-m	1.20
1	C4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	83.00 kN-m	0.87
1	1A - 1B	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	219.74 kN-m	1.26
1	1B - 1C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	233.03 kN-m	1.34
1	2A - 2B	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	209.40 kN-m	1.20
1	2B - 2C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	231.89 kN-m	1.33
1	3A - 3B	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	207.59 kN-m	1.19
1	3B - 3C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	231.23 kN-m	1.32
1	4A - 4B	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	227.77 kN-m	1.31
1	4B - 4C	345.51 kN-m	0.6	207.31 kN-m	241.81 kN-m	1.17
2	0 - A1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	72.34 kN-m	0.75
2	A1 - A2	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	169.56 kN-m	1.23
2	A2 - A3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	134.40 kN-m	1.40
2	A3 - A4	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	181.14 kN-m	1.32
2	A4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	85.14 kN-m	0.89
2	0 - B1	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	144.55 kN-m	1.05
2	B1 - B2	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	146.60 kN-m	1.07
2	B2 - B3	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	210.04 kN-m	1.20
2	B3 - B4	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	155.07 kN-m	1.13
2	B4 - 0'	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	168.90 kN-m	1.23

Piso	Viga	N_{ex} [Mn]	φ_c	N_{ef}	Mu	ISE
2	0 - C1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	70.93 kN-m	0.74
2	C1 - C2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	120.49 kN-m	1.26
2	C2 - C3	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	163.56 kN-m	1.19
2	C3 - C4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	126.98 kN-m	1.32
2	C4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	83.99 kN-m	0.88
2	1A - 1B	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	192.73 kN-m	1.10
2	1B - 1C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	211.30 kN-m	1.21
2	2A - 2B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	181.71 kN-m	1.32
2	2B - 2C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	212.96 kN-m	1.22
2	3A - 3B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	179.93 kN-m	1.31
2	3B - 3C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	212.36 kN-m	1.22
2	4A - 4B	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	199.82 kN-m	1.14
2	4B - 4C	290.87 kN-m	0.6	174.52 kN-m	219.38 kN-m	1.26
3	0 - A1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	66.13 kN-m	0.69
3	A1 - A2	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	138.68 kN-m	1.01
3	A2 - A3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	107.57 kN-m	1.12
3	A3 - A4	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	150.18 kN-m	1.09
3	A4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	80.72 kN-m	0.84
3	0 - B1	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	137.10 kN-m	1.00
3	B1 - B2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	120.92 kN-m	1.26
3	B2 - B3	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	175.83 kN-m	1.28
3	B3 - B4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	129.50 kN-m	1.35
3	B4 - 0'	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	160.00 kN-m	1.16
3	0 - C1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	66.73 kN-m	0.70
3	C1 - C2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	94.35 kN-m	0.98
3	C2 - C3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	123.32 kN-m	1.29
3	C3 - C4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	102.09 kN-m	1.06
3	C4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	79.62 kN-m	0.83
3	1A - 1B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	158.32 kN-m	1.15
3	1B - 1C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	176.47 kN-m	1.28
3	2A - 2B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	147.80 kN-m	1.08
3	2B - 2C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	177.42 kN-m	1.29
3	3A - 3B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	145.83 kN-m	1.06
3	3B - 3C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	176.46 kN-m	1.28
3	4A - 4B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	163.59 kN-m	1.19
3	4B - 4C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	182.67 kN-m	1.33
4	0 - A1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	71.40 kN-m	0.74
4	A1 - A2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	112.34 kN-m	1.17
4	A2 - A3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	84.97 kN-m	0.89

Piso	Viga	N_{ex} [Mn]	φ_c	N_{ef}	Mu	ISE
4	A3 - A4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	124.03 kN-m	1.29
4	A4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	84.65 kN-m	0.88
4	0 - B1	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	143.16 kN-m	1.04
4	B1 - B2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	98.06 kN-m	1.02
4	B2 - B3	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	155.93 kN-m	1.13
4	B3 - B4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	107.50 kN-m	1.12
4	B4 - 0'	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	167.17 kN-m	1.22
4	0 - C1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	69.52 kN-m	0.72
4	C1 - C2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	67.96 kN-m	0.71
4	C2 - C3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	111.58 kN-m	1.16
4	C3 - C4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	73.30 kN-m	0.76
4	C4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	83.16 kN-m	0.87
4	1A - 1B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	145.66 kN-m	1.06
4	1B - 1C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	160.26 kN-m	1.17
4	2A - 2B	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	134.78 kN-m	1.40
4	2B - 2C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	160.93 kN-m	1.17
4	3A - 3B	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	132.52 kN-m	1.38
4	3B - 3C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	159.44 kN-m	1.16
4	4A - 4B	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	150.19 kN-m	1.09
4	4B - 4C	228.99 kN-m	0.6	137.40 kN-m	165.54 kN-m	1.20
5	0 - A1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	37.00 kN-m	0.39
5	A1 - A2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	41.06 kN-m	0.43
5	A2 - A3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	46.31 kN-m	0.48
5	A3 - A4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	41.62 kN-m	0.43
5	A4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	42.70 kN-m	0.45
5	0 - B1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	66.77 kN-m	0.70
5	B1 - B2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	39.69 kN-m	0.41
5	B2 - B3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	60.55 kN-m	0.63
5	B3 - B4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	43.27 kN-m	0.45
5	B4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	74.74 kN-m	0.78
5	0 - C1	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	36.86 kN-m	0.38
5	C1 - C2	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	30.64 kN-m	0.32
5	C2 - C3	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	45.87 kN-m	0.48
5	C3 - C4	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	34.89 kN-m	0.36
5	C4 - 0'	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	42.54 kN-m	0.44

Piso	Viga	N _{ex} [Mn]	ϕ_c	N _{ef}	Mu	ISE
5	1A - 1B	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	37.36 kN-m	0.39
5	1B - 1C	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	36.95 kN-m	0.39
5	2A - 2B	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	35.86 kN-m	0.37
5	2B - 2C	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	43.40 kN-m	0.45
5	3A - 3B	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	35.34 kN-m	0.37
5	3B - 3C	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	42.77 kN-m	0.45
5	4A - 4B	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	40.67 kN-m	0.42
5	4B - 4C	159.89 kN-m	0.6	95.94 kN-m	40.08 kN-m	0.42

Índice de sobreesfuerzo en vigas – Cortante

Piso	Viga	N _{ex} [Vn]	ϕ_c	N _{ef}	Vu	ISE
1	0 - A1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	64.06 kN	0.48
1	A1 - A2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	131.31 kN	0.98
1	A2 - A3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	110.29 kN	0.82
1	A3 - A4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	134.28 kN	1.00
1	A4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	68.79 kN	0.51
1	0 - B1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	113.23 kN	0.85
1	B1 - B2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	101.23 kN	0.76
1	B2 - B3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	258.97 kN	1.93
1	B3 - B4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	101.73 kN	0.76
1	B4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	124.28 kN	0.93
1	0 - C1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	51.37 kN	0.38
1	C1 - C2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	78.41 kN	0.59
1	C2 - C3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	141.51 kN	1.06
1	C3 - C4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	79.34 kN	0.59
1	C4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	55.05 kN	0.41
1	1A - 1B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	160.22 kN	1.20
1	1B - 1C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	178.42 kN	1.33
1	2A - 2B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	165.12 kN	1.23
1	2B - 2C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	228.06 kN	1.70
1	3A - 3B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	164.21 kN	1.23
1	3B - 3C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	230.15 kN	1.72
1	4A - 4B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	167.00 kN	1.25
1	4B - 4C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	186.06 kN	1.39
2	0 - A1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	65.27 kN	0.49
2	A1 - A2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	122.75 kN	0.92
2	A2 - A3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	102.08 kN	0.76

Piso	Viga	N _{ex} [Vn]	φ _c	N _{ef}	V _u	ISE
2	A3 - A4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	125.18 kN	0.93
2	A4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	70.32 kN	0.52
2	0 - B1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	116.90 kN	0.87
2	B1 - B2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	92.06 kN	0.69
2	B2 - B3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	249.25 kN	1.86
2	B3 - B4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	93.40 kN	0.70
2	B4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	124.28 kN	0.93
2	0 - C1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	51.60 kN	0.39
2	C1 - C2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	66.87 kN	0.50
2	C2 - C3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	146.03 kN	1.09
2	C3 - C4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	66.17 kN	0.49
2	C4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	55.30 kN	0.41
2	1A - 1B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	151.01 kN	1.13
2	1B - 1C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	171.36 kN	1.28
2	2A - 2B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	152.84 kN	1.14
2	2B - 2C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	216.37 kN	1.62
2	3A - 3B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	151.68 kN	1.13
2	3B - 3C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	217.45 kN	1.62
2	4A - 4B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	157.27 kN	1.17
2	4B - 4C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	178.58 kN	1.33
3	0 - A1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	62.02 kN	0.46
3	A1 - A2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	106.43 kN	0.79
3	A2 - A3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	88.52 kN	0.66
3	A3 - A4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	109.10 kN	0.81
3	A4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	67.36 kN	0.50
3	0 - B1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	110.76 kN	0.83
3	B1 - B2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	78.98 kN	0.59
3	B2 - B3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	214.22 kN	1.60
3	B3 - B4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	81.21 kN	0.61
3	B4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	117.64 kN	0.88
3	0 - C1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	48.31 kN	0.36
3	C1 - C2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	53.93 kN	0.40
3	C2 - C3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	115.48 kN	0.86
3	C3 - C4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	55.64 kN	0.42
3	C4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	52.05 kN	0.39
3	1A - 1B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	132.26 kN	0.99
3	1B - 1C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	151.38 kN	1.13
3	2A - 2B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	132.55 kN	0.99
3	2B - 2C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	188.77 kN	1.41
3	3A - 3B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	131.14 kN	0.98
3	3B - 3C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	188.85 kN	1.41

Piso	Viga	N _{ex} [Vn]	φ _c	N _{ef}	Vu	ISE
3	4A - 4B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	137.53 kN	1.03
3	4B - 4C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	157.55 kN	1.18
4	0 - A1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	64.93 kN	0.48
4	A1 - A2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	99.02 kN	0.74
4	A2 - A3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	78.56 kN	0.59
4	A3 - A4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	102.49 kN	0.77
4	A4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	70.62 kN	0.53
4	0 - B1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	116.08 kN	0.87
4	B1 - B2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	71.36 kN	0.53
4	B2 - B3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	199.87 kN	1.49
4	B3 - B4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	74.32 kN	0.55
4	B4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	123.33 kN	0.92
4	0 - C1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	49.65 kN	0.37
4	C1 - C2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	43.68 kN	0.33
4	C2 - C3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	119.65 kN	0.89
4	C3 - C4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	44.47 kN	0.33
4	C4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	54.10 kN	0.40
4	1A - 1B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	130.02 kN	0.97
4	1B - 1C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	151.36 kN	1.13
4	2A - 2B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	127.45 kN	0.95
4	2B - 2C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	181.32 kN	1.35
4	3A - 3B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	125.65 kN	0.94
4	3B - 3C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	180.11 kN	1.34
4	4A - 4B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	135.04 kN	1.01
4	4B - 4C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	157.14 kN	1.17
5	0 - A1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	29.15 kN	0.22
5	A1 - A2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	29.16 kN	0.22
5	A2 - A3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	46.91 kN	0.35
5	A3 - A4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	29.17 kN	0.22
5	A4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	30.93 kN	0.23
5	0 - B1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	52.01 kN	0.39
5	B1 - B2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	24.68 kN	0.18
5	B2 - B3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	84.27 kN	0.63
5	B3 - B4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	25.80 kN	0.19
5	B4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	53.19 kN	0.40
5	0 - C1	223.27 kN	0.6	133.96 kN	26.67 kN	0.20
5	C1 - C2	223.27 kN	0.6	133.96 kN	20.16 kN	0.15
5	C2 - C3	223.27 kN	0.6	133.96 kN	52.99 kN	0.40
5	C3 - C4	223.27 kN	0.6	133.96 kN	21.37 kN	0.16
5	C4 - 0'	223.27 kN	0.6	133.96 kN	28.25 kN	0.21
5	1A - 1B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	30.58 kN	0.23

Piso	Viga	N _{ex} [Vn]	φ _c	N _{ef}	Vu	ISE
5	1B - 1C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	35.28 kN	0.26
5	2A - 2B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	40.19 kN	0.30
5	2B - 2C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	59.34 kN	0.44
5	3A - 3B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	39.33 kN	0.29
5	3B - 3C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	57.97 kN	0.43
5	4A - 4B	223.27 kN	0.6	133.96 kN	30.80 kN	0.23
5	4B - 4C	223.27 kN	0.6	133.96 kN	35.99 kN	0.27

Índice de sobreesfuerzo en vigas – Torsión

Piso	Viga	N _{ex} [Tn]	φ _c	N _{ef}	Tu	ISE
1	0 - A1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	48.38 kN-m	2.74
1	A1 - A2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.14 kN-m	0.12
1	A2 - A3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	66.99 kN-m	3.79
1	A3 - A4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.78 kN-m	0.10
1	A4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	50.19 kN-m	2.84
1	0 - B1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	35.47 kN-m	2.01
1	B1 - B2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.85 kN-m	0.10
1	B2 - B3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	34.36 kN-m	1.95
1	B3 - B4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.00 kN-m	0.11
1	B4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	34.02 kN-m	1.93
1	0 - C1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	41.68 kN-m	2.36
1	C1 - C2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.69 kN-m	0.10
1	C2 - C3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	59.94 kN-m	3.39
1	C3 - C4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.92 kN-m	0.11
1	C4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	43.86 kN-m	2.48
1	1A - 1B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	5.02 kN-m	0.28
1	1B - 1C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.59 kN-m	0.20
1	2A - 2B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	18.81 kN-m	1.07
1	2B - 2C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	52.61 kN-m	2.98
1	3A - 3B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	18.82 kN-m	1.07
1	3B - 3C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	52.17 kN-m	2.95
1	4A - 4B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	4.79 kN-m	0.27
1	4B - 4C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.36 kN-m	0.19
2	0 - A1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	38.31 kN-m	2.17
2	A1 - A2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.42 kN-m	0.08
2	A2 - A3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	56.17 kN-m	3.18
2	A3 - A4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.21 kN-m	0.07
2	A4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	39.89 kN-m	2.26

Piso	Viga	N _{ex} [Tn]	φ _c	N _{ef}	Tu	ISE
2	0 - B1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	29.55 kN-m	1.67
2	B1 - B2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.50 kN-m	0.08
2	B2 - B3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	28.38 kN-m	1.61
2	B3 - B4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.72 kN-m	0.10
2	B4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	28.68 kN-m	1.62
2	0 - C1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	31.84 kN-m	1.80
2	C1 - C2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.33 kN-m	0.08
2	C2 - C3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	51.52 kN-m	2.92
2	C3 - C4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.38 kN-m	0.08
2	C4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	33.83 kN-m	1.92
2	1A - 1B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.24 kN-m	0.18
2	1B - 1C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.12 kN-m	0.12
2	2A - 2B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	16.30 kN-m	0.92
2	2B - 2C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	48.60 kN-m	2.75
2	3A - 3B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	16.43 kN-m	0.93
2	3B - 3C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	48.36 kN-m	2.74
2	4A - 4B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.28 kN-m	0.19
2	4B - 4C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.12 kN-m	0.12
3	0 - A1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	31.17 kN-m	1.77
3	A1 - A2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.97 kN-m	0.05
3	A2 - A3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	46.86 kN-m	2.65
3	A3 - A4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.92 kN-m	0.05
3	A4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	32.68 kN-m	1.85
3	0 - B1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	21.44 kN-m	1.21
3	B1 - B2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.11 kN-m	0.06
3	B2 - B3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	20.38 kN-m	1.15
3	B3 - B4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.52 kN-m	0.09
3	B4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	20.79 kN-m	1.18
3	0 - C1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	25.17 kN-m	1.43
3	C1 - C2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.96 kN-m	0.05
3	C2 - C3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	42.64 kN-m	2.41
3	C3 - C4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.00 kN-m	0.06
3	C4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	27.05 kN-m	1.53
3	1A - 1B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.67 kN-m	0.15
3	1B - 1C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.76 kN-m	0.10
3	2A - 2B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	12.01 kN-m	0.68
3	2B - 2C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	38.23 kN-m	2.16

Piso	Viga	N_{ex} [Tn]	φ_c	N_{ef}	Tu	ISE
3	3A - 3B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	12.14 kN-m	0.69
3	3B - 3C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	38.06 kN-m	2.16
3	4A - 4B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.72 kN-m	0.15
3	4B - 4C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.78 kN-m	0.10
4	0 - A1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	22.30 kN-m	1.26
4	A1 - A2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.63 kN-m	0.04
4	A2 - A3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	36.15 kN-m	2.05
4	A3 - A4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.51 kN-m	0.03
4	A4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	23.87 kN-m	1.35
4	0 - B1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	13.52 kN-m	0.77
4	B1 - B2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.89 kN-m	0.05
4	B2 - B3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	12.60 kN-m	0.71
4	B3 - B4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.98 kN-m	0.06
4	B4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	13.16 kN-m	0.75
4	0 - C1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	15.78 kN-m	0.89
4	C1 - C2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.55 kN-m	0.03
4	C2 - C3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	34.02 kN-m	1.93
4	C3 - C4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.57 kN-m	0.03
4	C4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	17.82 kN-m	1.01
4	1A - 1B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.68 kN-m	0.15
4	1B - 1C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.13 kN-m	0.06
4	2A - 2B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	8.11 kN-m	0.46
4	2B - 2C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	30.45 kN-m	1.72
4	3A - 3B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	8.23 kN-m	0.47
4	3B - 3C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	30.15 kN-m	1.71
4	4A - 4B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	2.82 kN-m	0.16
4	4B - 4C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.31 kN-m	0.07
5	0 - A1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	10.92 kN-m	0.62
5	A1 - A2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.66 kN-m	0.04
5	A2 - A3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	16.46 kN-m	0.93
5	A3 - A4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.68 kN-m	0.04
5	A4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	11.58 kN-m	0.66
5	0 - B1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.93 kN-m	0.22
5	B1 - B2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.49 kN-m	0.03
5	B2 - B3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.96 kN-m	0.22
5	B3 - B4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.50 kN-m	0.03

Piso	Viga	N _{ex} [Tn]	ϕ_c	N _{ef}	Tu	ISE
5	B4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	3.83 kN-m	0.22
5	0 - C1	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	9.50 kN-m	0.54
5	C1 - C2	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.09 kN-m	0.06
5	C2 - C3	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	15.58 kN-m	0.88
5	C3 - C4	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	1.08 kN-m	0.06
5	C4 - 0'	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	10.15 kN-m	0.57
5	1A - 1B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.56 kN-m	0.03
5	1B - 1C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.74 kN-m	0.04
5	2A - 2B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	5.34 kN-m	0.30
5	2B - 2C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	12.78 kN-m	0.72
5	3A - 3B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	5.50 kN-m	0.31
5	3B - 3C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	12.83 kN-m	0.73
5	4A - 4B	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.70 kN-m	0.04
5	4B - 4C	29.43 kN-m	0.6	17.66 kN-m	0.81 kN-m	0.05

Índice de sobreesfuerzo en columnas – Momentos

Piso	Columna	N _{ex} [Mn]	ϕ_c	N _{ef}	Mu	ISE
1	A1	105.62 kN-m	0.6	63.37 kN-m	224.05 kN-m	3.54
1	A2	103.90 kN-m	0.6	62.34 kN-m	298.03 kN-m	4.78
1	A3	103.92 kN-m	0.6	62.35 kN-m	296.05 kN-m	4.75
1	A4	98.13 kN-m	0.6	58.88 kN-m	250.98 kN-m	4.26
1	B1	90.22 kN-m	0.6	54.13 kN-m	247.08 kN-m	4.56
1	B2	180.91 kN-m	0.6	108.55 kN-m	268.63 kN-m	2.47
1	B3	180.91 kN-m	0.6	108.55 kN-m	270.20 kN-m	2.49
1	B4	88.99 kN-m	0.6	53.39 kN-m	246.65 kN-m	4.62
1	C1	104.63 kN-m	0.6	62.78 kN-m	224.05 kN-m	3.57
1	C2	103.81 kN-m	0.6	62.29 kN-m	294.70 kN-m	4.73
1	C3	102.99 kN-m	0.6	61.79 kN-m	296.81 kN-m	4.80
1	C4	98.21 kN-m	0.6	58.93 kN-m	248.59 kN-m	4.22
2	A1	109.76 kN-m	0.6	65.86 kN-m	121.75 kN-m	1.85
2	A2	102.99 kN-m	0.6	61.79 kN-m	173.44 kN-m	2.81
2	A3	102.98 kN-m	0.6	61.79 kN-m	171.42 kN-m	2.77
2	A4	128.26 kN-m	0.6	76.96 kN-m	126.71 kN-m	1.65
2	B1	119.67 kN-m	0.6	71.80 kN-m	166.95 kN-m	2.33
2	B2	88.93 kN-m	0.6	53.36 kN-m	224.24 kN-m	4.20
2	B3	90.22 kN-m	0.6	54.13 kN-m	227.48 kN-m	4.20
2	B4	119.19 kN-m	0.6	71.51 kN-m	175.84 kN-m	2.46
2	C1	105.26 kN-m	0.6	63.16 kN-m	140.56 kN-m	2.23

Piso	Columna	N _{ex} [Mn]	ϕ_c	N _{ef}	Mu	ISE
2	C2	103.37 kN-m	0.6	62.02 kN-m	196.43 kN-m	3.17
2	C3	103.29 kN-m	0.6	61.97 kN-m	200.75 kN-m	3.24
2	C4	121.11 kN-m	0.6	72.67 kN-m	147.55 kN-m	2.03
3	A1	112.48 kN-m	0.6	67.49 kN-m	105.34 kN-m	1.56
3	A2	103.23 kN-m	0.6	61.94 kN-m	133.27 kN-m	2.15
3	A3	103.34 kN-m	0.6	62.00 kN-m	131.62 kN-m	2.12
3	A4	129.63 kN-m	0.6	77.78 kN-m	111.64 kN-m	1.44
3	B1	115.11 kN-m	0.6	69.07 kN-m	119.30 kN-m	1.73
3	B2	88.89 kN-m	0.6	53.33 kN-m	163.37 kN-m	3.06
3	B3	90.22 kN-m	0.6	54.13 kN-m	165.95 kN-m	3.07
3	B4	113.90 kN-m	0.6	68.34 kN-m	125.52 kN-m	1.84
3	C1	107.80 kN-m	0.6	64.68 kN-m	122.32 kN-m	1.89
3	C2	104.25 kN-m	0.6	62.55 kN-m	156.65 kN-m	2.50
3	C3	104.09 kN-m	0.6	62.45 kN-m	159.70 kN-m	2.56
3	C4	123.03 kN-m	0.6	73.82 kN-m	130.67 kN-m	1.77
4	A1	114.61 kN-m	0.6	68.77 kN-m	82.61 kN-m	1.20
4	A2	105.48 kN-m	0.6	63.29 kN-m	99.89 kN-m	1.58
4	A3	105.83 kN-m	0.6	63.50 kN-m	99.05 kN-m	1.56
4	A4	134.40 kN-m	0.6	80.64 kN-m	87.35 kN-m	1.08
4	B1	108.78 kN-m	0.6	65.27 kN-m	87.30 kN-m	1.34
4	B2	88.89 kN-m	0.6	53.33 kN-m	122.52 kN-m	2.30
4	B3	90.22 kN-m	0.6	54.13 kN-m	125.31 kN-m	2.31
4	B4	106.90 kN-m	0.6	64.14 kN-m	92.82 kN-m	1.45
4	C1	109.35 kN-m	0.6	65.61 kN-m	99.22 kN-m	1.51
4	C2	107.45 kN-m	0.6	64.47 kN-m	118.99 kN-m	1.85
4	C3	107.03 kN-m	0.6	64.22 kN-m	122.15 kN-m	1.90
4	C4	124.78 kN-m	0.6	74.87 kN-m	105.77 kN-m	1.41
5	A1	96.99 kN-m	0.6	58.19 kN-m	47.22 kN-m	0.81
5	A2	122.85 kN-m	0.6	73.71 kN-m	55.00 kN-m	0.75
5	A3	124.10 kN-m	0.6	74.46 kN-m	55.23 kN-m	0.74
5	A4	100.44 kN-m	0.6	60.26 kN-m	49.68 kN-m	0.82
5	B1	92.08 kN-m	0.6	55.25 kN-m	47.48 kN-m	0.86
5	B2	89.00 kN-m	0.6	53.40 kN-m	74.20 kN-m	1.39
5	B3	90.22 kN-m	0.6	54.13 kN-m	76.18 kN-m	1.41
5	B4	90.78 kN-m	0.6	54.47 kN-m	53.17 kN-m	0.98
5	C1	110.06 kN-m	0.6	66.04 kN-m	67.19 kN-m	1.02

Piso	Columna	N_{ex} [Mn]	ϕ_c	N_{ef}	M_u	ISE
5	C2	115.45 kN-m	0.6	69.27 kN-m	87.58 kN-m	1.26
5	C3	114.23 kN-m	0.6	68.54 kN-m	89.70 kN-m	1.31
5	C4	123.69 kN-m	0.6	74.21 kN-m	72.47 kN-m	0.98

Índice de sobreesfuerzo en columnas – Carga Axial

Piso	Columna	N_{ex} [Pn]	ϕ_c	N_{ef}	P_u	ISE
1	A1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	1031.28 kN	0.89
1	A2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	952.17 kN	0.76
1	A3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	956.56 kN	0.76
1	A4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	1084.08 kN	0.89
1	B1	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1929.96 kN	1.60
1	B2	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	2188.52 kN	1.82
1	B3	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	2225.90 kN	1.85
1	B4	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	2003.94 kN	1.66
1	C1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	1035.57 kN	0.89
1	C2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	1143.30 kN	0.91
1	C3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	1161.06 kN	0.93
1	C4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	1088.61 kN	0.89
2	A1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	777.80 kN	0.67
2	A2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	738.06 kN	0.59
2	A3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	742.60 kN	0.59
2	A4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	822.52 kN	0.68
2	B1	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1416.01 kN	1.17
2	B2	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1685.83 kN	1.40
2	B3	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1713.98 kN	1.42
2	B4	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1475.64 kN	1.22
2	C1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	780.49 kN	0.67
2	C2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	895.43 kN	0.72
2	C3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	909.58 kN	0.73
2	C4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	825.42 kN	0.68
3	A1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	527.03 kN	0.45
3	A2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	515.82 kN	0.41
3	A3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	519.79 kN	0.42
3	A4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	558.05 kN	0.46
3	B1	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	972.33 kN	0.81
3	B2	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1163.18 kN	0.97
3	B3	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1181.98 kN	0.98
3	B4	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	1012.41 kN	0.84
3	C1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	529.27 kN	0.46

Piso	Columna	N_{ex} [Pn]	φ_c	N_{ef}	Pu	ISE
3	C2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	618.59 kN	0.49
3	C3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	627.86 kN	0.50
3	C4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	560.42 kN	0.46
4	A1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	299.25 kN	0.26
4	A2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	306.27 kN	0.24
4	A3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	309.27 kN	0.25
4	A4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	317.23 kN	0.26
4	B1	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	559.17 kN	0.46
4	B2	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	680.32 kN	0.56
4	B3	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	690.94 kN	0.57
4	B4	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	581.22 kN	0.48
4	C1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	300.40 kN	0.26
4	C2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	373.16 kN	0.30
4	C3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	378.74 kN	0.30
4	C4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	318.44 kN	0.26
5	A1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	76.40 kN	0.07
5	A2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	91.95 kN	0.07
5	A3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	93.26 kN	0.07
5	A4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	80.79 kN	0.07
5	B1	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	122.34 kN	0.10
5	B2	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	172.20 kN	0.14
5	B3	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	175.06 kN	0.15
5	B4	2008.80 kN	0.6	1205.28 kN	125.00 kN	0.10
5	C1	1938.26 kN	0.6	1162.96 kN	75.89 kN	0.07
5	C2	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	103.48 kN	0.08
5	C3	2086.77 kN	0.6	1252.06 kN	105.02 kN	0.08
5	C4	2027.36 kN	0.6	1216.42 kN	80.28 kN	0.07

Apéndice B. Cálculo del índice de flexibilidad*Índice de flexibilidad vertical*

Piso	Viga	δ per	δ	IF
1	0 - A1	7.23 mm	0.23 mm	0.03
1	A1 - A2	27.7 mm	3.40 mm	0.12
1	A2 - A3	28.5 mm	0.91 mm	0.03
1	A3 - A4	28.7 mm	3.82 mm	0.13
1	A4 - 0'	7.9 mm	0.39 mm	0.05
1	0 - B1	7.2 mm	0.58 mm	0.08
1	B1 - B2	27.7 mm	0.67 mm	0.02
1	B2 - B3	28.5 mm	5.82 mm	0.20
1	B3 - B4	28.7 mm	0.79 mm	0.03
1	B4 - 0'	7.9 mm	0.79 mm	0.10
1	0 - C1	7.2 mm	0.29 mm	0.04
1	C1 - C2	27.7 mm	0.28 mm	0.01
1	C2 - C3	28.5 mm	3.08 mm	0.11
1	C3 - C4	28.7 mm	0.38 mm	0.01
1	C4 - 0'	7.9 mm	0.42 mm	0.05
1	1A - 1B	27.8 mm	4.64 mm	0.17
1	1B - 1C	27.8 mm	6.61 mm	0.24
1	2A - 2B	27.8 mm	4.17 mm	0.15
1	2B - 2C	27.8 mm	6.64 mm	0.24
1	3A - 3B	27.8 mm	4.11 mm	0.15
1	3B - 3C	27.8 mm	6.60 mm	0.24
1	4A - 4B	27.8 mm	4.80 mm	0.17
1	4B - 4C	27.8 mm	6.83 mm	0.25
2	0 - A1	7.2 mm	0.29 mm	0.04
2	A1 - A2	27.7 mm	3.50 mm	0.13
2	A2 - A3	28.5 mm	1.06 mm	0.04
3	A3 - A4	28.7 mm	3.66 mm	0.13
3	A4 - 0'	7.9 mm	0.39 mm	0.05
3	0 - B1	7.2 mm	0.58 mm	0.08
3	B1 - B2	27.7 mm	1.09 mm	0.04
3	B2 - B3	28.5 mm	5.40 mm	0.19
3	B3 - B4	28.7 mm	1.27 mm	0.04
3	B4 - 0'	7.9 mm	0.79 mm	0.10
3	0 - C1	7.2 mm	0.30 mm	0.04
3	C1 - C2	27.7 mm	0.50 mm	0.02
3	C2 - C3	28.5 mm	2.88 mm	0.10
3	C3 - C4	28.7 mm	0.63 mm	0.02
3	C4 - 0'	7.9 mm	0.42 mm	0.05

Piso	Viga	δ per	δ	IF
3	1A - 1B	27.8 mm	4.60 mm	0.17
3	1B - 1C	27.8 mm	6.19 mm	0.22
3	2A - 2B	27.8 mm	4.26 mm	0.15
3	2B - 2C	27.8 mm	6.29 mm	0.23
3	3A - 3B	27.8 mm	4.21 mm	0.15
3	3B - 3C	27.8 mm	6.26 mm	0.23
3	4A - 4B	27.8 mm	4.78 mm	0.17
3	4B - 4C	27.8 mm	6.39 mm	0.23
4	0 - A1	7.2 mm	0.29 mm	0.04
4	A1 - A2	27.7 mm	3.66 mm	0.13
4	A2 - A3	28.5 mm	0.89 mm	0.03
4	A3 - A4	28.7 mm	4.12 mm	0.14
4	A4 - 0'	7.9 mm	0.41 mm	0.05
4	0 - B1	7.2 mm	0.60 mm	0.08
4	B1 - B2	27.7 mm	1.08 mm	0.04
4	B2 - B3	28.5 mm	5.76 mm	0.20
4	B3 - B4	28.7 mm	1.25 mm	0.04
4	B4 - 0'	7.9 mm	0.82 mm	0.10
4	0 - C1	7.2 mm	0.31 mm	0.04
4	C1 - C2	27.7 mm	0.32 mm	0.01
4	C2 - C3	28.5 mm	3.86 mm	0.14
4	C3 - C4	28.7 mm	0.42 mm	0.01
4	C4 - 0'	7.9 mm	0.44 mm	0.06
4	1A - 1B	27.8 mm	4.92 mm	0.18
4	1B - 1C	27.8 mm	6.79 mm	0.24
4	2A - 2B	27.8 mm	4.48 mm	0.16
4	2B - 2C	27.8 mm	6.93 mm	0.25
4	3A - 3B	27.8 mm	4.43 mm	0.16
4	3B - 3C	27.8 mm	6.90 mm	0.25
4	4A - 4B	27.8 mm	5.09 mm	0.18
4	4B - 4C	27.8 mm	7.00 mm	0.25
5	0 - A1	7.2 mm	0.14 mm	0.02
5	A1 - A2	27.7 mm	0.24 mm	0.01
5	A2 - A3	28.5 mm	1.93 mm	0.07
5	A3 - A4	28.7 mm	0.32 mm	0.01
5	A4 - 0'	7.9 mm	0.19 mm	0.02
5	0 - B1	7.2 mm	0.24 mm	0.03
5	B1 - B2	27.7 mm	0.28 mm	0.01
5	B2 - B3	28.5 mm	2.80 mm	0.10
5	B3 - B4	28.7 mm	0.32 mm	0.01
5	B4 - 0'	7.9 mm	0.32 mm	0.04
5	0 - C1	7.2 mm	0.14 mm	0.02

Piso	Viga	δ per	δ	IF
5	C1 - C2	27.7 mm	0.09 mm	0.00
5	C2 - C3	28.5 mm	1.74 mm	0.06
5	C3 - C4	28.7 mm	0.16 mm	0.01
5	C4 - 0'	7.9 mm	0.20 mm	0.02
5	1A - 1B	27.8 mm	1.47 mm	0.05
5	1B - 1C	27.8 mm	1.61 mm	0.06
5	2A - 2B	27.8 mm	1.82 mm	0.07
5	2B - 2C	27.8 mm	2.48 mm	0.09
5	3A - 3B	27.8 mm	1.82 mm	0.07
5	3B - 3C	27.8 mm	2.49 mm	0.09
5	4A - 4B	27.8 mm	1.52 mm	0.05
5	4B - 4C	27.8 mm	1.64 mm	0.06

Índice de flexibilidad Horizontal – X

Piso	C	Δ per	Δ	IF
1	A1	38 mm	43.86 mm	1.15
1	A2	38 mm	41.17 mm	1.08
1	A3	38 mm	41.43 mm	1.09
1	A4	38 mm	45.02 mm	1.18
1	B1	38 mm	43.86 mm	1.15
1	B2	38 mm	41.17 mm	1.08
1	B3	38 mm	41.43 mm	1.09
1	B4	38 mm	45.02 mm	1.18
1	C1	38 mm	43.86 mm	1.15
1	C2	38 mm	41.17 mm	1.08
1	C3	38 mm	41.43 mm	1.09
1	C4	38 mm	45.02 mm	1.18
2	A1	24 mm	30.24 mm	1.26
2	A2	24 mm	28.38 mm	1.18
2	A3	24 mm	28.72 mm	1.20
2	A4	24 mm	31.46 mm	1.31
2	B1	24 mm	30.24 mm	1.26
2	B2	24 mm	28.38 mm	1.18
2	B3	24 mm	28.72 mm	1.20
2	B4	24 mm	31.46 mm	1.31
2	C1	24 mm	30.24 mm	1.26
2	C2	24 mm	28.38 mm	1.18
2	C3	24 mm	28.72 mm	1.20
2	C4	24 mm	31.46 mm	1.31
3	A1	24 mm	22.06 mm	0.92

Piso	C	Δ per	Δ	IF
3	A2	24 mm	20.70 mm	0.86
3	A3	24 mm	20.95 mm	0.87
3	A4	24 mm	22.96 mm	0.96
3	B1	24 mm	22.06 mm	0.92
3	B2	24 mm	20.70 mm	0.86
3	B3	24 mm	20.95 mm	0.87
3	B4	24 mm	22.96 mm	0.96
3	C1	24 mm	22.06 mm	0.92
3	C2	24 mm	20.70 mm	0.86
3	C3	24 mm	20.95 mm	0.87
3	C4	24 mm	22.96 mm	0.96
4	A1	24 mm	14.47 mm	0.60
4	A2	24 mm	13.59 mm	0.57
4	A3	24 mm	13.75 mm	0.57
4	A4	24 mm	15.05 mm	0.63
4	B1	24 mm	14.47 mm	0.60
4	B2	24 mm	13.59 mm	0.57
4	B3	24 mm	13.75 mm	0.57
4	B4	24 mm	15.05 mm	0.63
4	C1	24 mm	14.47 mm	0.60
4	C2	24 mm	13.59 mm	0.57
4	C3	24 mm	13.75 mm	0.57
4	C4	24 mm	15.05 mm	0.63
5	A1	24 mm	6.06 mm	0.25
5	A2	24 mm	5.70 mm	0.24
5	A3	24 mm	5.77 mm	0.24
5	A4	24 mm	6.32 mm	0.26
5	B1	24 mm	6.06 mm	0.25
5	B2	24 mm	5.70 mm	0.24
5	B3	24 mm	5.77 mm	0.24
5	B4	24 mm	6.32 mm	0.26
5	C1	24 mm	6.06 mm	0.25
5	C2	24 mm	5.70 mm	0.24
5	C3	24 mm	5.77 mm	0.24
5	C4	24 mm	6.32 mm	0.26

Índice de flexibilidad Horizontal – Y

Piso	C	Δ per	Δ	IF
1	A1	38 mm	32.89 mm	0.87
1	A2	38 mm	32.89 mm	0.87
1	A3	38 mm	32.89 mm	0.87
1	A4	38 mm	32.89 mm	0.87
1	B1	38 mm	30.48 mm	0.80
1	B2	38 mm	30.48 mm	0.80
1	B3	38 mm	30.48 mm	0.80
1	B4	38 mm	30.48 mm	0.80
1	C1	38 mm	32.16 mm	0.85
1	C2	38 mm	32.16 mm	0.85
1	C3	38 mm	32.16 mm	0.85
1	C4	38 mm	32.16 mm	0.85
2	A1	24 mm	26.84 mm	1.12
2	A2	24 mm	26.84 mm	1.12
2	A3	24 mm	26.84 mm	1.12
2	A4	24 mm	26.84 mm	1.12
2	B1	24 mm	25.01 mm	1.04
2	B2	24 mm	25.01 mm	1.04
2	B3	24 mm	25.01 mm	1.04
2	B4	24 mm	25.01 mm	1.04
2	C1	24 mm	26.15 mm	1.09
2	C2	24 mm	26.15 mm	1.09
2	C3	24 mm	26.15 mm	1.09
2	C4	24 mm	26.15 mm	1.09
3	A1	24 mm	19.95 mm	0.83
3	A2	24 mm	19.95 mm	0.83
3	A3	24 mm	19.95 mm	0.83
3	A4	24 mm	19.95 mm	0.83
3	B1	24 mm	18.59 mm	0.77
3	B2	24 mm	18.59 mm	0.77
3	B3	24 mm	18.59 mm	0.77
3	B4	24 mm	18.59 mm	0.77
3	C1	24 mm	19.42 mm	0.81
3	C2	24 mm	19.42 mm	0.81
3	C3	24 mm	19.42 mm	0.81
3	C4	24 mm	19.42 mm	0.81
4	A1	24 mm	13.07 mm	0.54
4	A2	24 mm	13.07 mm	0.54
4	A3	24 mm	13.07 mm	0.54
4	A4	24 mm	13.07 mm	0.54
4	B1	24 mm	12.19 mm	0.51
4	B2	24 mm	12.19 mm	0.51

Piso	C	Δ per	Δ	IF
4	B3	24 mm	12.19 mm	0.51
4	B4	24 mm	12.19 mm	0.51
4	C1	24 mm	12.74 mm	0.53
4	C2	24 mm	12.74 mm	0.53
4	C3	24 mm	12.74 mm	0.53
4	C4	24 mm	12.74 mm	0.53
5	A1	24 mm	5.81 mm	0.24
5	A2	24 mm	5.81 mm	0.24
5	A3	24 mm	5.81 mm	0.24
5	A4	24 mm	5.81 mm	0.24
5	B1	24 mm	5.43 mm	0.23
5	B2	24 mm	5.43 mm	0.23
5	B3	24 mm	5.43 mm	0.23
5	B4	24 mm	5.43 mm	0.23
5	C1	24 mm	5.64 mm	0.23
5	C2	24 mm	5.64 mm	0.23
5	C3	24 mm	5.64 mm	0.23
5	C4	24 mm	5.64 mm	0.23

Apéndice C. Cálculo de la rigidez efectiva para columnas

Valores de rigidez efectiva para columnas

Story	C	Flexión	Cortante	Axial
Story5	A1	0.30	0.4	1
Story5	A2	0.30	0.4	1
Story5	A3	0.30	0.4	1
Story5	A4	0.30	0.4	1
Story5	B1	0.30	0.4	1
Story5	B2	0.30	0.4	1
Story5	B3	0.30	0.4	1
Story5	B4	0.30	0.4	1
Story5	C1	0.30	0.4	1
Story5	C2	0.30	0.4	1
Story5	C3	0.30	0.4	1
Story5	C4	0.30	0.4	1
Story4	A1	0.32	0.4	1
Story4	A2	0.32	0.4	1
Story4	A3	0.32	0.4	1
Story4	A4	0.32	0.4	1
Story4	B1	0.43	0.4	1
Story4	B2	0.47	0.4	1

Story	C	Flexión	Cortante	Axial
Story4	B3	0.48	0.4	1
Story4	B4	0.44	0.4	1
Story4	C1	0.32	0.4	1
Story4	C2	0.34	0.4	1
Story5	C3	0.30	0.4	1
Story5	C4	0.30	0.4	1
Story4	A1	0.32	0.4	1
Story4	A2	0.32	0.4	1
Story4	A3	0.32	0.4	1
Story4	A4	0.32	0.4	1
Story4	B1	0.43	0.4	1
Story4	B2	0.47	0.4	1
Story4	B3	0.48	0.4	1
Story4	B4	0.44	0.4	1
Story4	C1	0.32	0.4	1
Story4	C2	0.34	0.4	1
Story4	C3	0.34	0.4	1
Story4	C4	0.32	0.4	1
Story3	A1	0.41	0.4	1
Story3	A2	0.39	0.4	1
Story3	A3	0.39	0.4	1
Story3	A4	0.40	0.4	1
Story3	B1	0.60	0.4	1
Story3	B2	0.67	0.4	1
Story3	B3	0.68	0.4	1
Story3	B4	0.61	0.4	1
Story3	C1	0.41	0.4	1
Story3	C2	0.43	0.4	1
Story3	C3	0.44	0.4	1
Story3	C4	0.41	0.4	1
Story2	A1	0.50	0.4	1
Story2	A2	0.47	0.4	1
Story2	A3	0.47	0.4	1
Story2	A4	0.49	0.4	1
Story2	B1	0.70	0.4	1
Story2	B2	0.70	0.4	1
Story2	B3	0.70	0.4	1
Story2	B4	0.70	0.4	1
Story2	C1	0.50	0.4	1
Story2	C2	0.53	0.4	1

Story	C	Flexión	Cortante	Axial
Story2	C3	0.54	0.4	1
Story2	C4	0.49	0.4	1
Story1	A1	0.58	0.4	1
Story1	A2	0.55	0.4	1
Story1	A3	0.55	0.4	1
Story1	A4	0.61	0.4	1
Story1	B1	0.70	0.4	1
Story1	B2	0.70	0.4	1
Story1	B3	0.70	0.4	1
Story1	B4	0.70	0.4	1
Story1	C1	0.58	0.4	1