

Análisis del comportamiento estructural de una edificación tipo pórtico en concreto reforzado de uso residencial en zona de amenaza sísmica alta mediante un análisis Pushover, evaluando curvas de capacidad al reducir paramétricamente la sección transversal de columnas

María Angélica Roperó Gutiérrez, Laura Juliana Salamanca Niño

Trabajo de grado para optar por el título de Ingeniera Civil

Director

Homer Armando Buelvas Moya

Ingeniero Civil, Magister

Codirector

Juan Sebastián Arias Navarro

Ingeniero Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

2020

Dedicatoria

Dedicamos este trabajo de investigación primeramente a Dios por darnos la sabiduría y permitirnos finalizar satisfactoriamente este proyecto.

Yo María Angélica Ropero Gutiérrez dedico la presente investigación a mis padres William Ropero Bayona y Liliana Alexandra Gutiérrez Lozano, a mis hermanos Julio Andrés Ropero Gutiérrez, Liliana Alexandra Ropero Gutiérrez y Uriel Ropero Gutiérrez, y a mi sobrina Silvana Alejandra Parra Ropero por ser mi apoyo incondicional y mi mayor inspiración en la vida. A Jaime Andrés Bohórquez por ser mi compañía y apoyo siempre, a mis amigos Juan Andrés Díaz, Aura Marcela Peña, Laura Juliana Salamanca, Carlos Andrés Moncada, Julio Cesar Diaz, Alejandro Santander y demás amigos, por haber sido los mejores compañeros a lo largo de este camino universitario y ser fundamentales en la obtención de mi título profesional.

Yo Laura Juliana Salamanca Niño dedico la presente investigación a mi madre Judith Niño Sarmiento por ser el pilar fundamental para mi desarrollo universitario, por haber sido mi apoyo y compañía incondicional y a mi padre Jaime Salamanca Ojeda; a mis primos Edgar Giovanni Tovar Alvis y Nayibe Rivera Ramírez e hijas; a Carlos Ramírez y Daniela Barreto por el apoyo moral, las risas y la amistad brindada, a mi equipo Pink Sucks por el amor y soporte, a Holmes Leonardo Ramírez por el cariño y apoyo en mis últimos semestres y a mis amigos María Angélica Ropero, Aura Marcela Peña, Juan Andrés Díaz, Lina Argote, Alejandra Aguilar y demás amigos, por haber sido mí soporte a lo largo de este camino y por ser la inspiración en la obtención de mi título profesional.

Agradecimientos

Agradecemos al director del proyecto Homer Armando Buelvas Moya y al codirector Juan Sebastián Arias Navarro por transmitirnos todos los conocimientos adquiridos en su vida laboral y por el permanente acompañamiento en el planteamiento y desarrollo de la presente investigación, lo cual nos permitió un óptimo desarrollo en la ejecución del presente proyecto. Del mismo modo, agradecemos a los docentes calificadores Gustavo Chio Cho y Luis Eduardo Zapata por sus opiniones constructivas y comentarios positivos en la sustentación.

Tabla de Contenido

Introducción.....	12
1. Objetivos.....	14
1.1. Objetivo General.....	14
1.2. Objetivos Específicos	14
2. Marco Teórico	15
2.1. Requisitos Normativos de Diseño	15
2.2. Sistema pórtico resistente a momentos.....	15
2.3. Análisis no lineal estático Pushover	16
2.4. Curvas de capacidad	16
2.5. Niveles de desempeño	17
3. Metodología.....	18
3.1. Fase I: Revisión bibliográfica.....	18
3.2. Fase II: Modelamiento estructural.....	19
3.2.1. Análisis estático lineal	19
3.2.1.1 Datos de la estructura y de sitio.....	19
3.2.1.2 Análisis de irregularidades.....	20
3.2.1.3 Análisis de cargas y combinaciones.....	21
3.2.1.4 Fuerza sísmica de diseño mediante el método modal espectral.....	23
3.2.1.5 Derivas.....	24
3.2.1.6 Diseño de refuerzo de elementos estructurales tipo columna.....	25
3.2.2. Análisis del modelo no lineal pushover.....	255
3.2.2.1 Factores para cargas permanentes.....	26
3.2.2.2 Casos de carga Pushover.....	266
3.2.2.3 Análisis de rótulas plásticas.....	27
3.3. Fase III: Interpretación de resultados.....	288

3.3.1. Sección transversal final de columnas.....	29
3.3.2. Cálculo del desplazamiento objetivo.....	29
3.3.3. Comparación del cortante basal.....	300
3.3.4. Comparación del punto de desempeño.....	311
3.3.5. Comparación de las gráficas del desempeño y estado de las rótulas.....	35
3.3.6. Evaluación del gasto de concreto en columnas	40
4. Conclusiones.....	40
5. Recomendaciones	42
Referencias bibliográficas	44
Apéndices	47

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Tipo de suelo y características.....	20
Tabla 2. Carga Muerta (D) y Viva (L).	22
Tabla 3. Casos de carga sísmica.	22
Tabla 4. Combinaciones críticas de carga.	23
Tabla 5. Variables sísmicas del modelo lineal..	23
Tabla 6. Fuerza sísmica de diseño.	24
Tabla 7. Refuerzos y cuantía de columnas.	25
Tabla 8. Factores de cargas permanentes.	26
Tabla 9. Comparación de secciones transversales de columnas.....	30
Tabla 10. Desplazamientos máximos modelo inicial y final.....	30
Tabla 11. Coordenadas del punto de desempeño del modelo inicial y final y porcentaje de variación.	35
Tabla 12. Porcentajes de desempeño de las rótulas.....	36
Tabla 13. Porcentajes de estado de las rótulas.....	39
Tabla 14. Masa modelo inicial y final.	40

Lista de Figuras

	Pág.
<i>Figura 1.</i> Modelo propuesto software.	19
<i>Figura 2.</i> Derivas en la dirección X-Y.	24
<i>Figura 3.</i> Rótulas de elementos estructurales.	28
<i>Figura 4.</i> Cortante basal en la dirección X.	31
<i>Figura 5.</i> Cortante basal en la dirección Y.	31
<i>Figura 6.</i> Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DX ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.	33
<i>Figura 7.</i> Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DX ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.	33
<i>Figura 8.</i> Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.	34
<i>Figura 9.</i> Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DY ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.	34
<i>Figura 10.</i> Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DX ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.	6
<i>Figura 11.</i> Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DX ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.	7
<i>Figura 12.</i> Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.	7
<i>Figura 13.</i> Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DY ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.	37
<i>Figura 14.</i> Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DX ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.	38
<i>Figura 15.</i> Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DX ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.	38
<i>Figura 16.</i> Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.	39

Figura 17. Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DY ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final. 39

Lista de Apéndice

	Pág.
Apéndice A Modelo inicial.....	47
Apéndice B. Irregularidades (torsión, rigidez y masa).....	52
Apéndice C. Derivas.....	65
Apéndice D. Modelo final.....	71
Apéndice E. Desplazamientos.....	76
Apéndice F. Desempeño de las rótulas.....	77
Apéndice G. Estado de las rótulas.....	79
Apéndice H. Gasto de concreto.....	81

Resumen

Título:

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN TIPO PÓRTICO EN CONCRETO REFORZADO DE USO RESIDENCIAL EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA MEDIANTE UN ANÁLISIS PUSHOVER, EVALUANDO CURVAS DE CAPACIDAD AL REDUCIR PARAMÉTRICAMENTE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS*

Autores:

María Angélica Roperó Gutiérrez, Laura Juliana Salamanca Niño**

Palabras clave:

Pórtico, análisis estático lineal, análisis estático no lineal pushover, columnas en concreto, curvas de capacidad, clasificación de daño, FEMA 356-440.

Descripción:

El presente documento contiene el caso de estudio de análisis no lineal estático Pushover sobre una edificación en concreto reforzado tipo pórtico de 4 pisos, ubicada en la ciudad de Bucaramanga, Santander, de uso residencial, ocupación normal, zona de amenaza sísmica alta, capacidad de disipación de energía especial (DES) con modificaciones previas al diseño inicial propuesto, realizado bajo condiciones y requisitos establecidos en la Norma Colombiana Sismorresistente NSR-10. Este artículo contiene el modelado estático lineal y análisis sísmico modal espectral de una estructura regular en planta propuesta en el software de diseño MIDAS GEN®, evaluando su comportamiento no lineal mediante el análisis estático Pushover, por medio de las curvas de capacidad y la clasificación de daño de sus elementos estructurales tipo columna según el FEMA 356-440. Se realiza una revisión de capacidad-demanda y una comparación del gasto de concreto en columnas de un modelo inicial lineal con un modelo sometido a reducciones de sus secciones transversales. Con la aplicación y análisis del método estático no lineal Pushover es posible realizar una revisión de la funcionalidad del modelo y el comportamiento óptimo de este ante las reducciones descritas anteriormente a sus elementos a flexo-compresión, permitiendo establecer ventajas adicionales de los métodos de segundo orden.

* Tesis de Ingeniería

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Homer Armando Buelvas Moya Ingeniero Civil Magister. Codirector Juan Sebastián Arias Navarro Ingeniero Civil.

Abstract

Title:

ANALYSIS OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF A REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDING IN A HIGH SEISMIC THREAT ZONE BY MEANS OF A PUSHOVER ANALYSIS, EVALUATING CAPACITY CURVES BY PARAMETRICALLY REDUCING THE CROSS SECTION OF COLUMNS*

Authors:

María Angélica Roperó Gutiérrez, Laura Juliana Salamanca Niño**

Key words:

Portic, linear static analysis, static non-linear analysis pushover, concrete columns, capacity curves, damage classification, FEMA 356-440.

Description:

The present document contains the study case of a non-linear analysis of a 4-story reinforced concrete building, located in the city of Bucaramanga, Santander, for residential use, normal occupation, high seismic hazard zone, special energy dissipation capacity (DES) with previous modification to the proposed initial design, carried out under the conditions and requirements established in the Colombian Seismic Resistant Standard NSR-10. This article contains the linear static modeling and modal seismic spectral analysis of a regular plant structure proposed in the MIDAS GEN design software, evaluating its non-linear behavior through pushover static analysis, by the capacity curves and the damage classification of its column-type structural elements according to the FEMA 356-440. A capacity-demand review is made and a comparison of the concrete expenditure in columns of a linear initial model with a model subjected to reductions of its transversal sections. The application and analysis of the non-linear static Pushover method allow to check the functionality of the model and the optimal behaviour of the flexo-compression elements in the face of the described reductions, allowing to establish additional advantages of the second order methods.

* Engineering Thesis

** Faculty of Physic-mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director Homer Armando Buelvas Moya Magister Civil Engineer. Co-director Juan Sebastián Arias Navarro Civil Engineer.

Introducción

Entre los principales propósitos del diseño sísmico de edificaciones está el garantizar unos requerimientos mínimos geométricos y de refuerzo en las estructuras, de manera que puedan experimentar desplazamientos admisibles y resistir correctamente las fuerzas inducidas por cargas gravitacionales y sísmicas. (Subsidiarios & Mexicanos, 2006)

Las cargas sísmicas que rigen el diseño y afectan las estructuras ponen en evidencia las limitaciones que poseen los códigos de diseño para predecir su comportamiento y el sobredimensionamiento de algunos de sus componentes (Guevara et al., 2006). Debido a esto, ha surgido la necesidad de desarrollar nuevas metodologías para estimar el posible daño causado por un sismo en ciertas partes de la estructura, lo cual ha tomado gran importancia en el análisis y diseño de edificaciones en la actualidad. (Arévalo & Bermúdez, 2007)

En Colombia, las estructuras tipo pórtico en concreto reforzado son diseñadas mediante el análisis lineal estático, siendo esta la metodología más común debido a su simplicidad y recomendación por el código de diseño y construcción (AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), dicho método es eficiente para dimensionar la mayoría de elementos, siempre que la estructura se comporte dentro de los límites elásticos (Nafez Attar, n.d.); sin embargo, no toma en consideración una gran cantidad de variables influyentes en las edificaciones como la capacidad de la estructura y la clasificación de daño de cada uno de los elementos, lo cual resulta insuficiente para describir el comportamiento real ante fuerzas dinámicas, además de desestimar las cantidades finales de material de obra como un factor influyente. (Jaramillo Rivera & Riveros Pedraza, 2011)

Actualmente, el uso de métodos de segundo orden ha sido más usado en el gremio investigativo y profesional como contrapartida al método estático lineal en mención, dado

que, dichos procedimientos analíticos son más precisos al momento de estimar las demandas sísmicas de capacidad de las estructuras que responden en el rango no lineal (Amini & Poursha, 2016). La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales; para ir más allá de un límite elástico y determinar esta capacidad se requiere utilizar algún tipo de análisis no lineal, tal como lo es el análisis Pushover. Este método usa una serie de análisis elásticos secuenciales que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad (Bonnet, 1997), las cuales permitirían demostrar cómo realmente se comporta una estructura ante solicitaciones sísmicas de gran magnitud.

Utilizando el software Midas GEN® se realiza un estudio a una edificación en concreto reforzado con sistema estructural tipo pórtico, caracterizada por trabajar dentro de un rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Este estudio se realiza bajo los efectos del análisis no lineal Pushover y sus incidencias en la capacidad y la cantidad de material final ante la reducción de la sección transversal de las columnas, analizando los resultados de las curvas de capacidad-demanda de la estructura y de los elementos tipo columna de la edificación.

1. Objetivos

1.1. Objetivo General

Analizar el comportamiento estructural de un pórtico en concreto reforzado de uso residencial en zona de amenaza sísmica alta aplicando el análisis no lineal estático pushover y evaluando curvas de capacidad al reducir paramétricamente la sección transversal de las columnas.

1.2. Objetivos Específicos

Analizar el comportamiento estructural de un modelo aporticado de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial (DES) mediante análisis lineal utilizando el software de diseño MIDAS GEN.

Evaluar el comportamiento de la estructura tipo pórtico DES mediante el análisis no lineal estático pushover estudiando sus curvas de capacidad, variando la sección transversal de sus columnas.

Comparar el gasto de concreto del modelo inicial por el método de análisis lineal propuesto por la NSR-10 con el modelo final obtenido del análisis no lineal pushover.

2. Marco Teórico

En este capítulo se presentan las definiciones, conceptos y antecedentes más relevantes del proyecto de análisis no lineal.

2.1. Requisitos Normativos de Diseño

El Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10 contiene requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras con el fin de resguardar vidas ante la presencia de cargas verticales y sismos. El título C proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier edificación construida según los requisitos de la NSR-10, del cual el título C forma parte; este también cubre la evaluación de resistencia de estructuras existentes. (AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

2.2. Sistema pórtico resistente a momentos

El reglamento Colombiano Sismo Resistente del 2010 reconoce cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, cada uno subdividido según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. El sistema pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas

horizontales (AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), siendo un sistema estructural que abunda en nuestro medio en edificaciones de baja y mediana altura.

2.3. Análisis no lineal estático Pushover

Un análisis estático no lineal, en el cual se aplica una carga lateral a la estructura mediante incrementos de forma paulatina, puede predecir con mayor precisión la redistribución de fuerzas durante la vida de la edificación, así como predecir sus mecanismos de falla, o detectar la posibilidad y ubicación de cualquier falla prematura. Este análisis puede ayudar a identificar miembros de relevancia que puedan alcanzar estados críticos durante un sismo (Leslie, 2002). Su análisis nos brinda mayor seguridad en estudios utilizados sobre estructuras de concreto reforzado.

El análisis Pushover surgió de la necesidad del desarrollo de un método simple para predecir el comportamiento no lineal de una estructura bajo cargas sísmicas, permitiendo demostrar la capacidad estructural de los edificios al contemplar una etapa más avanzada de su vida útil, identificando el modo de fallo final mediante la evaluación de los parámetros de las normas ASCE 41-17 y FEMA 356-440. (Leslie, 2002)

2.4. Curvas de capacidad

Las curvas de capacidad son gráficas de registro de la resistencia a la carga lateral del edificio vs. desplazamiento lateral, utilizadas para estimar la respuesta de un edificio ante un nivel dado de aceleración espectral o demanda sísmica. Existen varias formas de hallar las

curvas de capacidad, una de ellas es el análisis Pushover. Este utiliza incrementos de carga que permiten determinar un desplazamiento, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal y dando como resultado la relación fuerza-deformación para una estructura. (Arévalo & Bermúdez, 2007)

2.5. Niveles de desempeño

Se define como desempeño de una estructura a la combinación del comportamiento no lineal de los elementos estructurales y no estructurales bajo un determinado modelo de cargas (Civil, 2011). Se plantea una escala de desempeño y a estos niveles se le asocia a través de unos estudios previos. Los niveles de desempeño evaluados en el análisis no lineal consideran principalmente daños físicos en los elementos, riesgos a los que se encuentran expuestos los ocupantes de la estructura o edificio en evaluación y su funcionalidad al cabo de un tiempo de su vida útil. (Medina & Music, 2018)

Se pueden identificar los siguientes niveles de desempeño estructural, tomados como base para el desarrollo del presente proyecto. (Medina & Music, 2018)

- Nivel de Ocupación Inmediata (IO): Es el nivel de desempeño establecido como un daño mínimo obtenido después de un evento sísmico. La edificación puede ser ocupada inmediatamente con recuperaciones mínimas que no son prioritarias.
- Nivel de Seguridad de Vida (LS): Significa que la estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsará debido a que los elementos estructurales conservan una parte importante de su capacidad resistente: La estructura puede funcionar luego

de unas reparaciones, pero se debe analizar qué tan conveniente es esto económicamente.

- Nivel de Prevención al Colapso (CP): Se ha producido un daño sustancial a la estructura, esta ha perdido en gran parte su resistencia y rigidez, se han producido grandes deformaciones permanentes. La estructura ha sufrido mucho daño, por lo cual puede sucumbir si es que sucede una réplica de la excitación sísmica. Este nivel no es técnicamente reparable y se recomienda demoler la estructura.
- Falla: Colapso estructural total e irreparable.

3. Metodología

El desarrollo de la presente investigación se realizará mediante las tres fases descritas a continuación:

3.1. Fase I: Revisión bibliográfica

- Revisión sistemática de las normas utilizadas en análisis lineal y no lineal (NSR-10, FEMA 440 y ASCE 41-17).
- Revisión de las características de una edificación tipo pórtico en concreto reforzado con disipación especial de energía.
- Revisión de bases teóricas y bases de datos de investigaciones enfocados al análisis no lineal en estructuras tipo pórtico con disipación especial de energía.

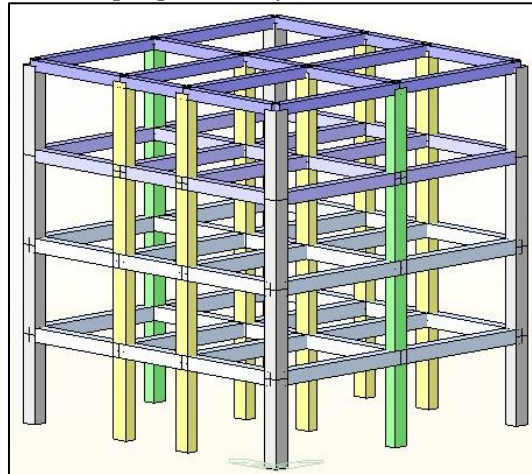
3.2. Fase II: Modelamiento estructural

3.2.1. Análisis estático lineal

En ese capítulo se definen los parámetros y características generales bajo los cuáles se diseñó y analizó la estructura propuesta, teniendo en cuenta que esta se encuentra localizada en una zona de amenaza sísmica alta, tiene nivel de ocupación normal y está compuesta por elementos de capacidad de disipación de energía (DES).

Figura 1.

Modelo propuesto software



Nota: Imagen tomada del software de diseño Midas GEN®.

3.2.1.1 Datos de la estructura y de sitio. Se cuenta con una edificación con un sistema estructural aporticado, de uso residencial, ubicada en la ciudad de Bucaramanga, con zona de amenaza sísmica alta, nivel de ocupación normal y características de capacidad de disipación de energía DES. Esta estructura consta de 4 niveles, un área total construida por nivel de 113.84 m² y una altura total de 11.40 m. Al diseño previo aprobado por curaduría en la ciudad de Bucaramanga, se le realizaron modificaciones pertinentes para la aplicación del análisis no lineal. (Buelvas Moya, 2017)

El sistema estructural está conformado por 12 columnas con secciones de 50x50cm (columna tipo1), 40x50cm (columna tipo 2) y 55x40cm (columna tipo 3), vigas con secciones de 45x45cm para el primer y segundo piso, 40x40cm para el tercer piso, 35x35cm para el último piso (Los elementos tipo viga son iguales en todo el piso) y losa de entrepiso aligerada en una dirección, con espesor de 5cm para todos los niveles. Para el diseño de estos elementos, se empleó concreto con resistencia a la compresión $f'_c=28$ Mpa reforzado mediante acero estructural corrugado con resistencia a la fluencia $f_y= 420$ Mpa, siguiendo parámetros sísmicos según la NSR-10. (Tabla 1)

La edificación cuenta con columnas de secciones transversales diferentes. (Ver anexo 1 para detalle de secciones de columnas)

Tabla 1.

Tipo de suelo y características.

DESCRIPCIÓN	FACTOR
Tipo de perfil del suelo	C
Grupo de uso	I
Coefficiente de importancia	I: 1.0
Aceleración horizontal pico efectiva para diseño (g)	Aa: 0.25
Velocidad horizontal pico efectiva para diseño (g)	Av: 0.25
Coefficiente de amplificación para periodos intermedio	Fv: 1.55
Coefficiente de amplificación para periodos cortos	Fa: 1.15
Carga admisible (kN/m)	qa: 253.92
Profundidad de cimentación (m)	Df: 4.50
Profundidad de construcción de zapatas por debajo del nivel del suelo actual (m)	Dz: 1.5

3.2.1.2 Análisis de irregularidades. Las irregularidades en una estructura son aquellas distorsiones o particularidades geométricas y de resistencia que inducen un comportamiento específico. Las irregularidades en planta generan una respuesta torsional, retrocesos excesivos en las esquinas, desplazamientos del plano de acción de elementos verticales, sistemas no paralelos o discontinuidades en este.

Por su parte, las irregularidades en altura ocasionan cambios bruscos de rigidez y masa entre pisos consecutivos, lo que se traduce en fuertes concentraciones de esfuerzo, haciendo que la absorción y disipación de la energía al momento del sismo se concentre en los pisos flexibles, produciendo sobre sollicitación en los elementos estructurales. Deben evitarse, en lo posible, los escalonamientos y tratar que los cambios de un nivel a otro sean lo más suaves posibles.

Se realizó un análisis de posibles irregularidades que podría tener la estructura mediante el software de diseño Midas GEN®, rectificando la coherencia de los resultados obtenidos con una detallada revisión de las tablas A.3-3, A.3-6 Y A.3-7 del capítulo A.3 de la NSR-10, lo cual permitió saber que el modelo propuesto no presenta irregularidades en planta, pero si en altura. (Ver anexo 2 para el detalle de tablas de irregularidades)

3.2.1.3 Análisis de cargas y combinaciones. Las cargas empleadas en la realización del modelo estructural fueron previamente suministradas en los planos y el informe del diseño del edificio base (Buelvas Moya, 2017). La carga muerta sobrepuesta incluye acabados y muros divisorios siguiendo las especificaciones del título B.3; del mismo modo, la carga viva sigue las recomendaciones del título B.4, tal como se observa en la tabla 2.

Tabla 2.*Carga muerta (D) y viva (L).*

CASO CARGA	D (kN/ m ²)	L (kN/ m ²)
Entrepiso	6.41	1.8
Cubierta	5.15	1.8

Así mismo, en la tabla 3 se describen los casos de carga sísmica a tener en cuenta en el análisis lineal.

Tabla 3.*Casos de carga sísmica.*

CASOS DE CARGA SÍSMICA	
DESCRIPCIÓN	CASO
Fuerza horizontal equivalente X	FX
Fuerza horizontal equivalente Y	FY
Carga horizontal modal espectral X	RX
Carga horizontal modal espectral Y	RY

Posterior a la evaluación de fuerzas gravitacionales y sísmicas, en la tabla 4 se describen las combinaciones de carga más influyentes empleados en el análisis lineal de la estructura.

Tabla 4.*Combinaciones críticas de carga.*

COMBINACIONES CRÍTICAS DE CARGA	
DESCRIPCIÓN	CASO
1.2D + 1.0(1.0)RX+1.0L	B7
1.2D + 1.0(1.0)RY+1.0L	B8

3.2.1.4 Fuerza sísmica de diseño mediante el método modal espectral. En la etapa de diseño se podría usar el análisis dinámico elástico consignado en el capítulo A.5 de la NSR-10 debido a que este análisis permite calcular la influencia de modos de vibración superiores al modo fundamental del edificio, en contraparte al método de la fuerza horizontal equivalente, que está basado solo en el modo de vibración fundamental (Juliana & Villamizar, 2017). En la tabla 5 se resumen los datos utilizados para el cálculo de las variables sísmicas del modelo lineal.

Tabla 5.

Variables sísmicas del modelo lineal.

DATOS DE LAS VARIABLES SÍSMICAS	
Ct	0.047
α	0.90
Altura (m)	11.4
Masa (kN)	4716.09
Cu	1.29
T modal (s)	0.42
Ta (s)	0.40
K	1.00
CuTa (s)	0.52
Sa (g)	0.72
Vs (KN)	3390.87

En cada dirección del sistema de resistencia sísmica se crea un caso de análisis, RX para la dirección X y RY para la dirección Y (Juliana & Villamizar, 2017). En la tabla 6 se muestra la fuerza sísmica de diseño en las dos direcciones principales, para cada uno de los pisos, datos que resultan congruentes con el modelo.

Tabla 6.

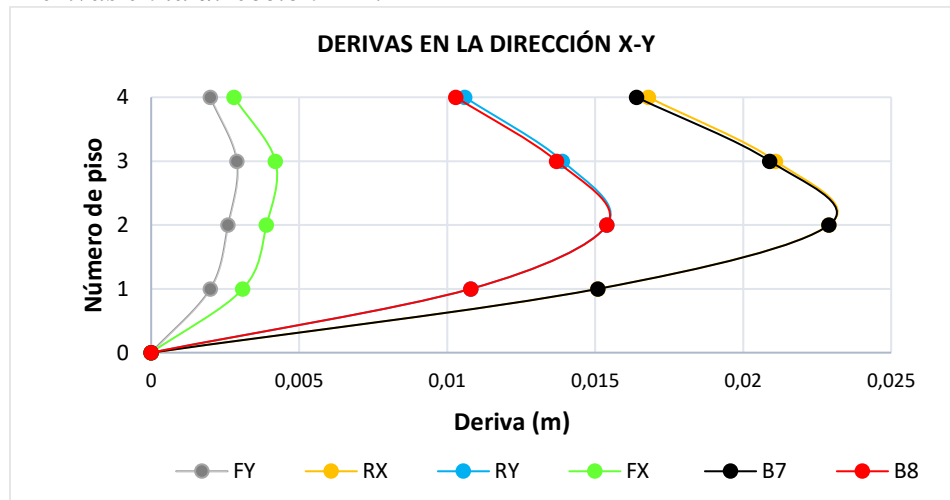
Fuerza sísmica de diseño.

PISO	RX	RY
Roof	193.40	193.40
4 F	193.90	193.90
3 F	137.35	137.35
2 F	68.68	68.68

3.2.1.5 Derivas. Posterior a la revisión de la fuerza sísmica, se plantea un análisis de condiciones de desplazamiento en servicio o derivas. A continuación, se muestra la gráfica 1, donde se representan los valores de las derivas máximas de los casos de fuerza sísmica FX, FY, RX, RY y combinaciones de carga máxima B7 y B8 para cada uno de los pisos.

Figura 2.

Derivas en la dirección X-Y.



Se realiza una revisión de las derivas máximas en las direcciones ortogonales en cada uno de los pisos de la estructura, en ella se cumplen las condiciones porcentuales regidas en el capítulo A.6 de la NSR-10. (Ver anexo 3 para el detalle de derivas)

Se observa mayor rigidez en el sentido de análisis Y, para el cuál se solicitó una revisión de derivas por columnas para obtener resultados admisibles por la normativa.

3.2.1.6 Diseño de refuerzo de elementos estructurales tipo columna. En esta sección se aplica el método de resistencia última para calcular los refuerzos para cada una de las secciones de los elementos estructurales, mediante una configuración de acero propuesta. Dicha propuesta está fundamentada en los requisitos mínimos de la NSR-10

A continuación, se muestra la configuración de aceros propuesta para las diferentes secciones de los elementos tipo columna. En la tabla 7 se especifica la sección transversal, la configuración de aceros y las cuantías mínimas muy cercanas al límite del 1% de los 3 tipos de columna analizados.

Tabla 7.

Refuerzos y cuantía de columnas.

ELEMENTO	ESTRIBOS	ACERO	CUANTÍA
Columna tipo 1	eØ3@70 eØ3@110	10 No. 6	0.011
Columna tipo 2	eØ3@50 eØ3@110	8 No. 6	0.011
Columna tipo 3	eØ3@60 eØ3@110	8 No. 6	0.010

3.2.2. Análisis del modelo no lineal pushover

El análisis Pushover se realiza en la edificación propuesta para revisar y verificar, mediante las curvas de capacidad, que el daño de los componentes estructurales del modelo inicial no esté más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño (Eduardo et al., 2017); y de ser así, evaluar una posible reducción de la sección transversal de los

elementos tipo columna, realizando un proceso iterativo hasta estimar una incidencia en la geometría del problema.

3.2.2.1 Factores para cargas permanentes. Para iniciar el análisis estático no lineal Pushover, es necesario definir un estado inicial de carga permanente, asociado a una condición de carga gravitacional como lo son el peso propio, la carga muerta y la carga viva, fundamentados en el capítulo A-3.2 de la Norma Colombiana Sismo resistente NSR-10.

La tabla 8 muestra los factores de cargas permanentes utilizados en el desarrollo del análisis estático no lineal Pushover.

Tabla 8.

Factores de cargas permanentes

CASO CARGA	FACTOR
Peso propio [PP]	1.00
Carga muerta [D]	1.00
Carga viva [L]	0.25

3.2.2.2 Casos de carga Pushover. Se establecen dos casos de carga en las direcciones principales de la estructura X y Y, los cuales están asociados a una fuerza, un momento y una excentricidad, creándose las condiciones de carga estática RX y RY. Posteriormente, se generan cuatro estados de carga DX ESTÁTICO, DX ESPECTRAL, DY ESTÁTICO y DY ESPECTRAL, con la finalidad de someter el modelo a la acción de fuerzas laterales incrementales que representan las fuerzas inerciales de un evento sísmico (Juliana & Villamizar, 2017); teniendo en cuenta un factor de escala (magnitud) del 100% para los casos de carga estáticos FX, FY, RX y RY.

En la evaluación de los casos de carga fue necesario considerar los efectos P-Delta, debido a que son efectos no lineales que ocurren en las estructuras donde los elementos están sujetos a carga axial, siendo efectos de segundo orden que directamente tienen que ver con la magnitud de la carga axial aplicada y un desplazamiento Delta. Estos efectos producen un aumento en los desplazamientos horizontales y en las fuerzas internas de la estructura (Cristiano, 2008), permitiendo el cálculo de dichos incrementos y la evaluación de la estabilidad estructural. (González, 2017)

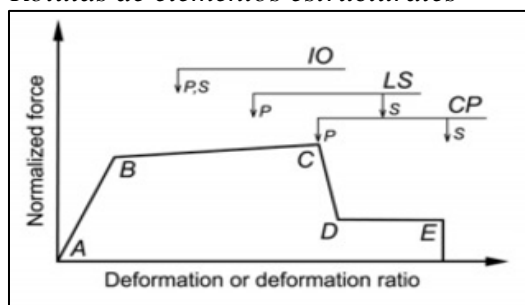
3.2.2.3 Análisis de rótulas plásticas. En la aplicación del método no lineal se puede denotar una revisión de la unión viga-columna y de las posibles fallas que se ocasionan en cercanía a estos nudos. La asignación de rotulas plásticas dentro de los elementos estructurales, se efectúa con el fin de evaluar el comportamiento no lineal en el refuerzo al alcanzar sus límites plásticos, siendo posible con ello, determinar si el mecanismo de falla se debe a que las rotulas se generan primero en las vigas o en las columnas (Eduardo et al., 2017) en cercanía al nudo o unión mencionada, evaluando la incidencia del daño progresivo en estos elementos. Lo anterior, en congruencia con el comportamiento a flexo-cortante limite en los puntos extremos (Barreto, 2003).

Las leyes de fuerza-desplazamiento para modelar el comportamiento de rótulas plásticas en análisis pushover más extendidas en la práctica actual son las del FEMA. Por tal motivo, el análisis realizado a las rótulas del modelo propuesto se fundamentó en los principios de esta normativa. Estas leyes se determinan mediante la definición de 4 rangos: A-B fase elástica, B-C desarrollo de plasticidad, C-D fase plástica y D-E falla. Los valores de estos puntos dependen del tipo de rótula plástica, tal como lo describe la figura 5. El

FEMA 356 divide los tipos de rótulas plásticas en rótulas plásticas en vigas por flexión y rótulas plásticas en columnas por flexión. (Arrizabalaga & Camins, 2017)

Figura 3.

Rótulas de elementos estructurales



Nota: Imagen sacada de (Zabala, 2017)

En el presente proyecto se denota la aparición de rótulas plásticas de manera progresiva a medida que ascienden los pasos de estudio, generando cambios críticos coherentes, del primer piso al último.

3.3. Fase III: Interpretación de resultados

Este capítulo muestra la comparación de los resultados obtenidos del modelo inicial con los resultados del modelo final, donde se resaltan las 3 variaciones de sección transversal de las columnas. (Ver anexo 4 para el detalle de reducción de sección transversal de columnas)

3.3.1. Sección transversal final de columnas

Al finalizar el análisis no lineal se realizó reducciones cada 5 cm a las secciones transversales de las columnas tipo 1 y 3 teniendo como parámetro el nivel de daño de la estructura y las deformaciones, evaluando que estos cambios no afectaran la integridad o capacidad de la estructura, sin embargo, no fue posible realizarles reducciones a las columnas tipo 2 debido a que estas modificaciones generaban un fallo inmediato de la estructura.

Se realiza una revisión de las curvas de capacidad, evaluación de las rótulas plásticas en mención y la verificación del daño de los componentes estructurales, los cuáles no debían estar más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño.

En la Tabla 9 se muestran las secciones finales luego de las evaluaciones del modelo y el porcentaje de reducción de cada uno de los elementos estructurales tipo columna, presentes en el modelo inicial, comparados con las secciones del modelo final.

Tabla 9.

Comparación de secciones transversales de columnas.

COMPARACIÓN DE SECCIÓN TRANSVERSAL			
ELEMENTO	INICIAL	FINAL	REDUCCIÓN
Columna tipo 1	50x50	45x45	19.0%
Columna tipo 2	40x50	40x50	0.0%
Columna tipo 3	55x40	50x40	9.10%

3.3.2. Cálculo del desplazamiento objetivo

Al realizar reducciones de la sección transversal de los elementos a flexo-compresión, los desplazamientos de la estructura mostraron aumentos progresivos en las dos direcciones de análisis al presentarse menor rigidez a flexión, la cual se denoto que dependía principalmente del tamaño de la sección transversal, el módulo de elasticidad del concreto,

porcentaje del refuerzo longitudinal y la longitud del elemento (*Capítulo 5 Efectos de Esbeltez 5.1*, n.d.). En el caso de estudio, el cambio de rigidez se asocia a la variación de la sección transversal y del porcentaje del refuerzo longitudinal.

En la tabla 10 se puede observar la variación en los desplazamientos en las dos direcciones principales del modelo inicial y final. (Ver anexo 5 para el detalle de los desplazamientos máximos en las dos direcciones principales). Es claro el aumento de los desplazamientos en el modelo no lineal debido a la disminución de la rigidez.

Tabla 10.

Desplazamientos máximos modelo inicial y final.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO [cm]		
MODELO	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
Inicial	8.29	5.52
Final	9.86	6.85

3.3.3. Comparación del cortante basal

Las gráficas 2 y 3 presenta el cortante basal en la dirección X y Y para cada uno de los casos de carga DX ESTÁTICO, DX ESPECTRAL, DY ESTÁTICO y DY ESPECTRAL del modelo inicial y final. Se puede evidenciar que en la dirección Y se registra una disminución del 5.84% del cortante basal, mientras que en la dirección X de 4.78%, debido a la disminución de la rigidez de la estructura ante la reducción de la sección transversal de las columnas, indicando que la estructura presenta mayor incidencia en el cortante basal en la dirección Y, generando un cambio congruente en el desplazamiento del punto de desempeño de la curva de capacidad, debido a que es dependiente de este.

Figura 4.

Cortante basal en la dirección X.

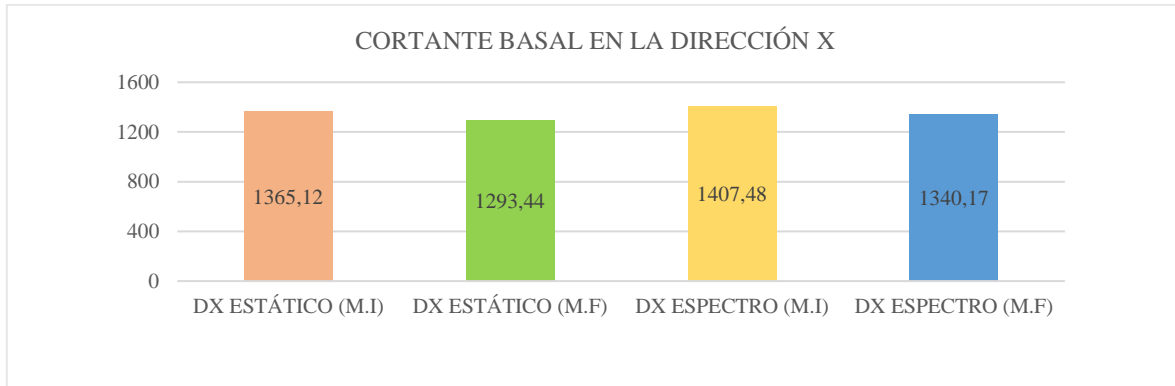
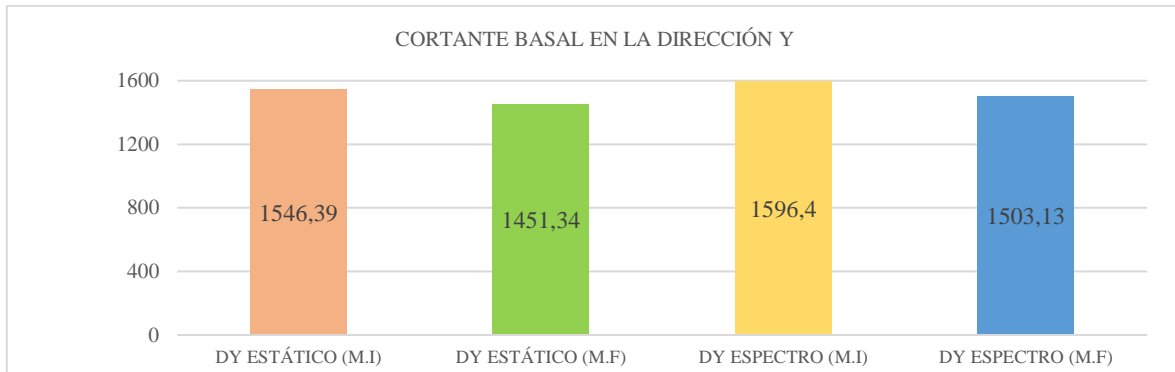


Figura 5.

Cortante Basal en la dirección Y.



3.3.4. Comparación del punto de desempeño

Al evaluar el punto de desempeño debemos comparar las gráficas de Espectro de Capacidad vs. Espectro de Demanda. El análisis estático no lineal evaluó el comportamiento de la estructura, cuantificando el desplazamiento objetivo en la cubierta y el cortante sísmico en la base, cuando esta se ve sometida a un patrón de fuerzas horizontales que varían con la altura. Este valor incrementa hasta alcanzar el límite establecido para los modelos lineal y no lineal, el cual se eligió de 15 cm, con base en el trabajo de grado realizado por Tavárez Fadul

y Jean Tomás. Este límite establecido no se alcanzó debido a que el modelo presentó una inestabilidad cerca de los 10 cm en el eje X y 7 cm en el eje Y. (Tavárez, 2016)

Para realizar una comparación de demanda y respuesta estructural, la curva de capacidad debió modificarse al formato espectral ADRS, el cual se realizó mediante un cambio de variable dependiente de las ecuaciones de aceleración. El cortante en la base se transforma en la aceleración espectral (S_a) mediante la ecuación 1 y el desplazamiento se transforma en espectral (S_d) según la ecuación 2, creando así el espectro de capacidad de la estructura. (Tavárez, 2016)

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$S_d = \frac{\Delta_{Techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Con base en lo anterior, al comparar el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica, es posible identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, con el objetivo de analizar el nivel de desempeño de las estructuras (Yepez, 1996). Al realizar la reducción de la sección transversal de las columnas y comprobar la seguridad de la estructura ante estas modificaciones, se evidenció una variación en la rigidez, generando un aumento en los desplazamientos.

El punto de desempeño se traslada en el eje de las abscisas en las gráficas de espectro capacidad vs. espectro de demanda como se puede observar en las gráficas 4, 5, 6 y 7. El comportamiento similar nos indica que, bajo cualquier caso de carga, la estructura se aleja del rango elástico, alcanzando el límite de su capacidad, sin llegar al colapso.

Figura 6.

Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DX ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.

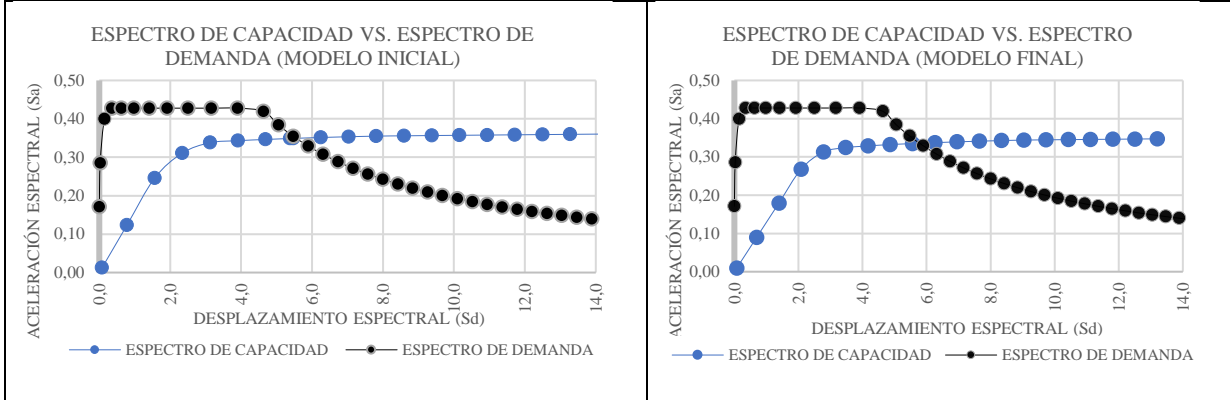


Figura 7.

Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DX ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.

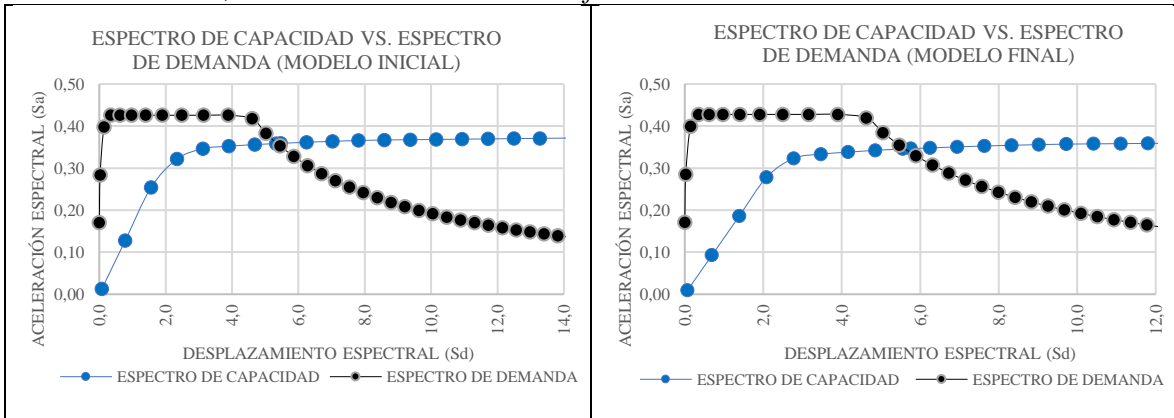


Figura 8.

Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.

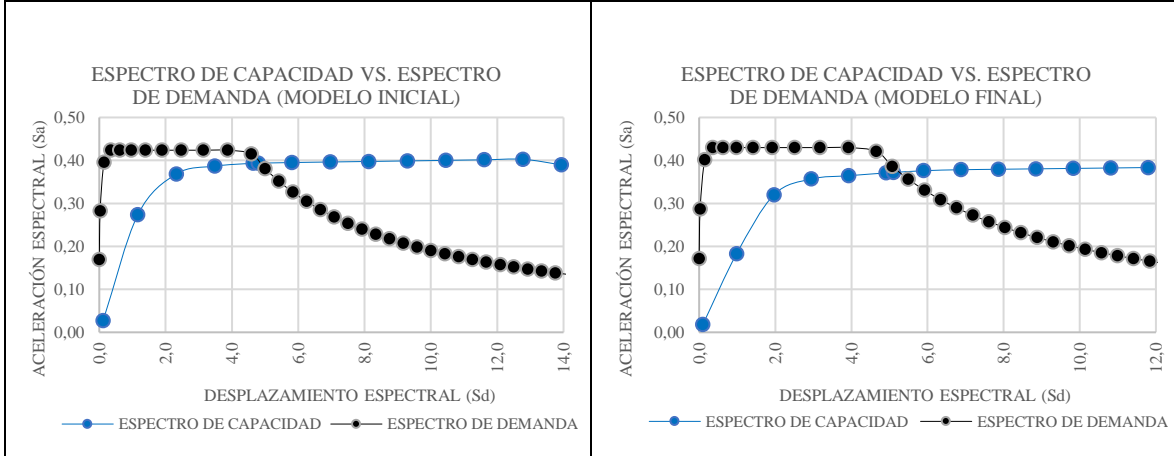
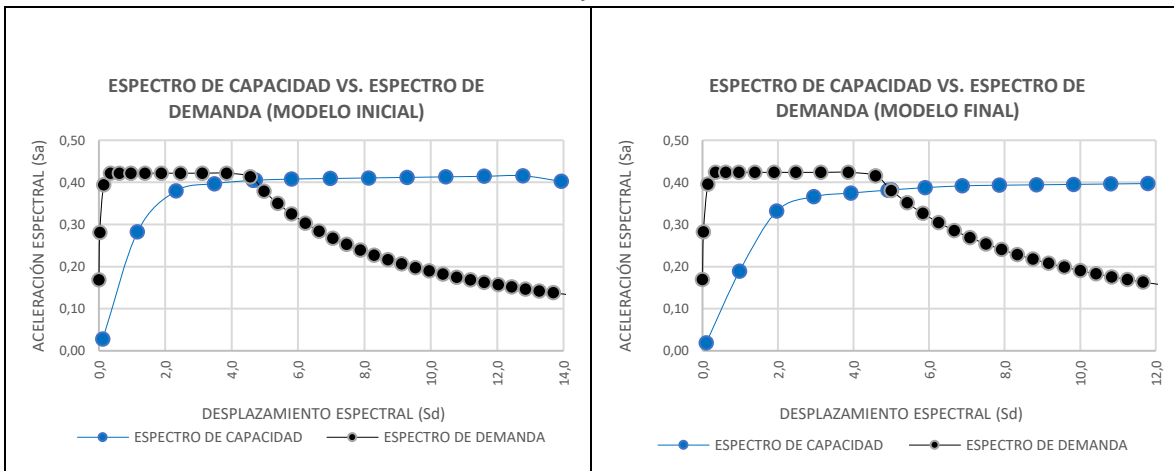


Figura 9.

Comparación de las gráficas de Espectro de Capacidad Vs. Espectro de Demanda en el caso DY ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.



La tabla 11 muestra que el cambio de desplazamiento del punto de desempeño tiene un rango mínimo del 5.9% para el caso de carga DY ESTÁTICO, y un valor máximo del 8.2% para el caso de carga DX ESTÁTICO, resultando en que la estructura se mantiene en

un nivel de ocupación inmediata (IO) hasta evaluar la aparición de rótulas plásticas en las columnas.

Tabla 11.

Coordenadas del punto de desempeño del modelo inicial y final, y porcentaje de variación.

CASO	MOD. INICIAL		MOD. FINAL		%	DES
	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)		
DX EST.	0.35	5.38	0.34	5.86	8.2	IO
DX ESP.	0.36	5.33	0.35	5.76	7.5	IO
DY EST.	0.39	4.80	0.37	5.10	5.9	IO
DY ESP.	0.41	4.70	0.38	5.00	6.0	IO

3.3.5. Comparación de las gráficas del desempeño y estado de las rótulas

A continuación, se presentan las gráficas de los umbrales de daño, analizados por pasos, para evaluar los estados y niveles de desempeño en los que se encuentran las rótulas de los elementos estructurales tipo columna para cada uno de los casos de carga DX ESTÁTICO, DX ESPECTRAL, DY ESTÁTICO y DY ESPECTRAL, siguiendo las recomendaciones del FEMA 356-440.

En las gráficas 8, 9, 10 y 11 se puede apreciar que el desempeño de las rótulas tiene un cambio progresivo en cada uno de los 4 casos de carga, iniciando con elementos en nivel de Ocupación Inmediata (IO), los cuales iban disminuyendo a medida que se realizaban las modificaciones de la sección transversal en los elementos tipo columna, cambiando su nivel de desempeño de IO a Seguridad de Vida (LS) o Prevención al Colapso (CP), esto sin llegar a afectar el desempeño global de la estructura. Estos cambios son congruentes con los resultados analizados en la literatura. En el proyecto de investigación realizado por Yuler Harry Salcedo Barco se pueden evidenciar resultados similares. (Ver anexo 6 para el detalle del desempeño de las rótulas).

La tabla 12 muestra los porcentajes de niveles de desempeño de las rótulas del modelo final para cada uno de los estados de carga en donde se puede apreciar el cambio progresivo de estos en los elementos tipo columna. Se evidencia que el porcentaje predominante es el IO, lo cual indica que la edificación se encuentra en un nivel operacional, presentando un comportamiento apto ante las variaciones realizadas a las secciones transversales de las columnas.

Tabla 12.

Porcentajes de desempeño de las rótulas.

CASO DE CARGA	%			
	IO	LS	CP	FALLA
DX ESTÁTICO	87.5	0.0	12.5	0.0
DX ESPECTRO	87.5	0.0	12.5	0.0
DY ESTÁTICO	96.9	3.1	0.0	0.0
DY ESPECTRO	96.9	3.1	0.0	0.0

Figura 10.

Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DX ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.

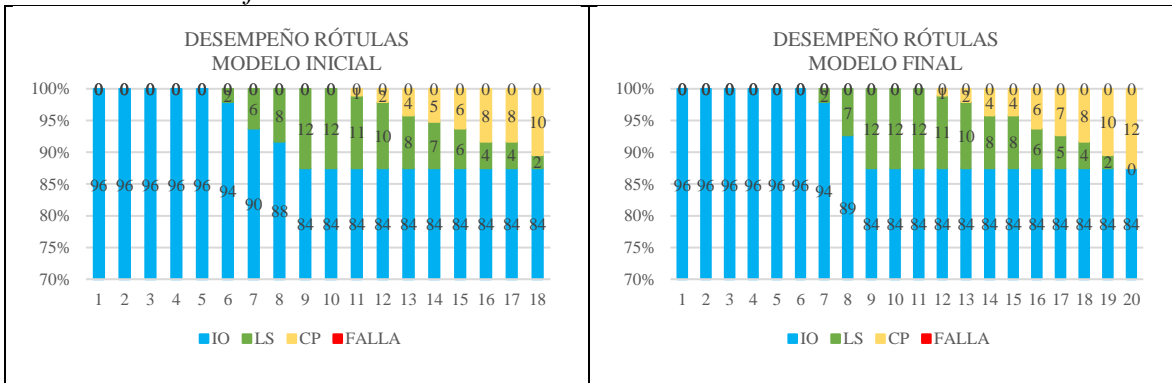


Figura 11.

Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DX ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.

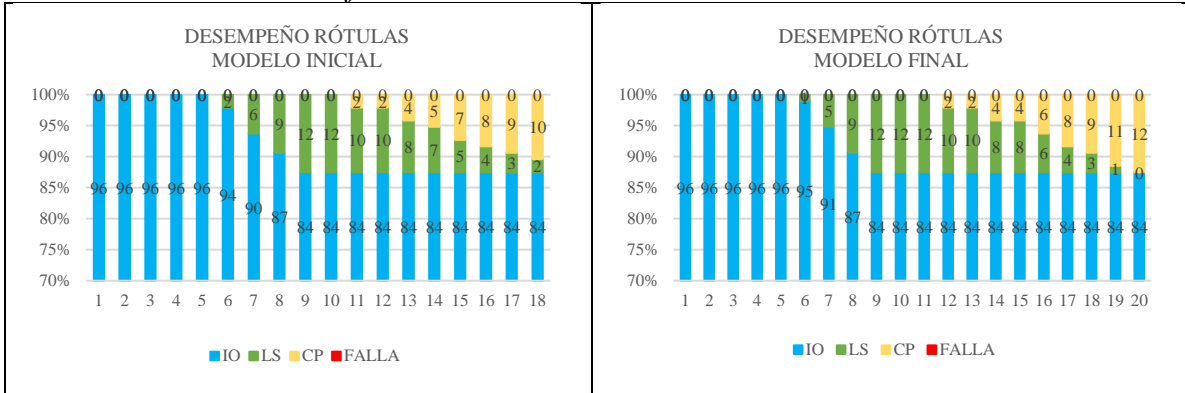


Figura 12.

Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.

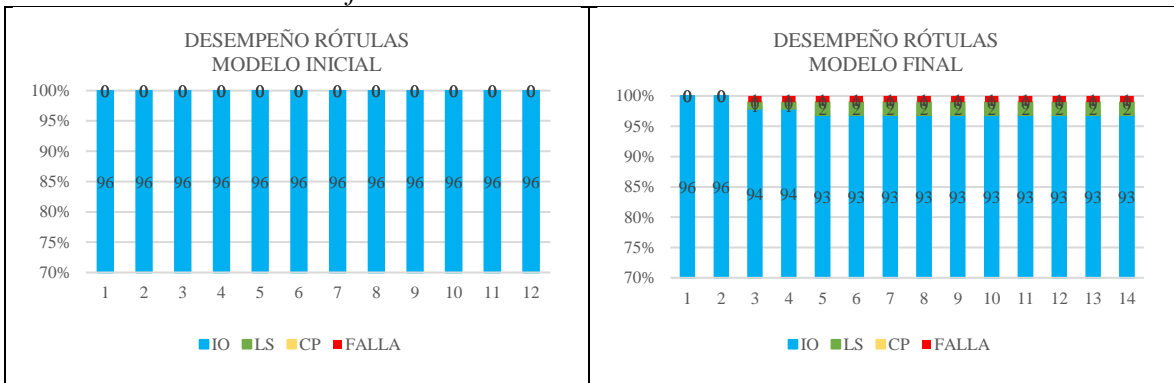
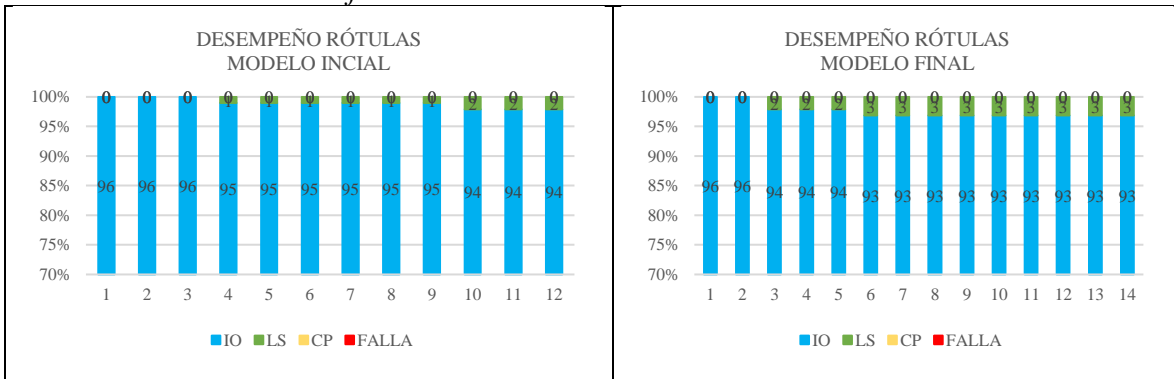


Figura 13.

Comparación de las gráficas del desempeño de las rótulas en el caso DY ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.



Del mismo modo, en las gráficas 12, 13, 14 y 15, en las cuales se representa el estado de las rótulas, se observa que, a pesar de las modificaciones en la sección transversal, el estado predominante sigue encontrándose en el rango elástico (A-B) para los 4 estados de carga analizados. (Ver anexo 7 para el detalle del estado de las rótulas).

Figura 14.

Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DX ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.

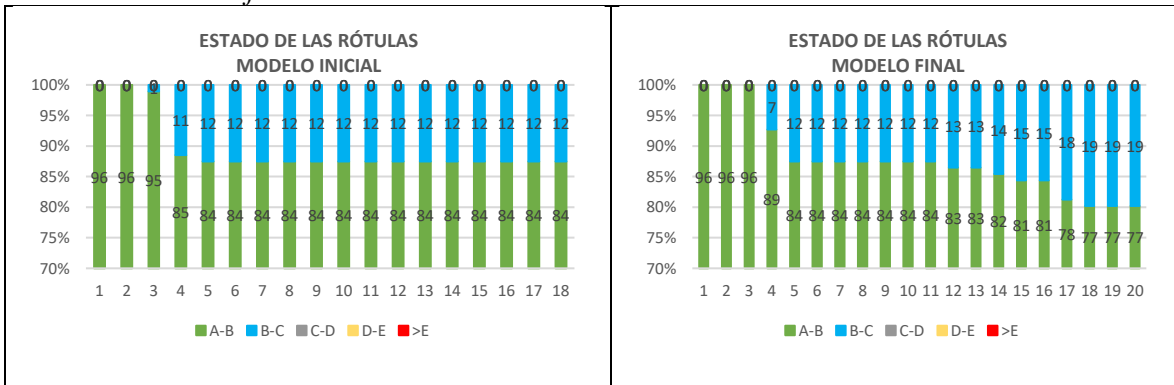


Figura 15.

Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DX ESPECTRAL, modelo inicial Vs. Modelo final.

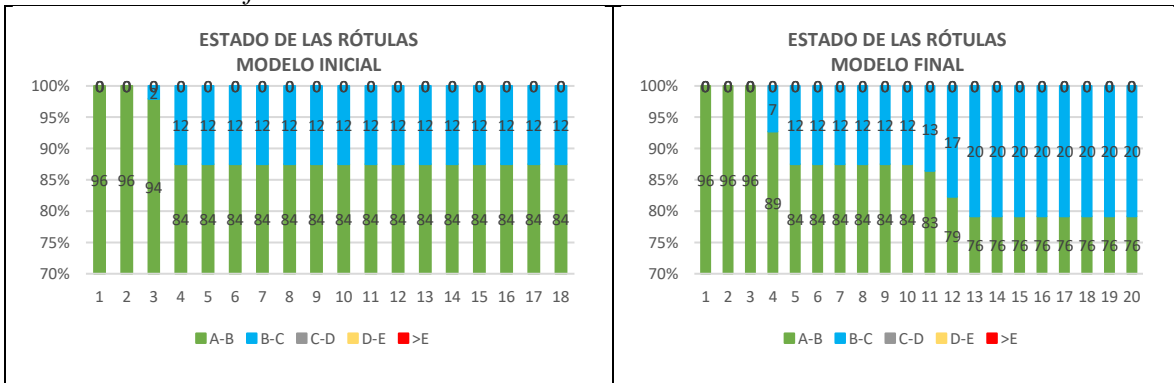


Figura 16.

Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.

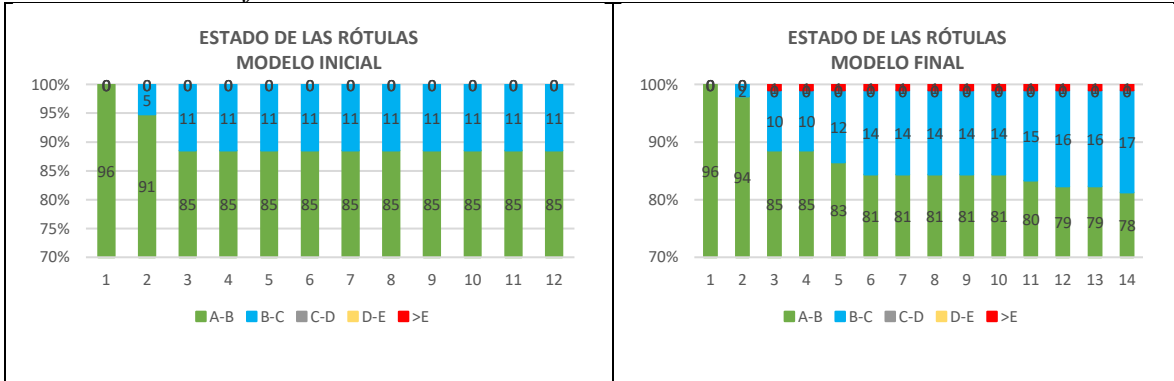
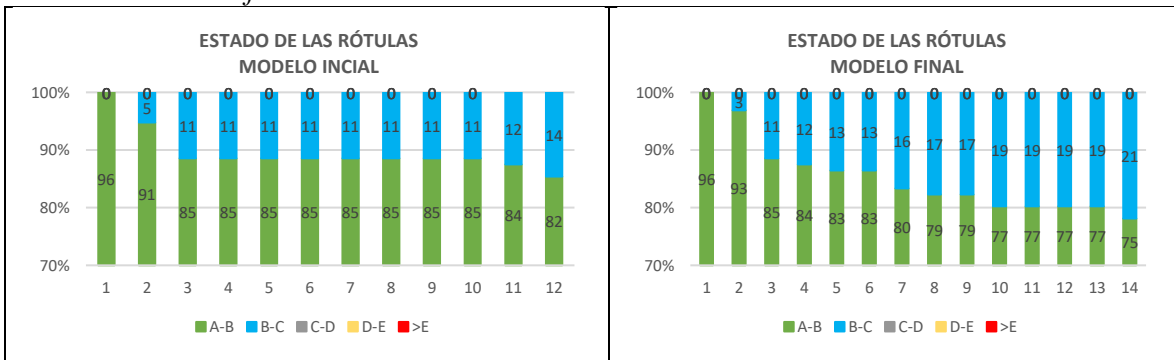


Figura 17.

Comparación de las gráficas del estado de las rótulas en el caso DY ESTÁTICO, modelo inicial Vs. Modelo final.



La tabla 13 muestra los porcentajes de estados de las rótulas del modelo final para cada uno de los cuatro casos de carga.

Tabla 13.

Porcentajes de estado de las rótulas.

CASO DE CARGA	%				
	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
DX ESTÁTICO	80.2	19.8	0.0	0.0	0.0
DX ESPECTRO	79.2	20.8	0.0	0.0	0.0
DY ESTÁTICO	81.3	17.7	0.0	0.0	0.0
DY ESPECTRO	78.1	21.9	0.0	0.0	0.0

3.3.6. Evaluación del gasto de concreto en columnas

Evaluación final del estado de las columnas permite realizar la revisión del gasto de concreto en columnas ante la modificación de las secciones transversales. La tabla 14 especifica la masa en kN para cada uno de los elementos tipo columna y la sumatoria de masas del modelo inicial y final, respectivamente en todo el modelo.

La comparación de los modelos antes y después de la aplicación del análisis no lineal indica una disminución importante de la masa sin afectar la integridad de la estructura. (Ver anexo 8 para el detalle de las tablas del gasto de concreto)

Tabla 14.

Masa modelo inicial y final.

ELEMENTO	MASA INICIAL (Kg)	MASA FINAL (Kg)
Columna tipo 1	274	222
Columna tipo 2	109	109
Columna tipo 3	361	328
	$\Sigma = 744$	$\Sigma = 659$

4. Conclusiones

Debido a que el modelo propuesto se ubica en una zona de amenaza sísmica alta, fue indispensable analizar detalladamente el comportamiento de la estructura mediante un análisis estático lineal previo, siguiendo las recomendaciones estipuladas en la Norma Colombiana Sismo Resistente. Se comprobó que se cumplían los requisitos mínimos de diseño. Se obtuvo un modelo apto para la revisión posterior por análisis no lineal y la revisión de la disminución de la sección transversal de las columnas.

Analizando las curvas de capacidad ante la variación de la sección transversal de las columnas, se evidenció que el punto de desempeño se trasladaba horizontalmente en el eje del desplazamiento espectral (S_d), llevando cada vez, la estructura más cerca al límite de falla sin afectar su nivel de ocupación. Esto es congruente con los principios del método Pushover debido que, al reducir las secciones transversales, disminuye la rigidez y por tanto el cortante basal, lo que produce un cambio en la curva de capacidad y el punto de desempeño al someter la estructura a cargas laterales incrementales.

En cada uno de los elementos tipo columna analizados, se pudo evidenciar que la aparición de las rótulas plásticas se generó de manera gradual y que ante cada reducción de su masa se presentaron cambios progresivos coherentes, sin llegar al colapso de la estructura, lo que permite mostrar que mediante el análisis no lineal estático Pushover, más del 80% del desempeño de las rótulas de los elementos se encuentran en ocupación inmediata (IO) y más del 70% de éstas, se encuentran en el rango A-B de estado de daño, lo que indica que la edificación se encuentra en un nivel operacional, presentando un comportamiento apto ante las variaciones realizadas.

Para llevar a cabo las modificaciones mencionadas anteriormente se tuvo en cuenta la relación viga débil – columna fuerte, por tal motivo, aunque la estructura se encontraba en nivel de ocupación inmediata después de las modificaciones, no fue posible continuar con la reducción de las secciones transversales de las columnas debido a que no se cumplía dicha condición.

Al realizar la reducción de las secciones en los elementos a flexo-compresión del modelo base, también se evidenció que en las columnas tipo 2 de sección 40x50cm, no fue posible efectuar ninguna modificación debido a que generaba el fallo inmediato de la estructura, demostrando así, ser los elementos más críticos en la edificación. El modelo final, posterior a la reducción transversal de las columnas, evidencia mayores desplazamientos debido a que presenta menor rigidez, obteniéndose una estructura más flexible, lo cual, se evidencia en las gráficas de cortante basal vs desplazamiento, en donde se observa que las columnas del modelo final soportan un menor cortante basal en su base debido a estas variaciones.

Al realizar un comparativo del gasto de concreto en columnas del modelo propuesto inicialmente, con el modelo final, se pudo evidenciar que se redujo en un 11.42% el concreto utilizado en los elementos analizados, pasando de una masa inicial de 744 Kg a 659 Kg, lo cual, permite concluir que la reducción de la sección transversal de los elementos tipo columna aporta positivamente en la disminución de los costos de la construcción, sin afectar la capacidad, el nivel de ocupación y la rigidez de la estructura.

5. Recomendaciones

El análisis Pushover es un procedimiento extenso y de alto gasto computacional que se puede recomendar para estructuras clasificadas dentro de los grupos de uso de ocupación especial, atención a la comunidad y edificaciones indispensables (grupo II, grupo III y grupo IV, respectivamente) dado que reúnen una cantidad considerable de personas y son

indispensables después de un sismo para entender la emergencia y preservar la salud y seguridad de las personas.

Este análisis es más profundo y aproximado al comportamiento real de la estructura, el cual permite conocer su capacidad final mediante las curvas de capacidad-demanda, también ayuda a identificar los elementos más críticos y frágiles realizando un análisis de estos de manera particular, al estudiar mediante rótulas, su estado y desempeño, logrando así, que la edificación presente un mejor comportamiento ante fuerzas inducidas por cargas gravitacionales y sísmicas.

Referencias bibliográficas

- AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. *Nsr-10, Título A*.
- Amini, M. A., & Poursha, M. (2016). A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames. *Engineering Structures*, 126, 586–597. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.009>
- Arévalo, J. C., & Bermúdez, W. F. (2007). Niveles de daño a partir de un análisis pushover para una estructura aporticada de concreto reforzado. (*Tesis De Pregrado*), 111(2), 154–162.
- Arrizabalaga, E. M., & Camins, E. De. (2017). *Estudio del comportamiento de uniones tipo Dog-bone en estructura de acero*.
- Barreto, M. F. (2003). *Estudio Del Control De Rotulas Plasticas En Porticos De Concreto Armado*.
- Bonnet, R. L. D. (1997). *Desempeño sísmico de edificios : binomio capacidad-demanda*. 47–98.
- Buelvas Moya, H. A. (2017). *MEMORIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL BASADOS EN LA NSR-10 BUCARAMANGA*.
- Capítulo 5 efectos de esbeltez 5.1.* (n.d.).
- Civil, C. D. E. I. (2011). *Mediante Los Códigos Fema , Utilizando Etabs*.
- Cristiano, L. A. (2008). (21) Comparación Del Efecto P –Delta Y La Deriva En Estructuras De Concreto Analizado En Una Zona De Amenaza Sísmica Baja Que Cumplen Los Requisitos De Deriva De La Nsr-98. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 0(0), 0–298. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Eduardo, C., Bonilla, D., Exequias, M., Chavarria, M., Jonathan, J., & Diaz, S. (2017). *“Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador” Presentado Por*.

González, P. C. y V. (2017). Comparación Técnica De Estructuras Metálicas, Analizadas Mediante El Método Lineal De Segundo Orden Y Análisis Estático No Lineal (Pushover). *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Guevara, N. E., Osorio, S. A., & Arturo, A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura utilizando análisis estático no lineal (pushover)*. 411.

Jaramillo Rivera, R., & Riveros Pedraza, C. E. (2011). Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de quetame (2008). *Pontificia Universidad Javeriana*, 156(2008), 315–322.

Juliana, L., & Villamizar, N. (2017). *DISEÑO Y ANÁLISIS NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 12 PISOS CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO*. 1–150.

Leslie, R. (2002). *The Pushover Analysis , explained in its Simplicity*. 0, 1–13.

Lozano, N. (2013). Comparación sismo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular. (*Tesis De Pregrado*), 1–211.

Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63–77. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>

Nafez Attar, M. (n.d.). *Displacement Based Design, (DBD), Nonlinear Static Pushover Analysis To Verify The Proper Collapse Mechanism Of Structures*. <http://www.arabdar-consult.com/,ASCE,ACIandEERImember>

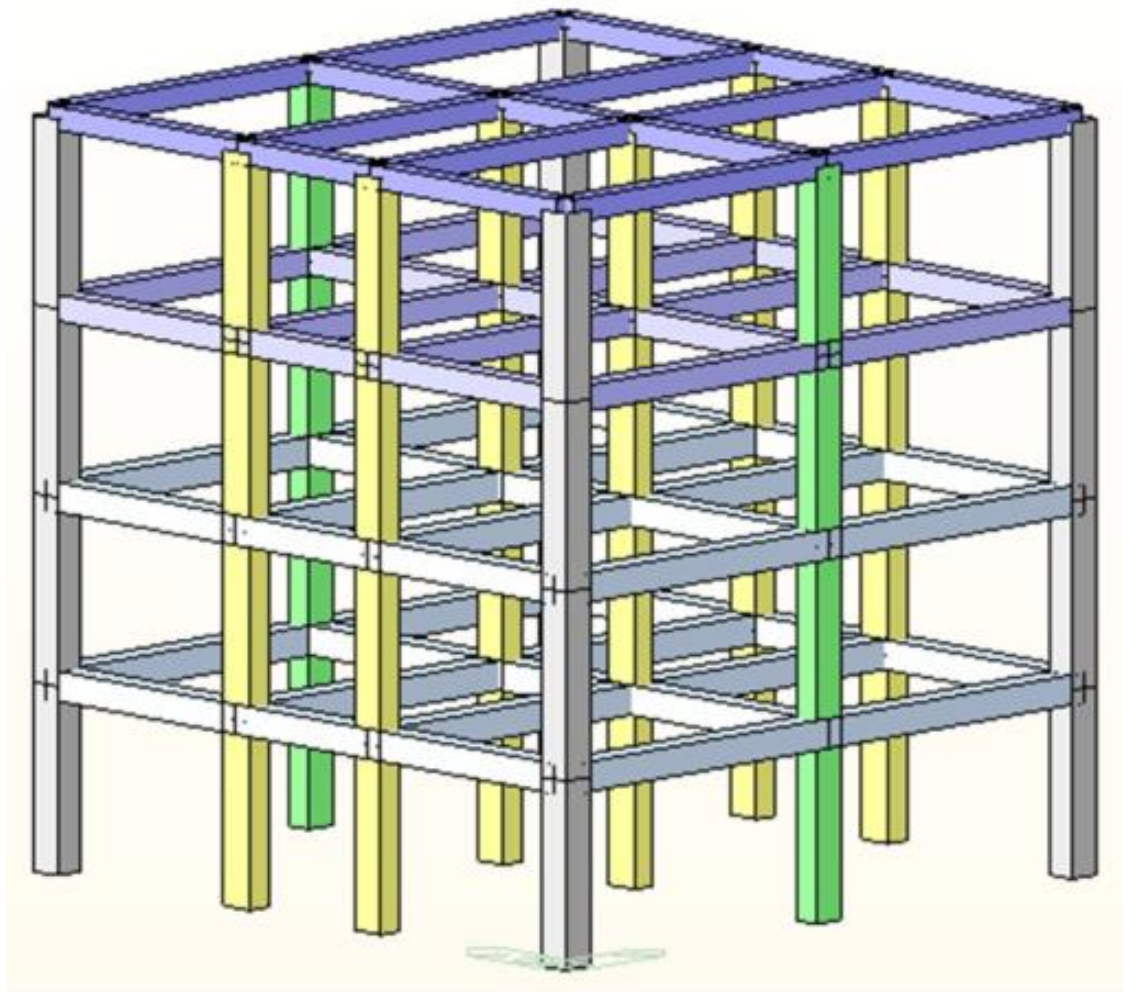
Siniesterra Bonilla, H. (2017). *Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.S.R.84*.

- Subsidiarios, Y. O., & Mexicanos, D. E. P. (2006). Diseño de estructuras de concreto. In *Society* (Vol. 25, Issue 181).
http://www.ncbi.nlm.nih.gov/entrez/query.fcgi?cmd=Retrieve&db=PubMed&dopt=Citation&list_uids=12071716
- Tavárez, J. (2016). *Análisis estático y dinámico incremental de una estructura de muros de hormigón armado en la República Dominicana*. 94.
- Yepez, J. (1996). Desempeño sísmico de edificaciones esenciales. *Edificaciones Esenciales*, 65, 65–86. www.msp.gob.ec
- Zabala, A. (2017). *Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*. 30.

Apéndices

Apéndice A. Modelo inicial

Figura A1.1 Vista 3D.



Sección de los elementos principales

		
C50x50 cm	C55x40 cm	C40x50 cm
		
V45x45 cm	V40x40 cm	V35x35 cm

Figura A1.2 Vista en planta piso 1 y 2.

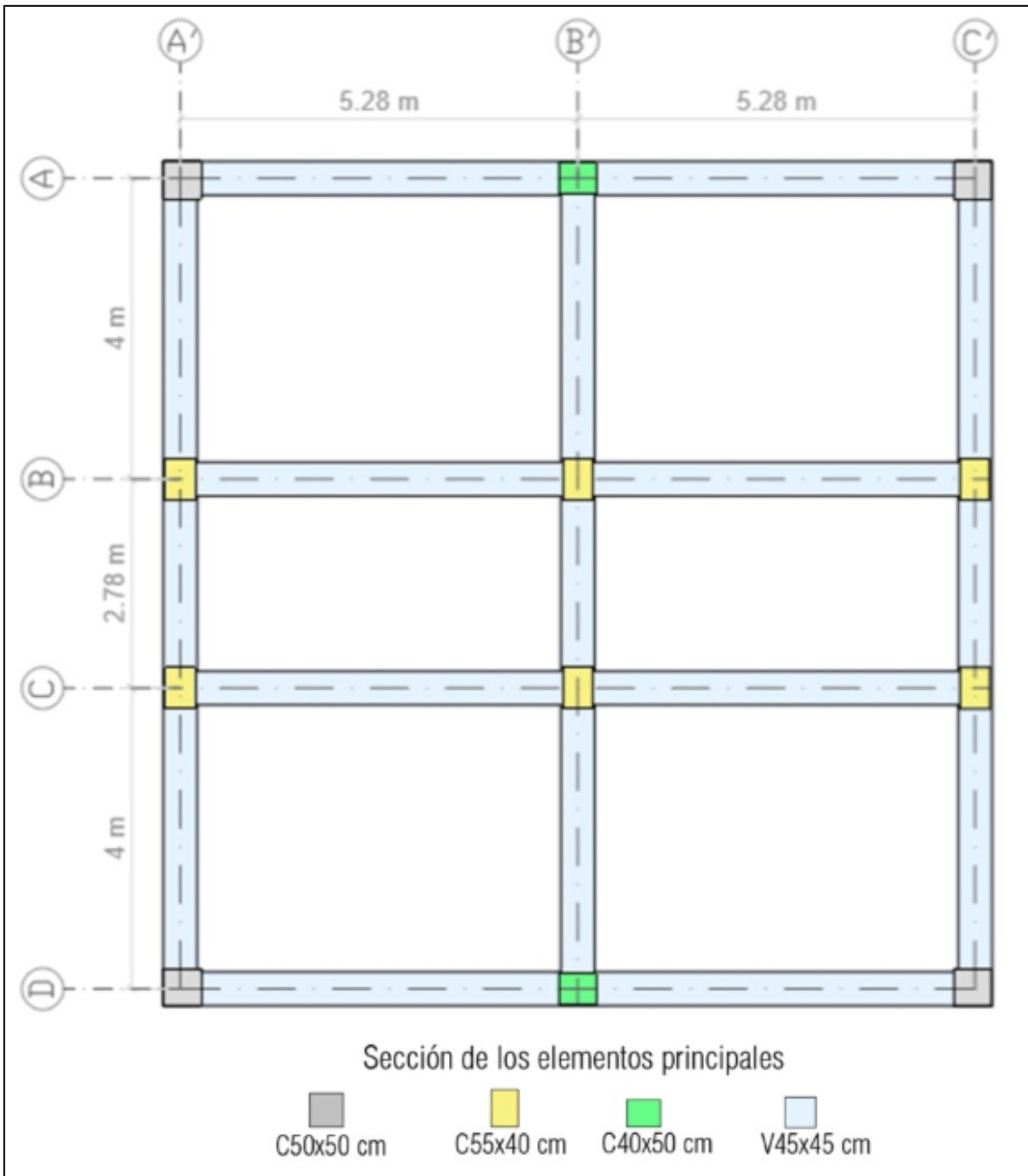


Figura A1.3 Vista en planta piso 3.

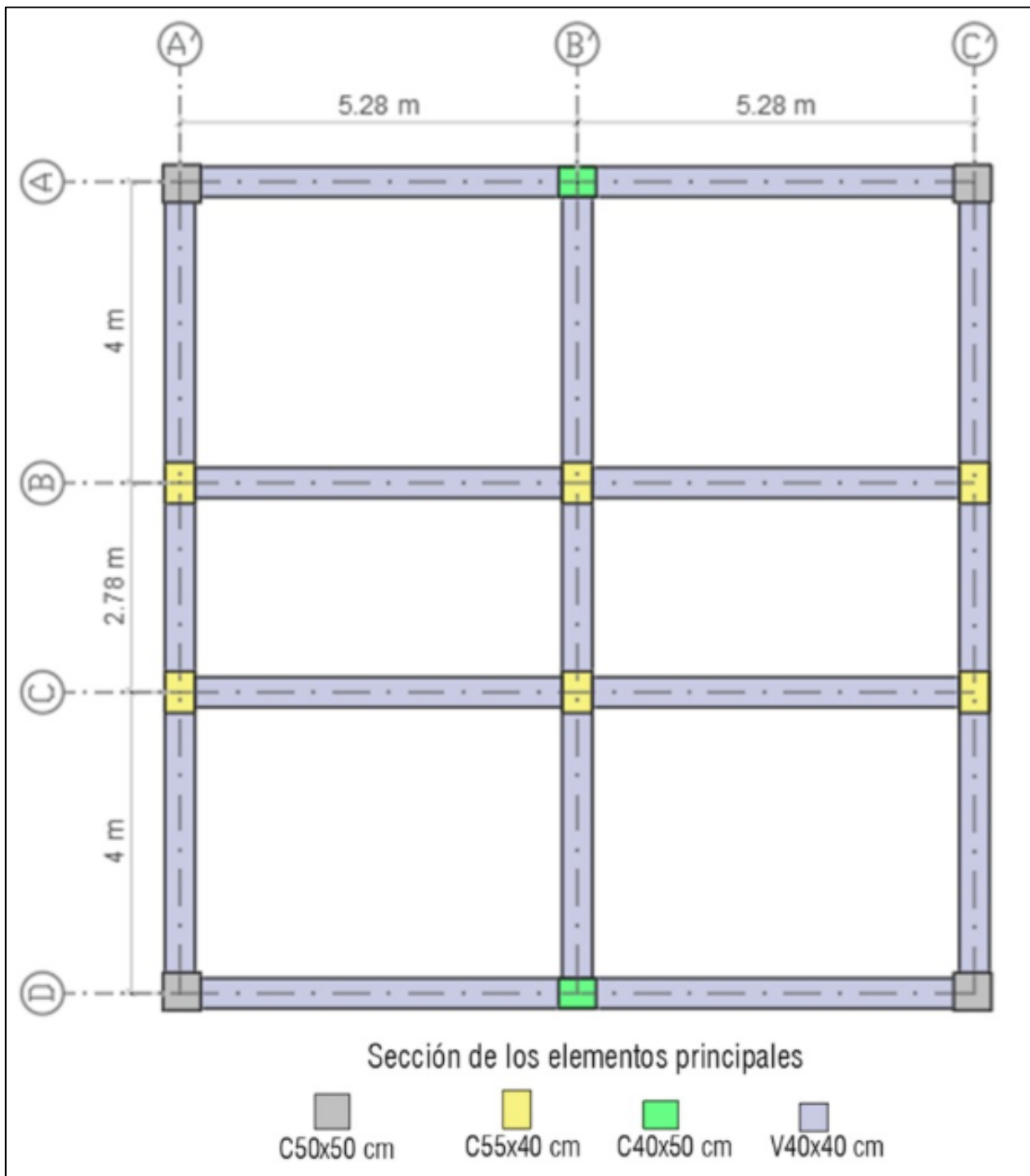


Figura A1.4 Vista en planta piso 4.

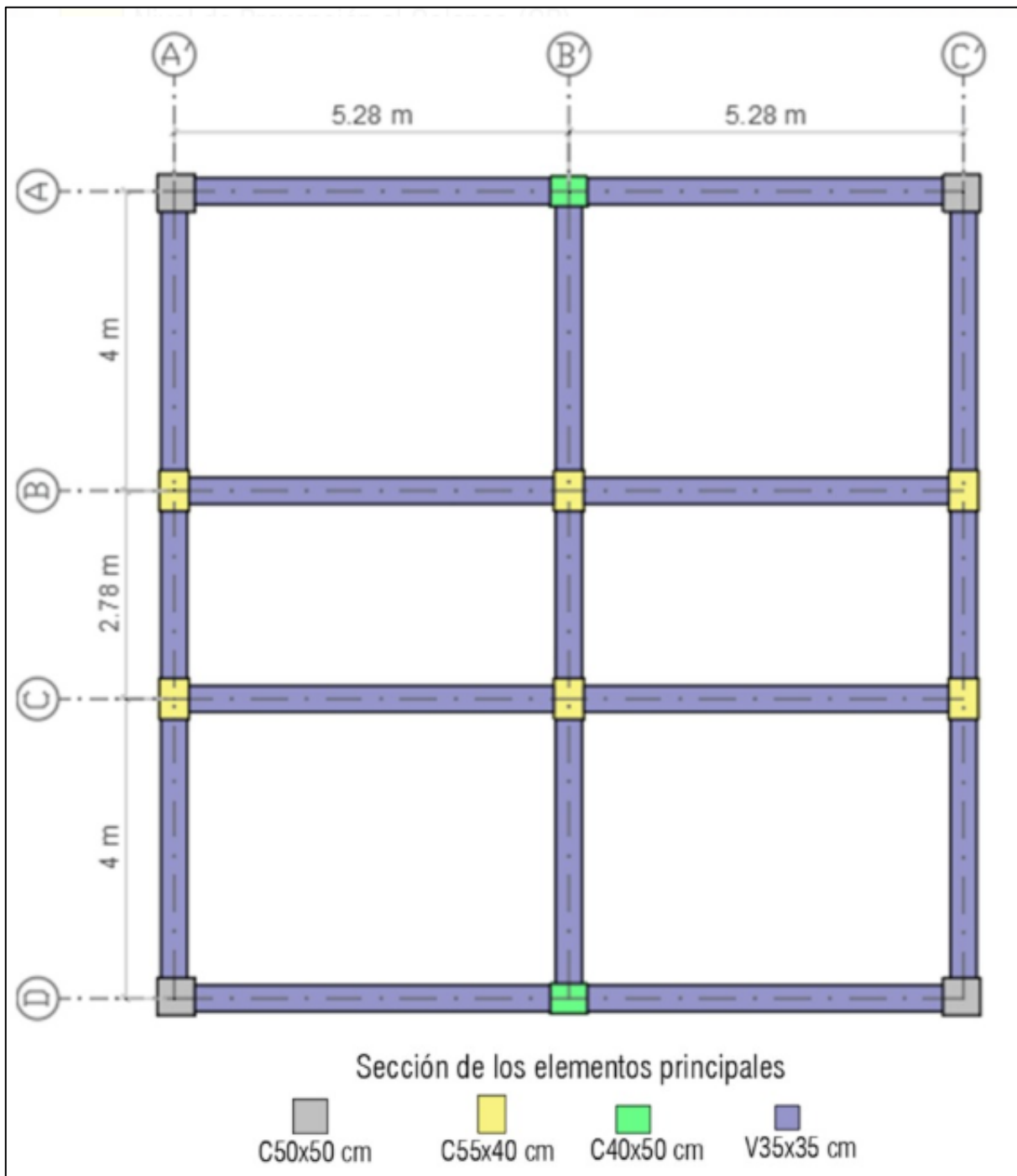


Figura A1.5 Vista lateral (Dirección X).

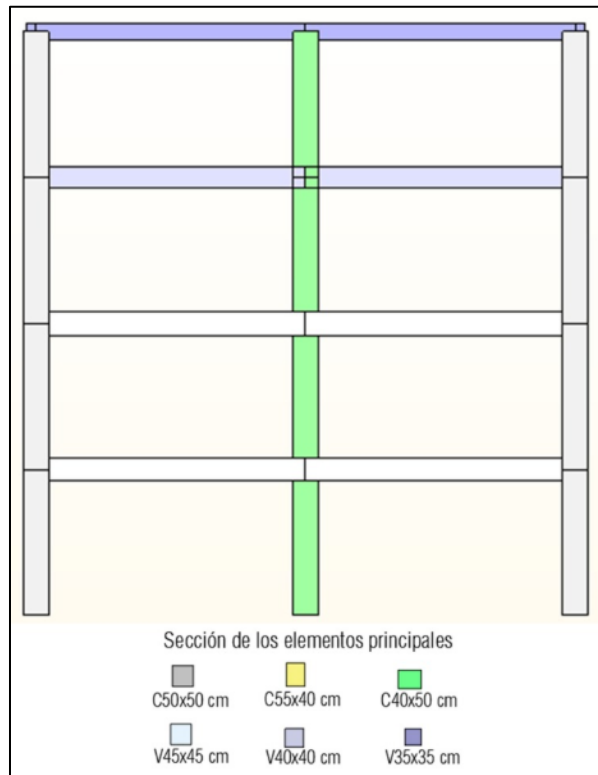
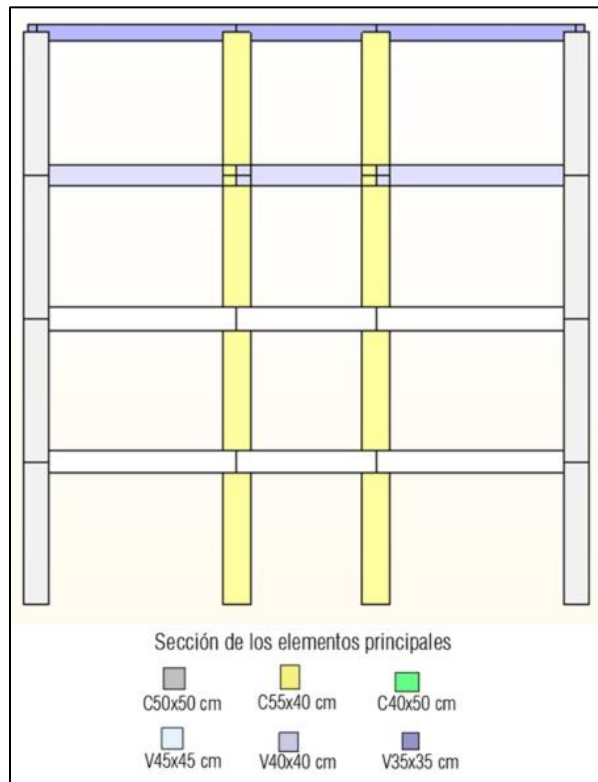


Figura A1.6 Vista lateral (Dirección Y).



Apéndice B. Irregularidades (torsión, rigidez y masa)

Tabla A2.1 Irregularidades torsionales.

CASO CARGA	PISO	NIVEL (m)	ALTURA (m)	VALOR PROMEDIO DE PUNTOS EXTREMOS		VALOR MÁXIMO		CHEQUEO
				1.4*DERIVA (m)	1.2*DERIVA (m)	NODO	DERIVA (m)	
FX	4F	8.55	2.85	0.004	0.004	37	0.003	Regular
FX	3F	5.70	2.85	0.005	0.004	25	0.004	Regular
FX	2F	2.85	2.85	0.006	0.005	13	0.004	Regular
FX	1F	0.00	2.85	0.004	0.003	1	0.003	Regular
FY	4F	8.55	2.85	0.003	0.002	46	0.002	Regular
FY	3F	5.70	2.85	0.003	0.003	34	0.003	Regular
FY	2F	2.85	2.85	0.004	0.003	22	0.003	Regular
FY	1F	0.00	2.85	0.003	0.002	12	0.002	Regular
RX(RS)	4F	8.55	2.85	0.026	0.022	37	0.019	Regular
RX(RS)	3F	5.70	2.85	0.033	0.028	25	0.023	Regular
RX(RS)	2F	2.85	2.85	0.035	0.030	13	0.025	Regular
RX(RS)	1F	0.00	2.85	0.023	0.020	1	0.017	Regular
RY(RS)	4F	8.55	2.85	0.016	0.014	46	0.012	Regular
RY(RS)	3F	5.70	2.85	0.021	0.018	34	0.015	Regular
RY(RS)	2F	2.85	2.85	0.024	0.020	22	0.017	Regular
RY(RS)	1F	0.00	2.85	0.017	0.014	12	0.012	Regular

Tabla A2.2 Irregularidades en rigidez (Dirección X)

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ Z	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
D	4F	0	0	0	0	0	Regular
D	3F	0	0	0	0	0	Regular
D	2F	0	0	0	0	0	Regular
D	1F	0	0	0	0	0	Regular
PP	4F	0	0	0	0	0	Regular
PP	3F	0	0	0	0	0	Regular
PP	2F	0	0	0	0	0	Regular
PP	1F	0	0	0	0	0	Regular
L	4F	0	0	0	0	0	Regular
L	3F	0	0	0	0	0	Regular
L	2F	0	0	0	0	0	Regular
L	1F	0	0	0	0	0	Regular
FX	4F	983.52	0	0	0	0	Regular
FX	3F	775.72	590.11	688.47	344.23	393.41	Regular
FX	2F	712.59	465.43	543.01	615.74	703.7	Regular
FX	1F	1072.35	427.55	498.81	576.76	659.16	Regular
FY	4F	0	0	0	0	0	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERL.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
FY	3F	0	0	0	0	0	Regular
FY	2F	0	0	0	0	0	Regular
FY	1F	0	0	0	0	0	Regular
RX(RS)	4F	154.32	0	0	0	0	Regular
RX(RS)	3F	122.42	92.59	108.02	54.01	61.73	Regular
RX(RS)	2F	113.08	73.45	85.7	96.86	110.7	Regular
RX(RS)	1F	171.09	67.85	79.16	90.96	103.95	Regular
RY(RS)	4F	0	0	0	0	0	Regular
RY(RS)	3F	0	0	0	0	0	Regular
RY(RS)	2F	0	0	0	0	0	Regular
RY(RS)	1F	0	0	0	0	0	Regular
B1	4F	0	0	0	0	0	Regular
B1	3F	0	0	0	0	0	Regular
B1	2F	0	0	0	0	0	Regular
B1	1F	0	0	0	0	0	Regular
B2	4F	0	0	0	0	0	Regular
B2	3F	0	0	0	0	0	Regular
B2	2F	0	0	0	0	0	Regular
B2	1F	0	0	0	0	0	Regular
B3	4F	983.52	0	0	0	0	Regular
B3	3F	775.72	590.11	688.47	344.23	393.41	Regular
B3	2F	712.59	465.43	543.01	615.74	703.7	Regular
B3	1F	1072.35	427.55	498.81	576.76	659.16	Regular
B4	4F	0	0	0	0	0	Regular
B4	3F	0	0	0	0	0	Regular
B4	2F	0	0	0	0	0	Regular
B4	1F	0	0	0	0	0	Regular
B5	4F	-	0	0	0	0	Regular
B5	3F	-	-590.11	-	-344.23	-393.41	Extreme Irregular
B5	2F	-	-465.43	-	-615.74	-703.7	Extreme Irregular
B5	1F	-	-427.55	-	-576.76	-659.16	Extreme Irregular
B6	4F	0	0	0	0	0	Regular
B6	3F	0	0	0	0	0	Regular
B6	2F	0	0	0	0	0	Regular
B6	1F	0	0	0	0	0	Regular
B7	4F	157.76	0	0	0	0	Regular
B7	3F	123.69	94.66	110.43	55.22	63.1	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERL.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B7	2F	113.27	74.21	86.58	98.51	112.58	Regular
B7	1F	171.09	67.96	79.29	92.1	105.26	Regular
B8	4F	0	0	0	0	0	Regular
B8	3F	0	0	0	0	0	Regular
B8	2F	0	0	0	0	0	Regular
B8	1F	0	0	0	0	0	Regular
B9	4F	-	0	0	0	0	Regular
B9	3F	-	-94.66	-	-55.22	-63.1	Extreme Irregular
B9	2F	-	-74.21	-	-98.51	-112.58	Extreme Irregular
B9	1F	-	-67.96	-	-92.1	-105.26	Extreme Irregular
B10	4F	0	0	0	0	0	Regular
B10	3F	0	0	0	0	0	Regular
B10	2F	0	0	0	0	0	Regular
B10	1F	0	0	0	0	0	Regular
B11	4F	983.52	0	0	0	0	Regular
B11	3F	775.72	590.11	688.47	344.23	393.41	Regular
B11	2F	712.59	465.43	543.01	615.74	703.7	Regular
B11	1F	1072.35	427.55	498.81	576.76	659.16	Regular
B12	4F	0	0	0	0	0	Regular
B12	3F	0	0	0	0	0	Regular
B12	2F	0	0	0	0	0	Regular
B12	1F	0	0	0	0	0	Regular
B13	4F	-	0	0	0	0	Regular
B13	3F	-	-590.11	-	-344.23	-393.41	Extreme Irregular
B13	2F	-	-465.43	-	-615.74	-703.7	Extreme Irregular
B13	1F	-	-427.55	-	-576.76	-659.16	Extreme Irregular
B14	4F	0	0	0	0	0	Regular
B14	3F	0	0	0	0	0	Regular
B14	2F	0	0	0	0	0	Regular
B14	1F	0	0	0	0	0	Regular
B15	4F	157.76	0	0	0	0	Regular
B15	3F	123.69	94.66	110.43	55.22	63.1	Regular
B15	2F	113.27	74.21	86.58	98.51	112.58	Regular
B15	1F	171.09	67.96	79.29	92.1	105.26	Regular
B16	4F	0	0	0	0	0	Regular
B16	3F	0	0	0	0	0	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERL.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B16	2F	0	0	0	0	0	Regular
B16	1F	0	0	0	0	0	Regular
B17	4F	-	0	0	0	0	Regular
B17	3F	-	-94.66	-	-55.22	-63.1	Extreme Irregular
B17	2F	-	-74.21	-	-98.51	-112.58	Extreme Irregular
B17	1F	-	-67.96	-	-92.1	-105.26	Extreme Irregular
B18	4F	0	0	0	0	0	Regular
B18	3F	0	0	0	0	0	Regular
B18	2F	0	0	0	0	0	Regular
B18	1F	0	0	0	0	0	Regular
B19	4F	0	0	0	0	0	Regular
B19	3F	0	0	0	0	0	Regular
B19	2F	0	0	0	0	0	Regular
B19	1F	0	0	0	0	0	Regular
B20	4F	0	0	0	0	0	Regular
B20	3F	0	0	0	0	0	Regular
B20	2F	0	0	0	0	0	Regular
B20	1F	0	0	0	0	0	Regular
B21	4F	1405.04	0	0	0	0	Regular
B21	3F	1108.18	843.02	983.52	491.76	562.01	Regular
B21	2F	1017.99	664.91	775.72	879.62	1005.28	Regular
B21	1F	1531.93	610.79	712.59	823.95	941.65	Regular
B22	4F	0	0	0	0	0	Regular
B22	3F	0	0	0	0	0	Regular
B22	2F	0	0	0	0	0	Regular
B22	1F	0	0	0	0	0	Regular
B23	4F	-	0	0	0	0	Regular
B23	3F	-	-843.02	-	-491.76	-562.01	Extreme Irregular
B23	2F	-	-664.91	-	-879.62	-1005.28	Extreme Irregular
B23	1F	-	-610.79	-	-823.95	-941.65	Extreme Irregular
B24	4F	0	0	0	0	0	Regular
B24	3F	0	0	0	0	0	Regular
B24	2F	0	0	0	0	0	Regular
B24	1F	0	0	0	0	0	Regular
B25	4F	225.37	0	0	0	0	Regular
B25	3F	176.7	135.22	157.76	78.88	90.15	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERL.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B25	2F	161.82	106.02	123.69	140.72	160.83	Regular
B25	1F	244.41	97.09	113.27	131.57	150.37	Regular
B26	4F	0	0	0	0	0	Regular
B26	3F	0	0	0	0	0	Regular
B26	2F	0	0	0	0	0	Regular
B26	1F	0	0	0	0	0	Regular
B27	4F	-	0	0	0	0	Regular
B27	3F	-	-135.22	-	-78.88	-90.15	Extreme Irregular
B27	2F	-	-106.02	-	-140.72	-160.83	Extreme Irregular
B27	1F	-	-97.09	-	-131.57	-150.37	Extreme Irregular
B28	4F	0	0	0	0	0	Regular
B28	3F	0	0	0	0	0	Regular
B28	2F	0	0	0	0	0	Regular
B28	1F	0	0	0	0	0	Regular
B29	4F	1873.38	0	0	0	0	Regular
B29	3F	1477.57	1124.03	1311.37	655.68	749.35	Regular
B29	2F	1357.31	886.54	1034.3	1172.83	1340.38	Regular
B29	1F	2042.58	814.39	950.12	1098.59	1255.54	Regular
B31	4F	-	0	0	0	0	Regular
B31	3F	-	-1124.03	-	-655.68	-749.35	Extreme Irregular
B31	2F	-	-886.54	-	-1172.83	-1340.38	Extreme Irregular
B31	1F	-	-814.39	-	-1098.59	-1255.54	Extreme Irregular
B30	4F	0	0	0	0	0	Regular
B30	3F	0	0	0	0	0	Regular
B30	2F	0	0	0	0	0	Regular
B30	1F	0	0	0	0	0	Regular
B32	4F	0	0	0	0	0	Regular
B32	3F	0	0	0	0	0	Regular
B32	2F	0	0	0	0	0	Regular
B32	1F	0	0	0	0	0	Regular
B33	4F	300.5	0	0	0	0	Regular
B33	3F	235.6	180.3	210.35	105.17	120.2	Regular
B33	2F	215.76	141.36	164.92	187.63	214.44	Regular
B33	1F	325.88	129.46	151.03	175.43	200.49	Regular
B34	4F	0	0	0	0	0	Regular
B34	3F	0	0	0	0	0	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B34	2F	0	0	0	0	0	Regular
B34	1F	0	0	0	0	0	Regular
B35	4F	-	0	0	0	0	Regular
B35	3F	-	-180.3	-	-105.17	-120.2	Extreme Irregular
B35	2F	-	-141.36	-	-187.63	-214.44	Extreme Irregular
B35	1F	-	-129.46	-	-175.43	-200.49	Extreme Irregular
B36	4F	0	0	0	0	0	Regular
B36	3F	0	0	0	0	0	Regular
B36	2F	0	0	0	0	0	Regular
B36	1F	0	0	0	0	0	Regular
B37	4F	1405.04	0	0	0	0	Regular
B37	3F	1108.18	843.02	983.52	491.76	562.01	Regular
B37	2F	1017.99	664.91	775.72	879.62	1005.28	Regular
B37	1F	1531.93	610.79	712.59	823.95	941.65	Regular
B38	4F	0	0	0	0	0	Regular
B38	3F	0	0	0	0	0	Regular
B38	2F	0	0	0	0	0	Regular
B38	1F	0	0	0	0	0	Regular
B39	4F	-	0	0	0	0	Regular
B39	3F	-	-843.02	-	-491.76	-562.01	Extreme Irregular
B39	2F	-	-664.91	-	-879.62	-1005.28	Extreme Irregular
B39	1F	-	-610.79	-	-823.95	-941.65	Extreme Irregular
B40	4F	0	0	0	0	0	Regular
B40	3F	0	0	0	0	0	Regular
B40	2F	0	0	0	0	0	Regular
B40	1F	0	0	0	0	0	Regular
B41	4F	225.37	0	0	0	0	Regular
B41	3F	176.7	135.22	157.76	78.88	90.15	Regular
B41	2F	161.82	106.02	123.69	140.72	160.83	Regular
B41	1F	244.41	97.09	113.27	131.57	150.37	Regular
B42	4F	0	0	0	0	0	Regular
B42	3F	0	0	0	0	0	Regular
B42	2F	0	0	0	0	0	Regular
B42	1F	0	0	0	0	0	Regular
B43	4F	-	0	0	0	0	Regular
B43	3F	-	-135.22	-	-78.88	-90.15	Extreme Irregular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ Z	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERL.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B43	2F	-	-106.02	-	-140.72	-160.83	Extreme Irregular
B43	1F	-	-97.09	-	-131.57	-150.37	Extreme Irregular
B44	4F	0	0	0	0	0	Regular
B44	3F	0	0	0	0	0	Regular
B44	2F	0	0	0	0	0	Regular
B44	1F	0	0	0	0	0	Regular

Tabla A2.3 Irregularidades en rigidez (Dirección Y)

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERL.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
D	4F	0	0	0	0	0	Regular
D	3F	0	0	0	0	0	Regular
D	2F	0	0	0	0	0	Regular
D	1F	0	0	0	0	0	Regular
PP	4F	0	0	0	0	0	Regular
PP	3F	0	0	0	0	0	Regular
PP	2F	0	0	0	0	0	Regular
PP	1F	0	0	0	0	0	Regular
L	4F	0	0	0	0	0	Regular
L	3F	0	0	0	0	0	Regular
L	2F	0	0	0	0	0	Regular
L	1F	0	0	0	0	0	Regular
FX	4F	0	0	0	0	0	Regular
FX	3F	0	0	0	0	0	Regular
FX	2F	0	0	0	0	0	Regular
FX	1F	0	0	0	0	0	Regular
FY	4F	1557.42	0	0	0	0	Regular
FY	3F	1188.46	934.45	1090.2	545.1	622.97	Regular
FY	2F	1066.81	713.07	831.92	961.06	1098.35	Irregular
FY	1F	1516.95	640.09	746.77	889.63	1016.72	Regular
RX(RS)	4F	0	0	0	0	0	Regular
RX(RS)	3F	0	0	0	0	0	Regular
RX(RS)	2F	0	0	0	0	0	Regular
RX(RS)	1F	0	0	0	0	0	Regular
RY(RS)	4F	245.53	0	0	0	0	Regular
RY(RS)	3F	187.4	147.32	171.87	85.94	98.21	Regular
RY(RS)	2F	168.41	112.44	131.18	151.53	173.17	Irregular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
RY(RS)	1F	240.26	101.04	117.88	140.31	160.36	Regular
B1	4F	0	0	0	0	0	Regular
B1	3F	0	0	0	0	0	Regular
B1	2F	0	0	0	0	0	Regular
B1	1F	0	0	0	0	0	Regular
B2	4F	0	0	0	0	0	Regular
B2	3F	0	0	0	0	0	Regular
B2	2F	0	0	0	0	0	Regular
B2	1F	0	0	0	0	0	Regular
B3	4F	0	0	0	0	0	Regular
B3	3F	0	0	0	0	0	Regular
B3	2F	0	0	0	0	0	Regular
B3	1F	0	0	0	0	0	Regular
B4	4F	1557.42	0	0	0	0	Regular
B4	3F	1188.46	934.45	1090.2	545.1	622.97	Regular
B4	2F	1066.81	713.07	831.92	961.06	1098.35	Irregular
B4	1F	1516.95	640.09	746.77	889.63	1016.72	Regular
B5	4F	0	0	0	0	0	Regular
B5	3F	0	0	0	0	0	Regular
B5	2F	0	0	0	0	0	Regular
B5	1F	0	0	0	0	0	Regular
B6	4F	-	0	0	0	0	Regular
B6	3F	-	-934.45	-	-545.1	-622.97	Extreme Irregular
B6	2F	-	-713.07	-	-961.06	-1098.35	Extreme Irregular
B6	1F	-	-640.09	-	-889.63	-1016.72	Extreme Irregular
B7	4F	0	0	0	0	0	Regular
B7	3F	0	0	0	0	0	Regular
B7	2F	0	0	0	0	0	Regular
B7	1F	0	0	0	0	0	Regular
B8	4F	251.12	0	0	0	0	Regular
B8	3F	189.36	150.67	175.79	87.89	100.45	Regular
B8	2F	168.69	113.62	132.56	154.17	176.2	Irregular
B8	1F	240.26	101.21	118.08	142.14	162.45	Regular
B9	4F	0	0	0	0	0	Regular
B9	3F	0	0	0	0	0	Regular
B9	2F	0	0	0	0	0	Regular
B9	1F	0	0	0	0	0	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B10	4F	-	0	0	0	0	Regular
B10	3F	-	-150.67	-	-87.89	-100.45	Extreme Irregular
B10	2F	-	-113.62	-	-154.17	-176.2	Extreme Irregular
B10	1F	-	-101.21	-	-142.14	-162.45	Extreme Irregular
B11	4F	0	0	0	0	0	Regular
B11	3F	0	0	0	0	0	Regular
B11	2F	0	0	0	0	0	Regular
B11	1F	0	0	0	0	0	Regular
B12	4F	1557.42	0	0	0	0	Regular
B12	3F	1188.46	934.45	1090.2	545.1	622.97	Regular
B12	2F	1066.81	713.07	831.92	961.06	1098.35	Irregular
B12	1F	1516.95	640.09	746.77	889.63	1016.72	Regular
B13	4F	0	0	0	0	0	Regular
B13	3F	0	0	0	0	0	Regular
B13	2F	0	0	0	0	0	Regular
B13	1F	0	0	0	0	0	Regular
B14	4F	-	0	0	0	0	Regular
B14	3F	-	-934.45	-	-545.1	-622.97	Extreme Irregular
B14	2F	-	-713.07	-	-961.06	-1098.35	Extreme Irregular
B14	1F	-	-640.09	-	-889.63	-1016.72	Extreme Irregular
B15	4F	0	0	0	0	0	Regular
B15	3F	0	0	0	0	0	Regular
B15	2F	0	0	0	0	0	Regular
B15	1F	0	0	0	0	0	Regular
B16	4F	251.12	0	0	0	0	Regular
B16	3F	189.36	150.67	175.79	87.89	100.45	Regular
B16	2F	168.69	113.62	132.56	154.17	176.2	Irregular
B16	1F	240.26	101.21	118.08	142.14	162.45	Regular
B17	4F	0	0	0	0	0	Regular
B17	3F	0	0	0	0	0	Regular
B17	2F	0	0	0	0	0	Regular
B17	1F	0	0	0	0	0	Regular
B18	4F	-	0	0	0	0	Regular
B18	3F	-	-150.67	-	-87.89	-100.45	Extreme Irregular
B18	2F	-	-113.62	-	-154.17	-176.2	Extreme Irregular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B18	1F	-	-101.21	-	-142.14	-162.45	Extreme Irregular
B19	4F	0	0	0	0	0	Regular
B19	3F	0	0	0	0	0	Regular
B19	2F	0	0	0	0	0	Regular
B19	1F	0	0	0	0	0	Regular
B20	4F	0	0	0	0	0	Regular
B20	3F	0	0	0	0	0	Regular
B20	2F	0	0	0	0	0	Regular
B20	1F	0	0	0	0	0	Regular
B21	4F	0	0	0	0	0	Regular
B21	3F	0	0	0	0	0	Regular
B21	2F	0	0	0	0	0	Regular
B21	1F	0	0	0	0	0	Regular
B22	4F	2224.89	0	0	0	0	Regular
B22	3F	1697.8	1334.93	1557.42	778.71	889.96	Regular
B22	2F	1524.01	1018.68	1188.46	1372.94	1569.07	Irregular
B22	1F	2167.07	914.41	1066.81	1270.9	1452.45	Regular
B23	4F	0	0	0	0	0	Regular
B23	3F	0	0	0	0	0	Regular
B23	2F	0	0	0	0	0	Regular
B23	1F	0	0	0	0	0	Regular
B24	4F	-	0	0	0	0	Regular
B24	3F	-	-1334.93	-	-778.71	-889.96	Extreme Irregular
B24	2F	-	-1018.68	-	-1372.94	-1569.07	Extreme Irregular
B24	1F	-	-914.41	-	-1270.9	-1452.45	Extreme Irregular
B25	4F	0	0	0	0	0	Regular
B25	3F	0	0	0	0	0	Regular
B25	2F	0	0	0	0	0	Regular
B25	1F	0	0	0	0	0	Regular
B26	4F	358.75	0	0	0	0	Regular
B26	3F	270.52	215.25	251.12	125.56	143.5	Regular
B26	2F	240.99	162.31	189.36	220.24	251.71	Irregular
B26	1F	343.23	144.59	168.69	203.06	232.07	Regular
B27	4F	0	0	0	0	0	Regular
B27	3F	0	0	0	0	0	Regular
B27	2F	0	0	0	0	0	Regular
B27	1F	0	0	0	0	0	Regular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B28	4F	-	0	0	0	0	Regular
B28	3F	-	-215.25	-	-125.56	-143.5	Extreme Irregular
B28	2F	-	-162.31	-	-220.24	-251.71	Extreme Irregular
B28	1F	-	-144.59	-	-203.06	-232.07	Extreme Irregular
B29	4F	0	0	0	0	0	Regular
B29	3F	0	0	0	0	0	Regular
B29	2F	0	0	0	0	0	Regular
B29	1F	0	0	0	0	0	Regular
B31	4F	0	0	0	0	0	Regular
B31	3F	0	0	0	0	0	Regular
B31	2F	0	0	0	0	0	Regular
B31	1F	0	0	0	0	0	Regular
B30	4F	2966.52	0	0	0	0	Regular
B30	3F	2263.73	1779.91	2076.56	1038.28	1186.61	Regular
B30	2F	2032.02	1358.24	1584.61	1830.59	2092.1	Irregular
B30	1F	2889.43	1219.21	1422.41	1694.53	1936.6	Regular
B32	4F	-	0	0	0	0	Regular
B32	3F	-	-1779.91	-	-1038.28	-1186.61	Extreme Irregular
B32	2F	-	-1358.24	-	-1830.59	-2092.1	Extreme Irregular
B32	1F	-	-1219.21	-	-1694.53	-1936.6	Extreme Irregular
B33	4F	0	0	0	0	0	Regular
B33	3F	0	0	0	0	0	Regular
B33	2F	0	0	0	0	0	Regular
B33	1F	0	0	0	0	0	Regular
B34	4F	478.33	0	0	0	0	Regular
B34	3F	360.69	287	334.83	167.42	191.33	Regular
B34	2F	321.32	216.42	252.49	293.66	335.61	Irregular
B34	1F	457.64	192.79	224.92	270.75	309.42	Regular
B35	4F	0	0	0	0	0	Regular
B35	3F	0	0	0	0	0	Regular
B35	2F	0	0	0	0	0	Regular
B35	1F	0	0	0	0	0	Regular
B36	4F	-	0	0	0	0	Regular
B36	3F	-	-287	-	-167.42	-191.33	Extreme Irregular
B36	2F	-	-216.42	-	-293.66	-335.61	Extreme Irregular

CASO CARGA	PISO	RIGIDEZ	RIGIDEZ SUPERIOR		RIGIDEZ DE 3 PISOS SUPERI.		CHEQUEO
			0.6K (SUPERIOR)	0.7K (SUPERIOR)	0.7K (3 PISOS)	0.8K (3 PISOS)	
B36	1F	-	-192.79	-	-270.75	-309.42	Extreme Irregular
B37	4F	0	0	0	0	0	Regular
B37	3F	0	0	0	0	0	Regular
B37	2F	0	0	0	0	0	Regular
B37	1F	0	0	0	0	0	Regular
B38	4F	2224.89	0	0	0	0	Regular
B38	3F	1697.8	1334.93	1557.42	778.71	889.96	Regular
B38	2F	1524.01	1018.68	1188.46	1372.94	1569.07	Irregular
B38	1F	2167.07	914.41	1066.81	1270.9	1452.45	Regular
B39	4F	0	0	0	0	0	Regular
B39	3F	0	0	0	0	0	Regular
B39	2F	0	0	0	0	0	Regular
B39	1F	0	0	0	0	0	Regular
B40	4F	-	0	0	0	0	Regular
B40	3F	-	-1334.93	-	-778.71	-889.96	Extreme Irregular
B40	2F	-	-1018.68	-	-1372.94	-1569.07	Extreme Irregular
B40	1F	-	-914.41	-	-1270.9	-1452.45	Extreme Irregular
B41	4F	0	0	0	0	0	Regular
B41	3F	0	0	0	0	0	Regular
B41	2F	0	0	0	0	0	Regular
B41	1F	0	0	0	0	0	Regular
B42	4F	358.75	0	0	0	0	Regular
B42	3F	270.52	215.25	251.12	125.56	143.5	Regular
B42	2F	240.99	162.31	189.36	220.24	251.71	Irregular
B42	1F	343.23	144.59	168.69	203.06	232.07	Regular
B43	4F	0	0	0	0	0	Regular
B43	3F	0	0	0	0	0	Regular
B43	2F	0	0	0	0	0	Regular
B43	1F	0	0	0	0	0	Regular
B44	4F	-	0	0	0	0	Regular
B44	3F	-	-215.25	-	-125.56	-143.5	Extreme Irregular
B44	2F	-	-162.31	-	-220.24	-251.71	Extreme Irregular
B44	1F	-	-144.59	-	-203.06	-232.07	Extreme Irregular

Tabla A2.4 Irregularidades en masa.

CASO CARGA	PISO	MASA(kN/g)	MASA ADYACENTE		CHEQUEO
			1.5M(SUPERIOR) (kN/g)	1.5M(INFERIOR) (kN/g)	
D	Roof	91.05	0.00	182.57	Regular
D	4F	121.71	136.58	194.00	Regular
D	3F	129.33	182.57	194.00	Regular
D	2F	129.33	194.00	0.00	Regular
D	1F	9.31	194.00	0.00	Regular
PP	Roof	91.05	0.00	182.57	Regular
PP	4F	121.71	136.58	194.00	Regular
PP	3F	129.33	182.57	194.00	Regular
PP	2F	129.33	194.00	0.00	Regular
PP	1F	9.31	194.00	0.00	Regular

Apéndice C. Derivas

Tabla A3.1 Derivas.

CASO CARGA	PISO	DERIVA MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES		CHEQUEO
		NODO	DERIVA(cm)	
D	4F	0	0	OK
D	3F	0	0	OK
D	2F	0	0	OK
D	1F	0	0	OK
PP	4F	0	0	OK
PP	3F	0	0	OK
PP	2F	0	0	OK
PP	1F	0	0	OK
L	4F	0	0	OK
L	3F	0	0	OK
L	2F	0	0	OK
L	1F	0	0	OK
FX	4F	37	0.3062	OK
FX	3F	25	0.3889	OK
FX	2F	13	0.424	OK
FX	1F	1	0.2824	OK
FY	4F	39	0.199	OK
FY	3F	27	0.2607	OK
FY	2F	15	0.2905	OK
FY	1F	3	0.204	OK
RX(RS)	4F	37	1.6775	OK
RX(RS)	3F	25	2.1146	OK
RX(RS)	2F	13	2.2892	OK
RX(RS)	1F	1	1.5131	OK
RY(RS)	4F	37	1.0572	OK
RY(RS)	3F	25	1.3851	OK
RY(RS)	2F	13	1.5414	OK
RY(RS)	1F	1	1.0804	OK
B1	4F	0	0	OK
B1	3F	0	0	OK
B1	2F	0	0	OK
B1	1F	0	0	OK
B2	4F	0	0	OK
B2	3F	0	0	OK
B2	2F	0	0	OK
B2	1F	0	0	OK

CASO CARGA	PISO	DERIVA MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES		CHEQUEO
		NODO	DERIVA (cm)	
B3	4F	37	0.3062	OK
B3	3F	25	0.3889	OK
B3	2F	13	0.424	OK
B3	1F	1	0.2824	OK
B4	4F	39	0.199	OK
B4	3F	27	0.2607	OK
B4	2F	15	0.2905	OK
B4	1F	3	0.204	OK
B5	4F	37	0.3062	OK
B5	3F	25	0.3889	OK
B5	2F	13	0.424	OK
B5	1F	1	0.2824	OK
B6	4F	39	0.199	OK
B6	3F	27	0.2607	OK
B6	2F	15	0.2905	OK
B6	1F	3	0.204	OK
B7	4F	40	1.6409	OK
B7	3F	25	2.093	OK
B7	2F	13	2.2854	OK
B7	1F	1	1.5131	OK
B8	4F	37	1.0336	OK
B8	3F	25	1.3708	OK
B8	2F	13	1.5387	OK
B8	1F	1	1.0804	OK
B9	4F	40	1.6409	OK
B9	3F	25	2.093	OK
B9	2F	13	2.2854	OK
B9	1F	1	1.5131	OK
B10	4F	37	1.0336	OK
B10	3F	25	1.3708	OK
B10	2F	13	1.5387	OK
B10	1F	1	1.0804	OK
B11	4F	37	0.3062	OK
B11	3F	25	0.3889	OK
B11	2F	13	0.424	OK
B11	1F	1	0.2824	OK
B12	4F	39	0.199	OK
B12	3F	27	0.2607	OK

CASO CARGA	PISO	DERIVA MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES		CHEQUEO
		NODO	DERIVA (cm)	
B12	2F	15	0.2905	OK
B12	1F	3	0.204	OK
B13	4F	37	0.3062	OK
B13	3F	25	0.3889	OK
B13	2F	13	0.424	OK
B13	1F	1	0.2824	OK
B14	4F	39	0.199	OK
B14	3F	27	0.2607	OK
B14	2F	15	0.2905	OK
B14	1F	3	0.204	OK
B15	4F	40	1.6409	OK
B15	3F	25	2.093	OK
B15	2F	13	2.2854	OK
B15	1F	1	1.5131	OK
B16	4F	37	1.0336	OK
B16	3F	25	1.3708	OK
B16	2F	13	1.5387	OK
B16	1F	1	1.0804	OK
B17	4F	40	1.6409	OK
B17	3F	25	2.093	OK
B17	2F	13	2.2854	OK
B17	1F	1	1.5131	OK
B18	4F	37	1.0336	OK
B18	3F	25	1.3708	OK
B18	2F	13	1.5387	OK
B18	1F	1	1.0804	OK
B19	4F	0	0	OK
B19	3F	0	0	OK
B19	2F	0	0	OK
B19	1F	0	0	OK
B20	4F	0	0	OK
B20	3F	0	0	OK
B20	2F	0	0	OK
B20	1F	0	0	OK
B21	4F	37	0.2143	OK
B21	3F	25	0.2722	OK
B21	2F	13	0.2968	OK
B21	1F	1	0.1977	OK

CASO CARGA	PISO	DERIVA MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES		CHEQUEO
		NODO	DERIVA (cm)	
B22	4F	39	0.1393	OK
B22	3F	27	0.1825	OK
B22	2F	15	0.2034	OK
B22	1F	3	0.1428	OK
B23	4F	37	0.2143	OK
B23	3F	25	0.2722	OK
B23	2F	13	0.2968	OK
B23	1F	1	0.1977	OK
B24	4F	39	0.1393	OK
B24	3F	27	0.1825	OK
B24	2F	15	0.2034	OK
B24	1F	3	0.1428	OK
B25	4F	40	1.1487	OK
B25	3F	25	1.4651	OK
B25	2F	13	1.5998	OK
B25	1F	1	1.0592	OK
B26	4F	37	0.7236	OK
B26	3F	25	0.9595	OK
B26	2F	13	1.0771	OK
B26	1F	1	0.7563	OK
B27	4F	40	1.1487	OK
B27	3F	25	1.4651	OK
B27	2F	13	1.5998	OK
B27	1F	1	1.0592	OK
B28	4F	37	0.7236	OK
B28	3F	25	0.9595	OK
B28	2F	13	1.0771	OK
B28	1F	1	0.7563	OK
B29	4F	37	0.1607	OK
B29	3F	25	0.2042	OK
B29	2F	13	0.2226	OK
B29	1F	1	0.1482	OK
B31	4F	37	0.1607	OK
B31	3F	25	0.2042	OK
B31	2F	13	0.2226	OK
B31	1F	1	0.1482	OK
B30	4F	39	0.1045	OK
B30	3F	27	0.1369	OK

CASO CARGA	PISO	DERIVA MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES		CHEQUEO
		NODO	DERIVA (cm)	
B30	2F	22	0.1525	OK
B30	1F	3	0.1071	OK
B32	4F	39	0.1045	OK
B32	3F	27	0.1369	OK
B32	2F	15	0.1525	OK
B32	1F	3	0.1071	OK
B33	4F	44	0.8615	OK
B33	3F	25	1.0988	OK
B33	2F	13	1.1998	OK
B33	1F	1	0.7944	OK
B34	4F	37	0.5427	OK
B34	3F	25	0.7196	OK
B34	2F	13	0.8078	OK
B34	1F	1	0.5672	OK
B35	4F	44	0.8615	OK
B35	3F	25	1.0988	OK
B35	2F	13	1.1998	OK
B35	1F	1	0.7944	OK
B36	4F	37	0.5427	OK
B36	3F	25	0.7196	OK
B36	2F	13	0.8078	OK
B36	1F	1	0.5672	OK
B37	4F	37	0.2143	OK
B37	3F	25	0.2722	OK
B37	2F	13	0.2968	OK
B37	1F	1	0.1977	OK
B38	4F	39	0.1393	OK
B38	3F	27	0.1825	OK
B38	2F	15	0.2034	OK
B38	1F	3	0.1428	OK
B39	4F	37	0.2143	OK
B39	3F	25	0.2722	OK
B39	2F	13	0.2968	OK
B39	1F	1	0.1977	OK
B40	4F	39	0.1393	OK
B40	3F	27	0.1825	OK
B40	2F	15	0.2034	OK
B40	1F	3	0.1428	OK

CASO CARGA	PISO	DERIVA MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES		CHEQUEO
		NODO	DERIVA (cm)	
B41	4F	40	1.1487	OK
B41	3F	25	1.4651	OK
B41	1F	1	1.0592	OK
B42	4F	37	0.7236	OK
B42	3F	25	0.9595	OK
B42	2F	13	1.0771	OK
B42	1F	1	0.7563	OK
B43	4F	40	1.1487	OK
B43	3F	25	1.4651	OK
B43	2F	13	1.5998	OK
B43	1F	1	1.0592	OK
B44	4F	37	0.7236	OK
B44	3F	25	0.9595	OK
B44	2F	13	1.0771	OK
B44	1F	1	0.7563	OK

Apéndice D. Modelo final

Figura A4.1 Vista 3D.

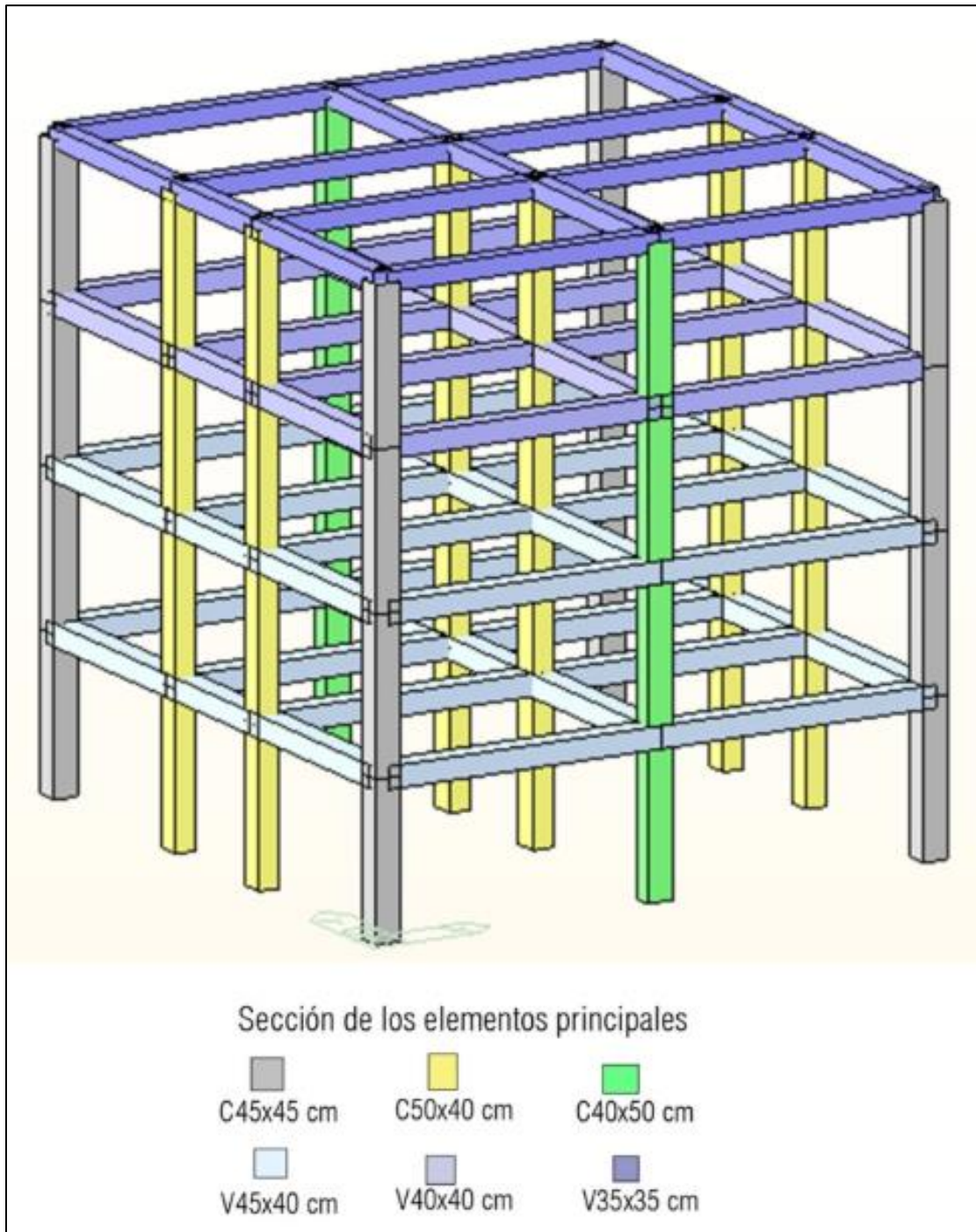


Figura A4.2 Vista en planta piso 1 y 2.

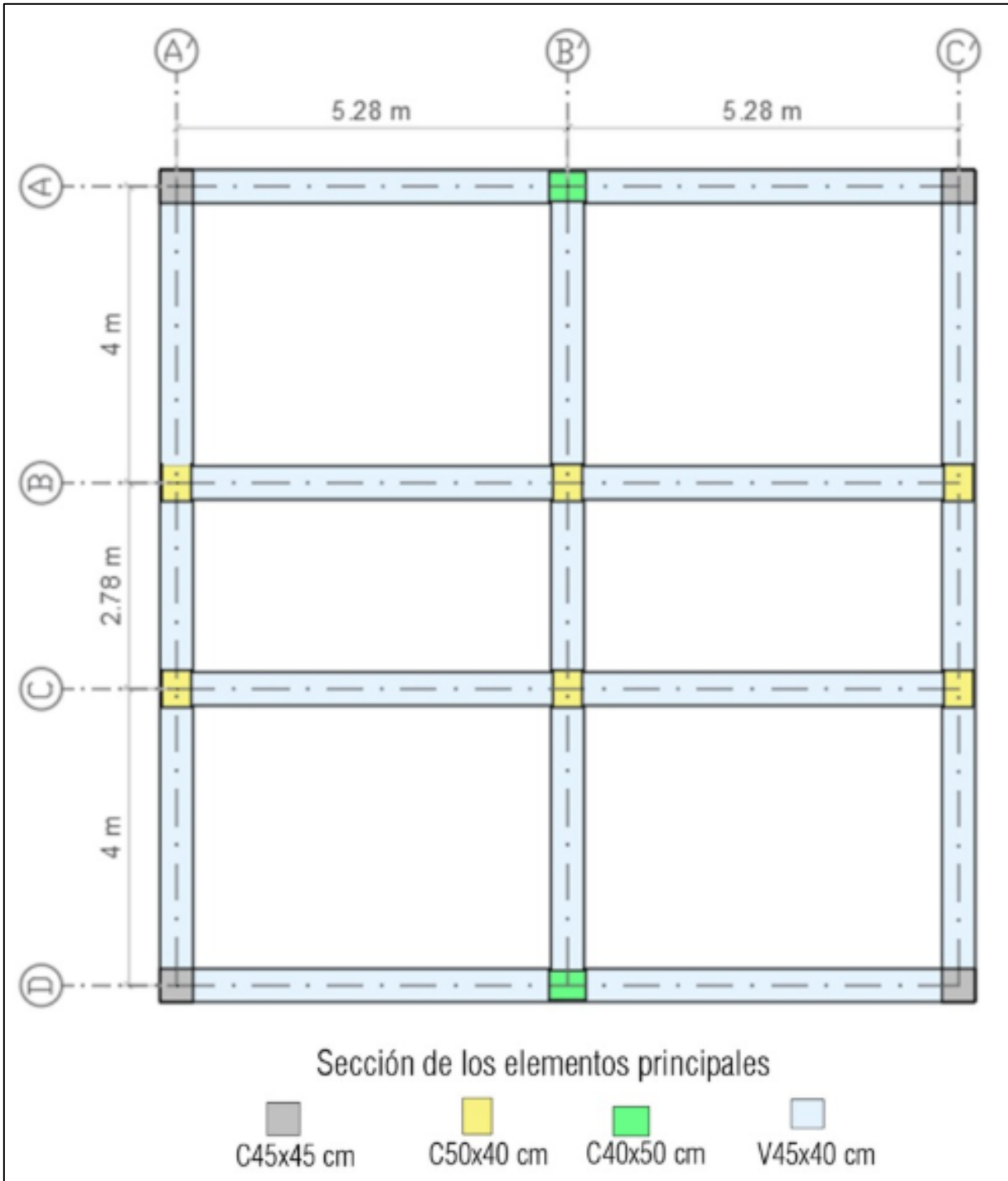


Figura A4.3 Vista en planta piso 3.

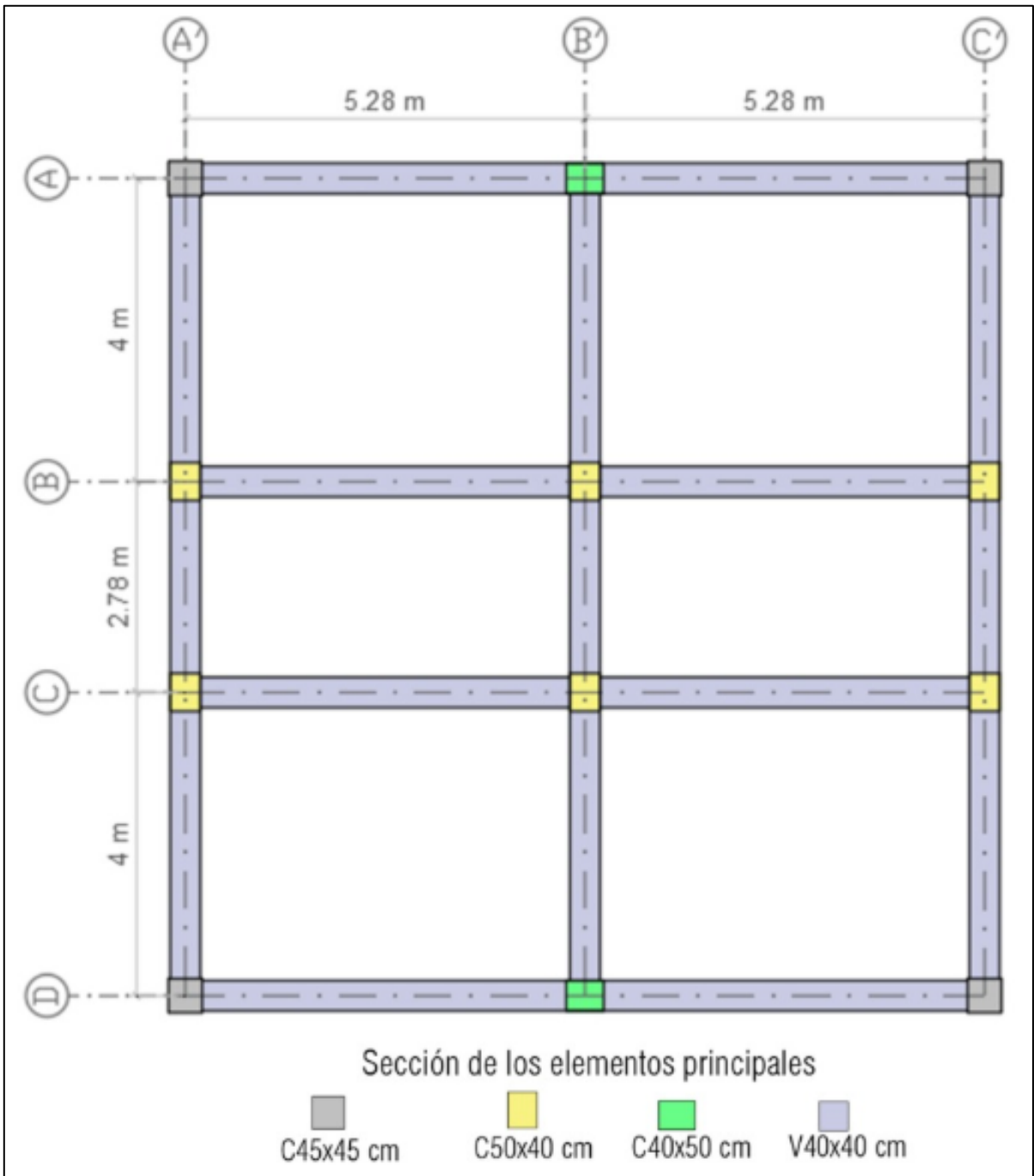


Figura A4.4 Vista en planta piso 4.

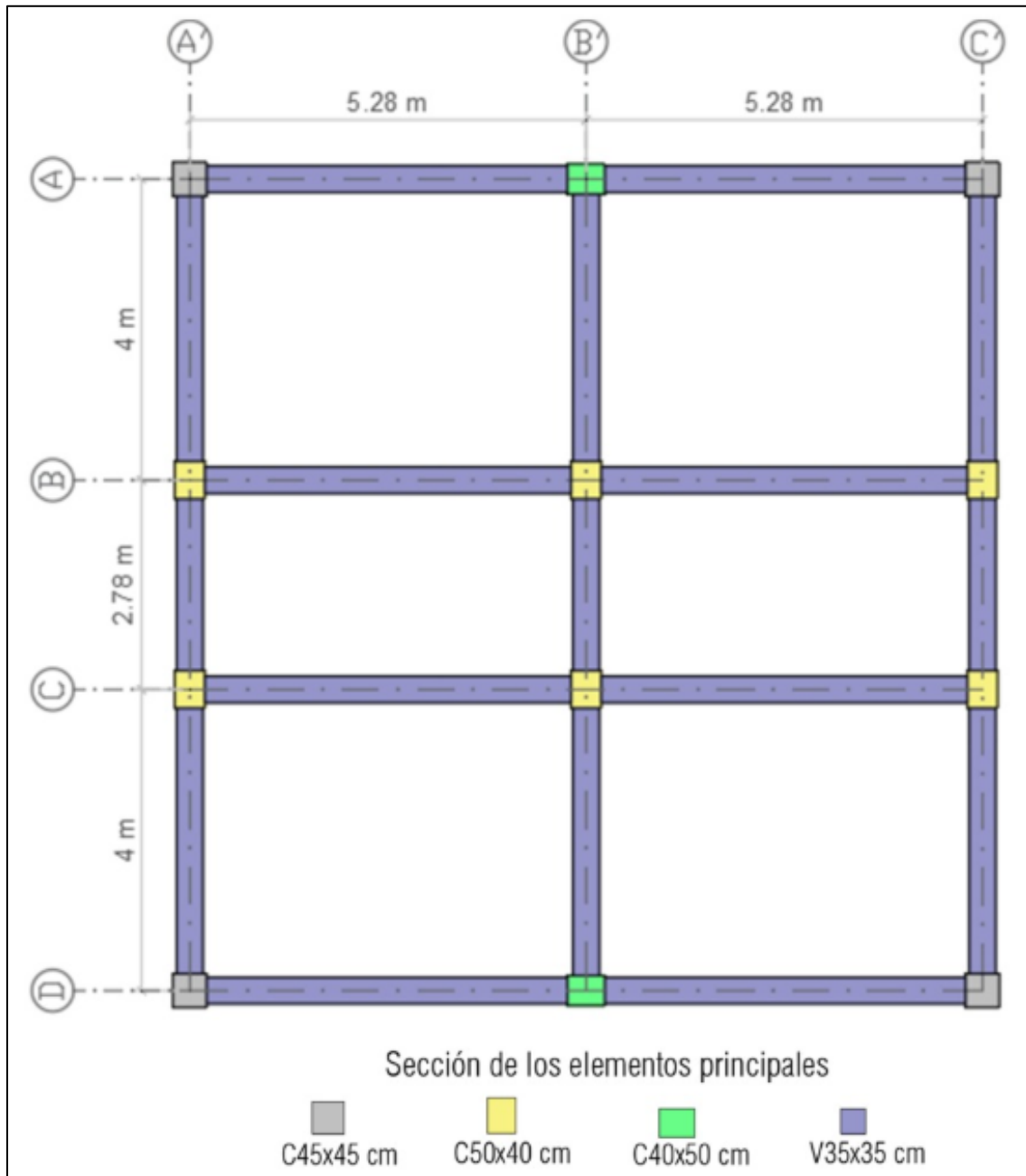


Figura A4.5 Vista lateral (Dirección X).

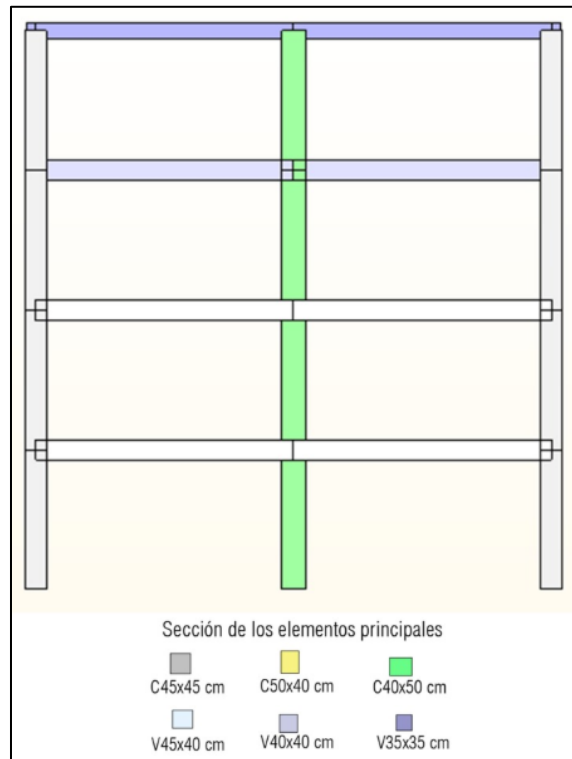
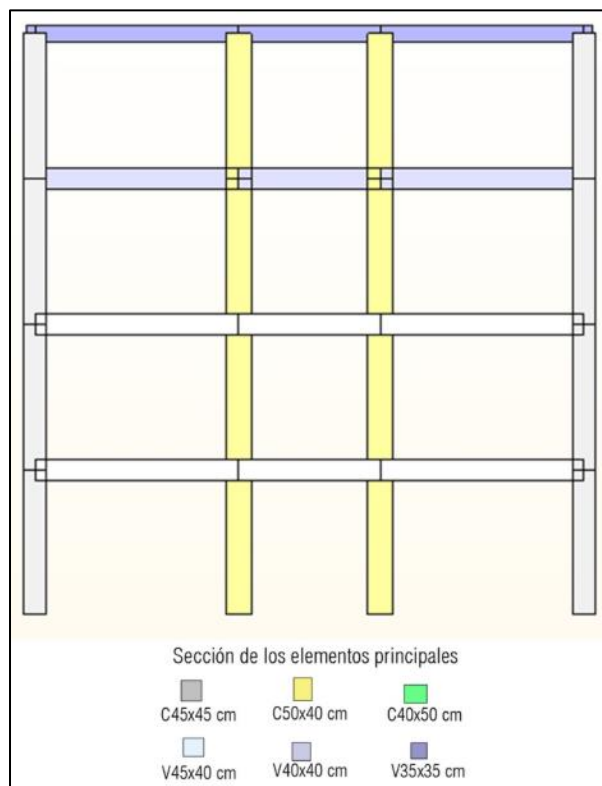


Figura A4.6 Vista lateral (Dirección Y).



Apéndice E. Desplazamientos

Los valores de desplazamientos del modelo inicial y final se miden a nivel superior de la estructura, para cada una de las direcciones principales X y Y.

Figura A5.1 Desplazamientos modelo inicial (Dirección X y Y).

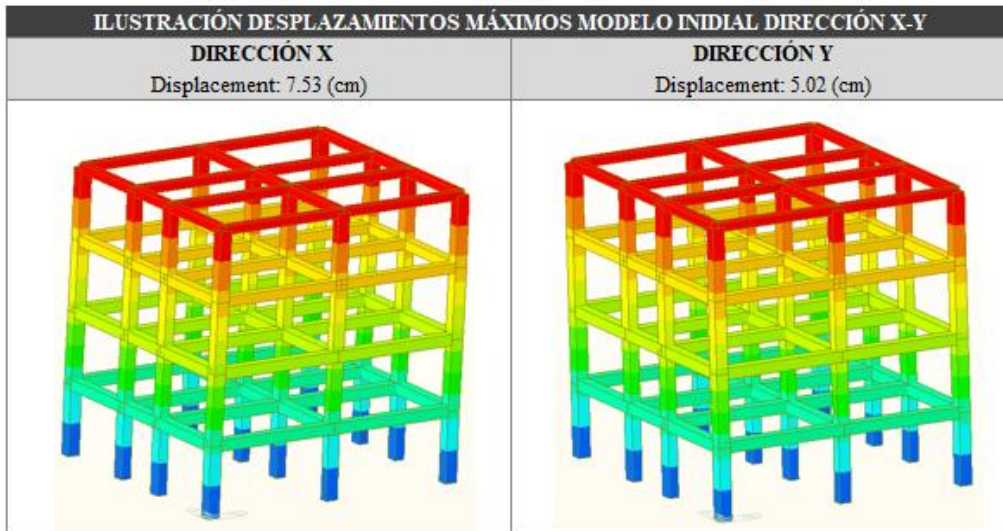
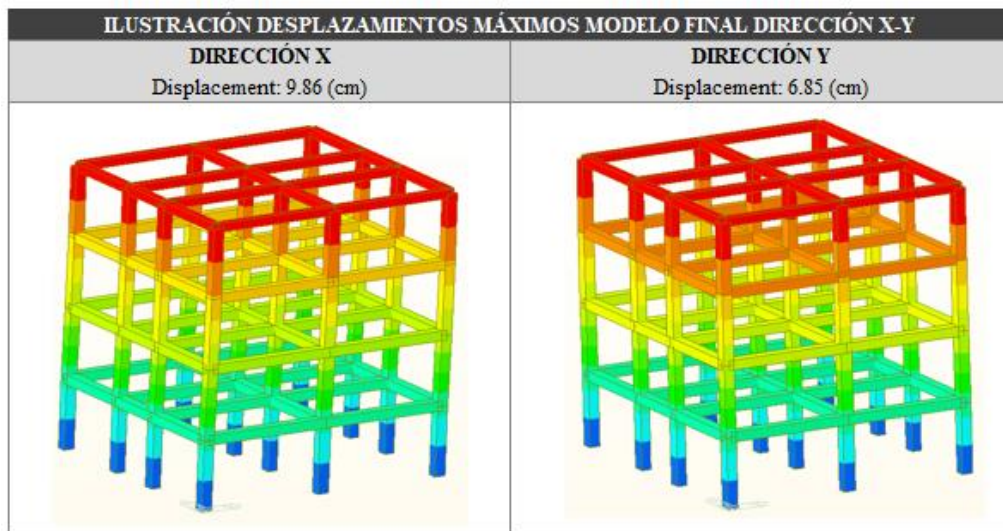


Figura A5.2 Desplazamientos modelo final (Dirección X y Y).



Apéndice F. Desempeño de las rótulas

El desempeño de las rótulas de los elementos tipo columna analizados, tiene la siguiente clasificación:

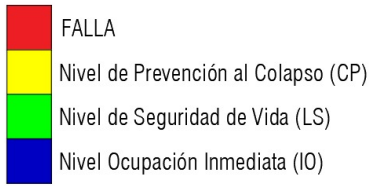


Figura A6.1 Comparativo del desempeño de las rótulas del modelo inicial vs. modelo final (DX ESTÁTICO).

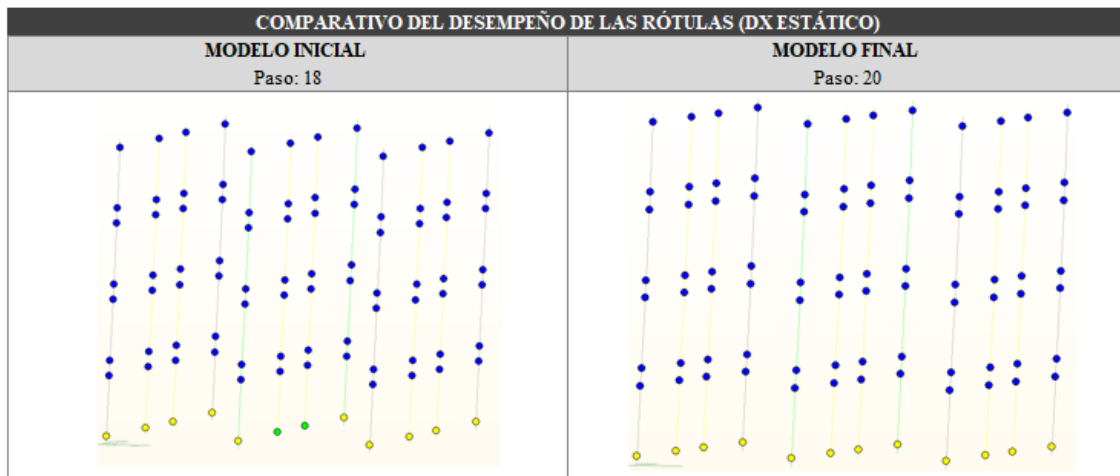


Figura A6.2 Comparativo del desempeño de las rótulas del modelo inicial vs. modelo final (DX ESPECTRO).

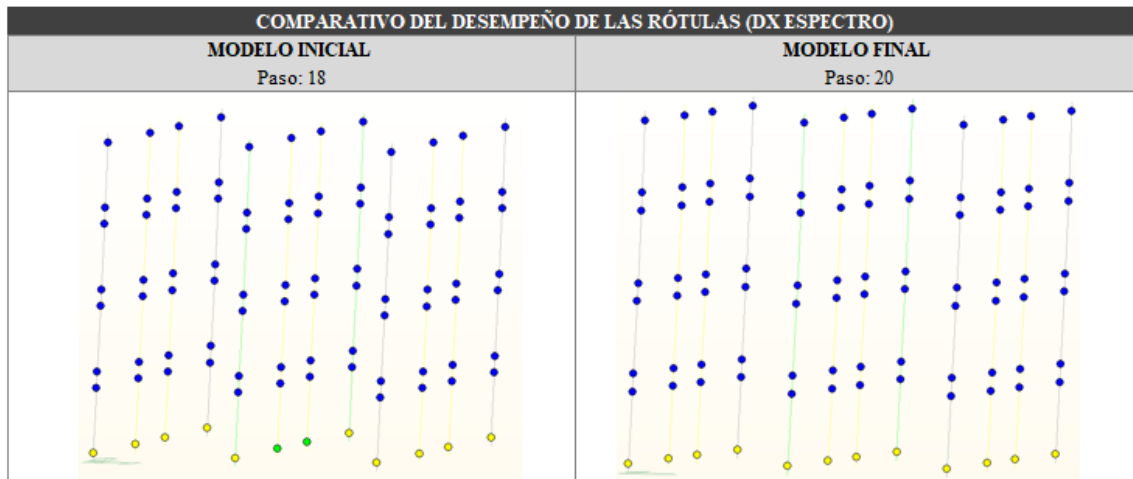


Figura A6.3 Comparativo del desempeño de las rótulas del modelo inicial vs. Modelo final (DY ESTÁTICO).

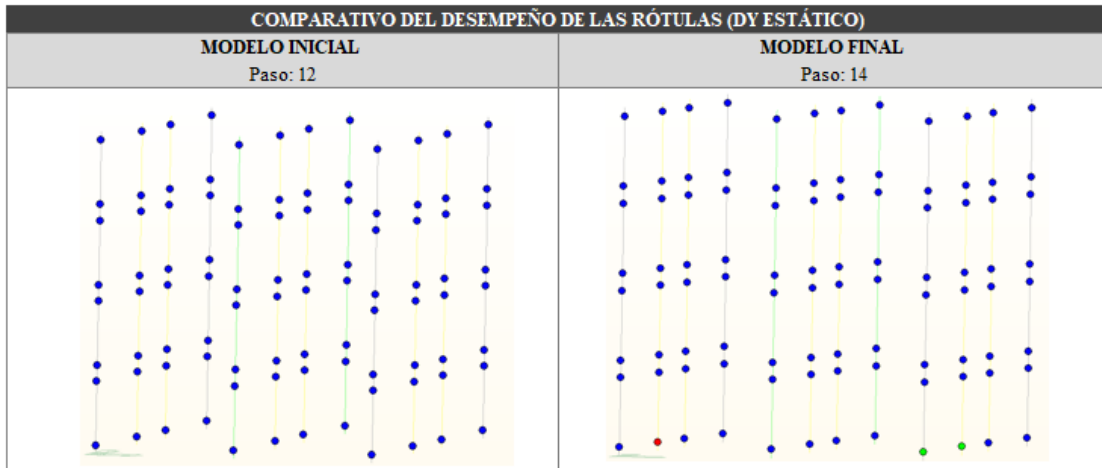
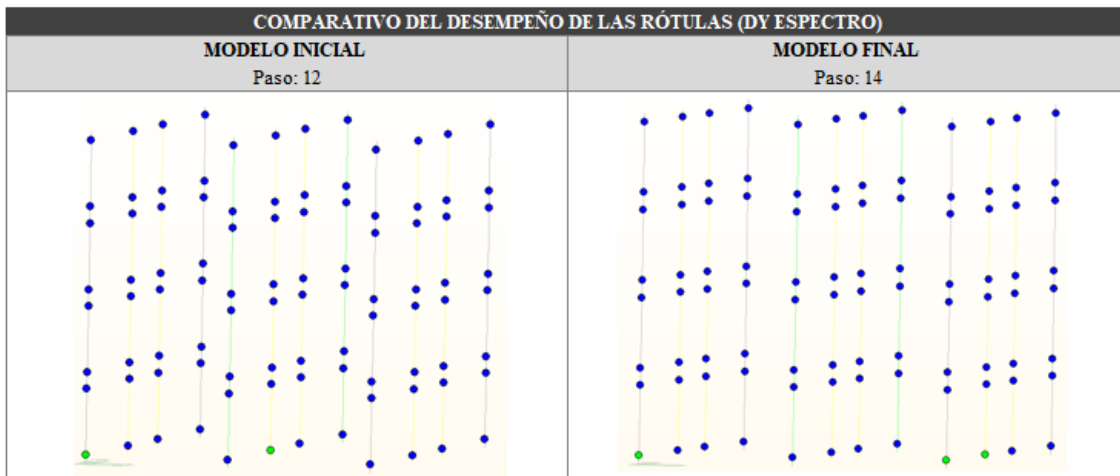


Figura A6.4 Comparativo del desempeño de las rótulas del modelo inicial vs. Modelo final (DY ESPECTRO).



Apéndice G. Estado de las rótulas

El estado de las rótulas de los elementos tipo columna analizados, tiene la siguiente clasificación:

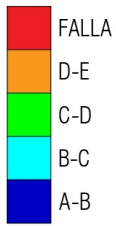


Figura A7.1 Comparativo del estado de las rótulas del modelo inicial vs. Modelo final (DX ESTÁTICO).

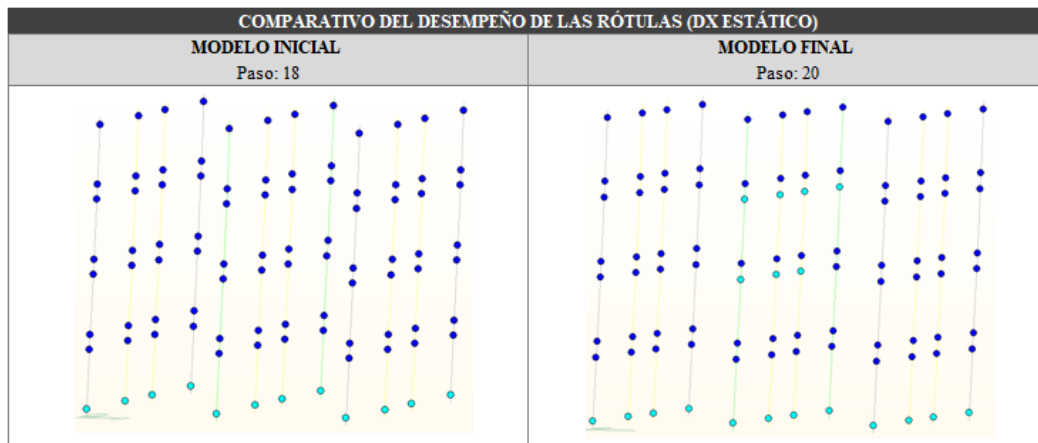


Figura A7.2 Comparativo del estado de las rótulas del modelo inicial vs. Modelo final (DX ESPECTRO).

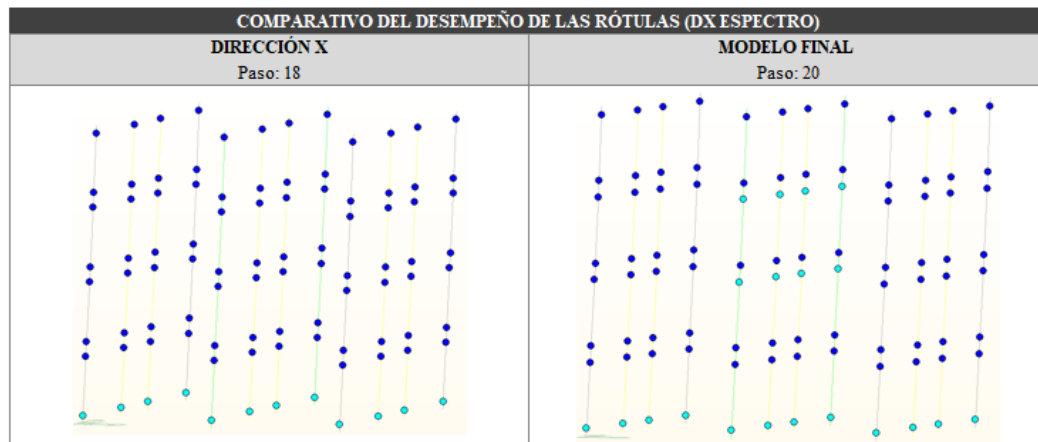


Figura A7.3 Comparativo del estado de las rótulas del modelo inicial vs. Modelo final (DY ESTÁTICO).

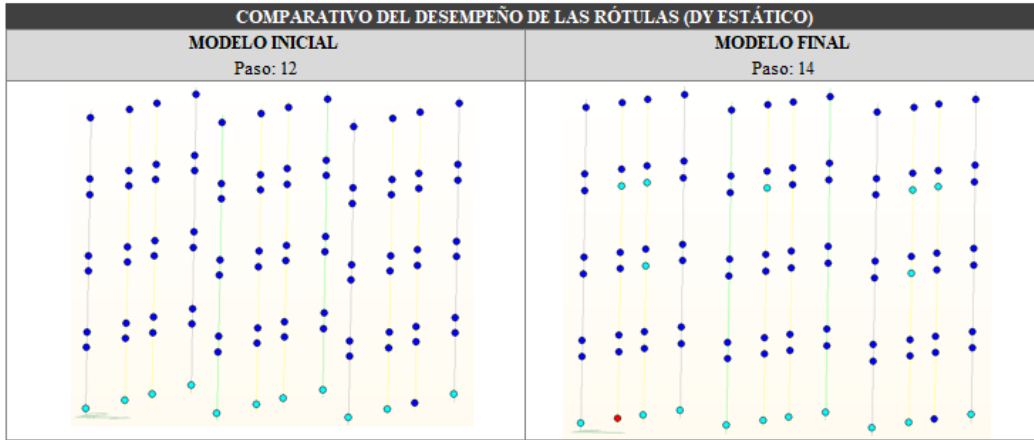
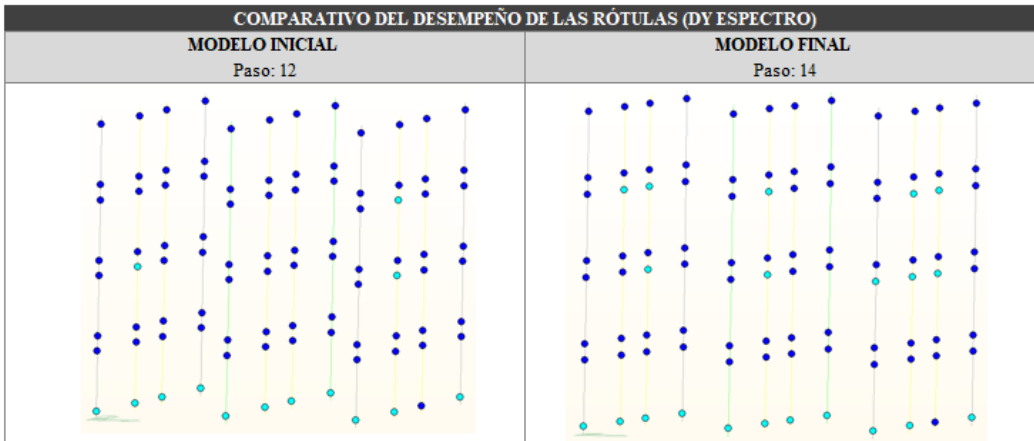


Figura A7.4 Comparativo del estado de las rótulas del modelo inicial vs. Modelo final (DY ESPECTRO).



Apéndice H. Gasto de concreto

Tabla A8.1 Gasto de concreto del modelo inicial.

ELEMENTO	CANTIDAD	BASE (m)	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	MASA (Kg)
Columna tipo 1	4	0.50	0.50	11.4	274
Columna tipo 2	2	0.40	0.50	11.4	109
Columna tipo 3	6	0.55	0.40	11.4	361
					$\Sigma = 744$

Tabla A8.2 Gasto de concreto del modelo final.

ELEMENTO	CANTIDAD	BASE (m)	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	MASA (Kg)
Columna tipo 1	4	0.45	0.45	11.4	222
Columna tipo 2	2	0.40	0.50	11.4	109
Columna tipo 3	6	0.5	0.40	11.4	328
					$\Sigma = 659$