



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

INGENIERÍA CIVIL

Diseño sismorresistente, verificación de diseño y análisis de costos para un edificio
hormigón armado

Trabajo previo a la obtención del grado académico de Ingeniería Civil

Autores:

Maldonado Arévalo Alex Eduardo

Neira Balarezo Mateo Enrique

Director:

Ing. Esteban Marcelo Cabrera Vélez, Ph.D.

Cuenca – Ecuador

2024

DEDICATORIA

A mis padres Segundo Maldonado y Marina Arévalo, quienes me han permitido el privilegio de la educación y el de demostrarme a mí mismo de lo que soy capaz, a mi hermano J. Santiago quien me impulsó no solo iniciarme en este camino sino también a terminarlo, pero sobre todo a mi abuelo Luis Aurelio Maldonado Estrella†, quien me ha demostrado que las grandes cosas pueden venir de los lugares más sencillos, y a pesar de que se encuentre con el Señor, sus enseñanzas no dejan, ni dejarán de guiar mi vida.

Alex Maldonado Arévalo

DEDICATORIA

A mis padres Enrique y Lourdes por su amor y apoyo incondicional, a mis hermanas Angélica y Amalia por siempre estar en cada momento importante de mi vida, a mi familia y amigos que me dieron aliento a seguir siempre adelante y no dejarme vencer por eso y muchas cosas más este trabajo va dedicado a todos ustedes con todo mi cariño.

Mateo Neira Balarezo

AGRADECIMIENTOS

Dar gracias a mi familia, a mis padres, a mis hermanos y a mis primos Freddy, Katherine y Evelyn, quienes han sido un gran apoyo especialmente en este último paso en donde terminan mis estudios de grado.

A todos los profesores que me han sabido compartir sus enseñanzas, a los que me han hecho poner en duda de mis conocimientos y a los que han sabido tener expectativas en mi persona.

Un sincero agradecimiento al profesor, ingeniero y quiero atreverme a decir amigo Esteban Cabrera, que con su estoicismo supo confiar en las capacidades de mi compañero de trabajo y de mí, por haberme permitido llevar a cabo de manera paralela un proceso de avenencia con las estructuras.

A mis amigos Kenneth, Chang, Julio, Nicolás, Josmel y Andrés que supieron brindarme su amistad, señalándome así, que este proceso no tiene por qué ser una experiencia amarga, sino una experiencia digna de recordar.

Alex Maldonado Arévalo

AGRADECIMIENTOS

Muchísimos agradecimientos a nuestro tutor Ing. Esteban Cabrera, PhD, el cual durante todo este proceso no ha sido más que un gran apoyo en cada momento no solo enseñándonos cosas nuevas sino impulsándonos a seguir adelante.

A mis familiares que estuvieron apoyándome en todo momento, y a mis amigos que me ayudaron con la realización de la tesis.

Especialmente a mi compañero de Tesis ya que sin el este trabajo no hubiera salido adelante, gracias por tu dedicación.

Mateo Neira Balarezo

RESUMEN

El presente trabajo parte del bosquejo de planos arquitectónicos para un proyecto emplazado en San Juan Bosco – Morona Santiago, al cual se le dió una solución estructural distinta a la ya existente en donde se llevó a cabo un diseño basado en fuerzas (DBF) que realiza un control de derivas máximas en concordancia con los código de diseño NEC y de manera complementaria con la normativa ACI 318-19, posteriormente se llevó a cabo un análisis por desempeño donde se busca entender el comportamiento de la estructura a través de la obtención de la curva de capacidad analizando su rango no lineal que sirve para conocer su punto de desempeño según lo menciona el método planteado por FEMA 440 para distintos periodos de retorno y niveles de amenaza sísmica según lo dicta el criterio VISION 2000, para finalmente llevar a cabo una valoración económica de la obra gris de la superestructura en base de los planos de detalle obtenidos en el diseño estructural tomando en cuenta parámetros como materiales a utilizarse, maquinaria y salarios, con todo esto se presenta un cronograma realizado acorde al principio de la ruta crítica.

Palabras clave: Diseño estructural, análisis no lineal, curva de capacidad, punto desempeño, ingeniería de costos.

ABSTRACT

This work is based on the outline of architectural plans for a project located in San Juan Bosco - Morona Santiago, which was given a different structural solution to the existing one where a design based on forces (DBF) was carried out that performs a control of maximum drifts in accordance with the NEC design code and in a complementary manner with the ACI 318-19 regulations, subsequently a performance analysis was carried out where it is sought to understand the behavior of the structure through obtaining the capacity curve by analyzing its non-linear range that serves to know its performance point as mentioned in the method proposed by FEMA 440 for different return periods and levels of seismic threat as dictated by the VISION 2000 criterion, to finally carry out an economic valuation of the gray work of the superstructure based on the detail plans obtained in the structural design taking into account parameters such as materials to be used, machinery and salaries, with all this a schedule is presented made according to the principle of the critical path.

Keywords: Structural design, nonlinear analysis, capacity curve, performance point, cost engineering.

Índice de contenidos

Índice de contenidos	i
Índice de figuras.....	iv
Índice de tablas	vii
Índice de ecuaciones	ix
1. Introducción	1
1.1 Motivación	1
1.2 Problemática	1
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos.....	4
1.4.1 Objetivo general.....	4
1.4.2 Objetivos específicos	4
1.5 Descripción de la estructura.....	4
1.6 Alcance	4
2. Marco teórico	6
2.1 Descripción	6
2.2 Antecedentes.....	7
3. Definición de elementos y sus propiedades	10
3.1 Predimensionamiento de elementos estructurales	10
3.1.1 Pre dimensionamiento de losa	10
3.1.2 Pre dimensionamiento de vigas	11
3.1.3 Pre dimensionamiento de columnas.....	12
3.2 Modelo estructural en ETABS.....	13
3.2.1 Definición de grilla para el modelo	13
3.2.2 Definición de propiedades de materiales de construcción	14
3.2.3 Definición de secciones para elementos estructurales	16
3.2.4 Trazado de elementos estructurales	18
3.2.5 Definición de cargas y acciones.....	21
4. Diseño basado en fuerzas, DBF	26
4.1 Espectro de diseño	26
4.1.1 F_a : coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	27

4.1.2	F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	27
4.1.3	F_s : comportamiento no lineal de los suelos.....	28
4.1.4	η : relación de amplificación espectral	29
4.1.5	Determinación de los límites para los periodos de vibración, T_c y T_0	29
4.1.6	Obtención de espectro de diseño.....	30
4.2	Cálculo del peso del edificio.....	34
4.3	Análisis estructural.....	35
4.3.1	Cortante basal estático	35
4.3.2	Cortante basal dinámico.....	45
4.3.3	Derivas	47
4.3.4	Torsión	49
4.3.5	Distorsión.....	50
4.3.6	Deflexiones	54
4.3.7	Índice de estabilidad	55
4.4	Diseño estructural	57
4.4.1	Diseño de columnas	57
4.4.2	Diseño de vigas	60
4.4.3	Diseño de muros	61
4.4.4	Diseño de nudos	62
4.4.5	Diseño de losas	64
5.	Análisis no lineal.....	66
5.1	Análisis por desempeño	66
5.2	Obtención de la curva de capacidad.....	69
5.3	Rótulas plásticas.....	71
5.4	Niveles y punto de desempeño	75
6.	Ingeniería de costos.....	80
6.1	Cantidades de obra.....	80
6.2	Análisis de Precios Unitarios	83
6.3	Presupuesto	91
6.4	Cronograma valorado y método de la ruta crítica, CPM	91

7. Discusión de resultados.....	95
Conclusiones.....	96
Recomendaciones	97
Bibliografía	98
8. Anexos	101
A. Anexo 1: Diagramas de interacción.....	101
B. Anexo 2: Diagramas de rotulas plásticas	106
C. Anexo 3: Planos.....	108
.....	109

Índice de figuras

Figura 1.1: Cinturón de fuego del Pacífico.....	2
Figura 1.2: Placas de Nazca y Sudamericana.....	3
Figura 2.1: Cronología del diseño sismorresistente.....	8
Figura 3.1: Losa nervada equivalente de predimensionamiento.....	11
Figura 3.2: Viga de predimensionamiento.....	12
Figura 3.3: Columna de predimensionamiento.....	13
Figura 3.4: Definición de grilla en ETABS (vista X-Y).....	14
Figura 3.5: Definición de grilla (elevación).....	14
Figura 3.6: Definición de propiedades para un hormigón $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$	15
Figura 3.7: Definición de propiedades para un acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	15
Figura 3.8: Definición de sección de columna.....	16
Figura 3.9: Definición de armado para una columna.....	17
Figura 3.10: Definición de propiedades para una viga.....	17
Figura 3.11: Definición de propiedades de losa.....	18
Figura 3.12: Trazado de columnas en 3D.....	19
Figura 3.13: Vista en planta del trazado de columnas.....	19
Figura 3.14: Trazado de vigas en 3D.....	20
Figura 3.15: Vista en planta del nivel L0, del trazado de columnas.....	20
Figura 3.16: Trazado de losas en 3D.....	21
Figura 3.17: Vista en planta del nivel L0, del trazado de losas.....	21
Figura 3.18: Cargas muerta y viva aplicadas a las losas.....	23
Figura 3.19: Definición de patrones de carga.....	23
Figura 3.20: Definición de combinaciones de carga.....	25
Figura 4.1: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a vs T	26
Figura 4.2: Espectros de diseño obtenidos de la NEC.....	30
Figura 4.3: Espectro de diseño considerado para el software ETABS.....	31
Figura 4.4: Curvas de peligro sísmico, Macas.....	32
Figura 4.5: Correspondencia entre la aceleración usada para definir el escenario sísmico de un suelo tipo D, y el valor de los coeficientes de amplificación de suelo.....	33
Figura 4.6: Espectro de demanda de aceleraciones para San Juan Bosco, suelo tipo D para distintos periodos de retorno.....	34
Figura 4.7: Comparación del cortante basal estático calculado y el cortante basal estático dado por ETABS.....	45
Figura 4.8: Cortante basal dinámico en las direcciones X y Y para cada piso, y cortante basal calculado.....	46
Figura 4.9: Modelo tridimensional de la edificación con muros de corte.....	48
Figura 4.10: Comparación de derivas inelásticas en la dirección X y la dirección Y.....	49
Figura 4.11: Nodos tomados para el control de distorsión en X.....	51
Figura 4.12: Nodo de control 1 en la dirección X.....	52

Figura 4.13: Nodo de control 2 en la dirección X.....	52
Figura 4.14: Nodos tomados para el control de distorsión en Y.....	53
Figura 4.15: Nodo de control 1 en la dirección Y.....	53
Figura 4.16: Nodo de control 2 en la dirección Y.....	54
Figura 4.17: Diagrama de Momento, Cortante y Elástica para la viga mas esforzada.	55
Figura 4.18: Vista en elevación del edificio, eje F.	58
Figura 4.19: Vista en elevación del edificio, eje C.	58
Figura 4.20: Diagrama de interacción para la columna C50.	59
Figura 4.21: Definición de propiedades del nervio para losa.	64
Figura 5.1: Niveles de desempeño, a) Operacional, b) Ocupación inmediata, c) Seguridad de vida, d) Prevención al colapso	67
Figura 5.2: Refuerzo de viga 35x48 cm.....	69
Figura 5.3: Refuerzo de columna 50x50 cm.....	70
Figura 5.4: Definición de armado de muros de corte.....	70
Figura 5.5: Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de hormigón armado.....	71
Figura 5.6: Asignación de rotulas plásticas en vigas.	73
Figura 5.7: Definición de rotulas plásticas en vigas.	73
Figura 5.8: Asignación de rotulas plásticas en columnas.	74
Figura 5.9: Definición de rotulas plásticas en columnas.	74
Figura 5.10: Curva de rotula plástica para viga 35x48 cm, con niveles de desempeño.	75
Figura 5.11: Curva de rotula plástica para columna 50x50 cm, con niveles de desempeño.	75
Figura 5.12: Sobreescritura de rotulas plásticas.	76
Figura 5.13: Niveles de desempeño.	77
Figura 5.14: a) Curva de capacidad X, b) Análisis por desempeño X, c) Curva de capacidad Y, d) Análisis por desempeño Y, e) Comparación de curvas de capacidad.....	78
Figura 6.1:Estructura modelada en Archicad 24.....	80
Figura 6.2:Cronograma de obra.	92
Figura 6.3: Continuación ruta crítica.	92
Figura 6.4:Ruta crítica.	92
Figura 8.1: Diagrama de interacción para columna C50: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.	101
Figura 8.2: Diagrama de interacción para columna C55: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.	102
Figura 8.3: Diagrama de interacción para columna C65: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.	103
Figura 8.4: Diagrama de interacción para columna C70: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.	104
Figura 8.5: Diagrama de interacción para columna C80: nivel LS.....	105

Figura 8.6: Diagrama de rotulas plásticas para columna C50: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2. 106

Figura 8.7: Diagrama de rotulas plásticas para columna C55: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2. 107

Figura 8.8: Diagrama de rotulas plásticas para columna C65: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2. 108

Índice de tablas

Tabla 3.1: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.	10
Tabla 3.2: Altura mínima de vigas no preesforzadas.	11
Tabla 3.3: Metrado de cargas para un piso tipo en función de distintos materiales.	22
Tabla 3.4: Combinación para el diseño por última resistencia.	24
Tabla 3.5: Adaptación de combinación para el diseño por última resistencia.	25
Tabla 4.1: Valores de Z en función de la zona sísmica adoptada. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).	26
Tabla 4.2: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a . (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).	27
Tabla 4.3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a . (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).	28
Tabla 4.4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s . (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).	28
Tabla 4.5: Niveles de amenaza sísmica.	31
Tabla 4.6: Escenarios sísmicos definidos para distintos periodos de retorno.	33
Tabla 4.7: Peso del edificio y de sus elementos.	34
Tabla 4.8: Valores de C_t y α , en función del tipo de estructura.	36
Tabla 4.9: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	37
Tabla 4.10: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	38
Tabla 4.11: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.	38
Tabla 4.12: Coeficientes de irregularidad en planta.	40
Tabla 4.13: Coeficientes de irregularidad en elevación.	41
Tabla 4.14: Valores de k en función del periodo.	44
Tabla 4.15: Obtención del cortante basal mediante calculo sugerido por la NEC.	44
Tabla 4.16: Cortante basal dinámico en las direcciones X y Y para cada piso.	46
Tabla 4.17: Derivas inelásticas para la dirección X y la dirección Y.	48
Tabla 4.18: Porcentajes de participación de masas en los modos de vibrar.	49
Tabla 4.19: Irregularidad geométrica en planta.	50
Tabla 4.20: Índice de estabilidad del edificio en la dirección X.	56
Tabla 4.21: Índice de estabilidad del edificio en la dirección Y.	56
Tabla 4.22: Secciones de columna adicionales con su acero longitudinal.	57
Tabla 4.23: Cálculos para la comprobación de nudo fuerte.	62
Tabla 4.24: Aceros de refuerzos en nervios de losa.	65
Tabla 5.1: Niveles de desempeño.	66
Tabla 5.2: Desempeño de la edificación en el sentido X en desplazamientos y derivas para distintos periodos de retorno	78
Tabla 5.3: Desempeño de la edificación en el sentido Y en desplazamientos y derivas para distintos periodos de retorno	78

Tabla 6.1: Volumen de hormigón para columnas.....	81
Tabla 6.2: Volumen de hormigón para vigas.....	81
Tabla 6.3: Volumen de hormigón necesario para muro estructural.....	82
Tabla 6.4: Volumen de hormigón necesario para losa.....	82
Tabla 6.5: Resumen cuantificación acero de refuerzo.....	83
Tabla 6.6: APU hormigón simple f'c210.....	84
Tabla 6.7: APU encofrado de madera.....	85
Tabla 6.8: APU fundición de columna de hormigón armado.....	86
Tabla 6.9: APU fundición de viga de hormigón armado.....	87
Tabla 6.10: APU fundición de muro de hormigón armado.....	88
Tabla 6.11: APU fundición losa alivianada.....	89
Tabla 6.12: APU armado de acero de refuerzo.....	90
Tabla 6.13: Presupuesto.....	91
Tabla 6.14: Cronograma valorado.....	93
Tabla 6.15: Cronograma valorado.....	94
Tabla 6.16: Cronograma valorado.....	94

Índice de ecuaciones

Ecuación 3.1.....	16
Ecuación 4.1.....	29
Ecuación 4.2.....	29
Ecuación 4.3.....	35
Ecuación 4.4.....	35
Ecuación 4.5.....	43
Ecuación 4.6.....	54
Ecuación 4.7.....	55
Ecuación 4.8.....	59
Ecuación 4.9.....	62
Ecuación 4.10.....	62
Ecuación 4.11.....	62
Ecuación 4.12.....	63
Ecuación 4.13.....	63

1. Introducción

1.1 Motivación

En el Ecuador, al encontrarse en una zona de alto peligro sísmico, se debe tener en cuenta varios factores al momento de realizar un diseño estructural. El siguiente trabajo tiene como finalidad realizar un diseño sismorresistente para un edificio de hormigón armado partiendo de planos arquitectónicos para un edificio municipal, que cumpla con los requisitos establecidos por las normativas usadas actualmente en el Ecuador, comprobando el diseño sismorresistente mediante un análisis no lineal, además de realizar un estudio económico de la estructura para así conocer su costo total.

1.2 Problemática

Dentro del trabajo que realiza un ingeniero civil está el dar solución a los problemas estructurales en un proyecto constructivo tomando en cuenta factores tales como la ubicación del proyecto, el tipo de uso que se le dará a la edificación, cargas estáticas a la que estará sometido y factores importantes como el de clasificación del peligro sísmico, el cual según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

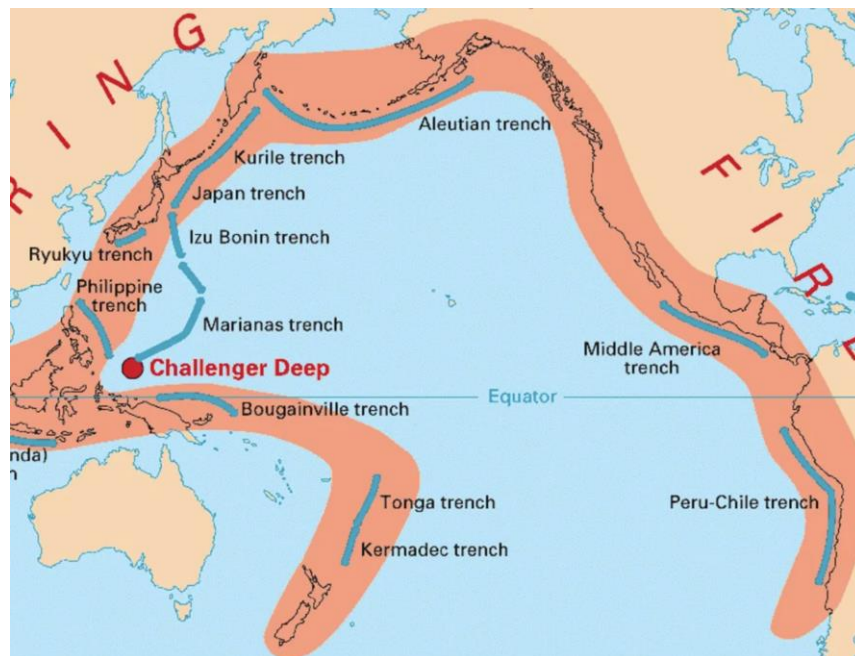
En el código NEC-SE-DS en el que se menciona el Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, determina varias consideraciones a tener en cuenta como, por ejemplo; un factor de zona Z que varía según la caracterización del peligro sísmico, por lo que el diseño estructural debe resistir las sollicitaciones de dicho lugar para así no afectar la integridad de los ocupantes.

Cabe recalcar que para realizar un buen diseño estructural no únicamente hay que cumplir con la NEC, además de ese aspecto es necesario el tener un buen criterio a la hora de construir debido a que la norma nos da libertad de escoger entre varias formas de llevar a cabo un diseño, como las vigas banda, este tipo de vigas se utilizan ampliamente en la construcción dentro del Ecuador lo cual puede llegar a ser contraproducente, ya que al momento de un evento sísmico, pueden llegar

a provocar fallas frágiles debido al efecto de punzonamiento que realiza la columna. (Bermeo, Sánchez, & Placencia, 2020)

Todo esto sumado a que el Ecuador se encuentra dentro del cinturón de fuego, esta zona se caracteriza debido a que ahí se producen cerca del 90% de los sismos en el mundo en una zona de 40000 km, en la que se abarca países como Japón, Estados Unidos y países latinoamericanos como Chile (CNN , 2024).

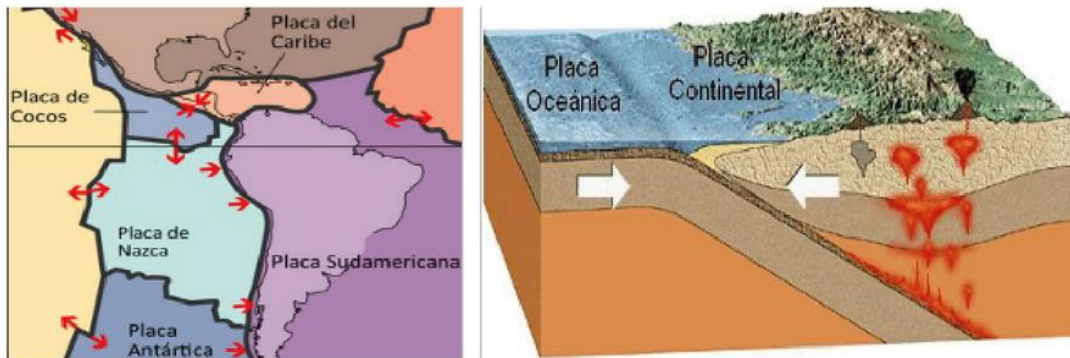
Figura 1.1: Cinturón de fuego del Pacífico.



Fuente 1: Tomado de (CNN , 2024).

Ubicando a Ecuador de una forma más específica se puede resaltar que este se encuentra entre las placas Sudamericana y Nazca como se muestra en la Figura 1.2 cuales están constantemente generan fricción entre ellas, y al momento que una de las placas llega a ceder se provocan liberaciones de energía lo que puede detonar en un sismo de gran magnitud. (Quinde & Reinoso, 2016).

Figura 1.2: Placas de Nazca y Sudamericana.



Fuente 2: Tomado de (Universidad Nacional de la Plata, 2016)

Debido a lo mencionado en Ecuador es afectado constantemente por sismos de magnitudes grandes uno de los más recientes fue en Pedernales en el año 2016 alcanzando una magnitud de 7.8 en la escala de Richter dejando varias edificaciones colapsadas o con daños estructurales muy graves, muchas de ellas se vieron tan afectadas debido a que no contaban con un diseño sismorresistente o incumplían con las normativas al momento de su construcción, a pesar de sus devastación este no fue el mayor terremoto que ha habido en el Ecuador, el mayor sismo ocurrió hace un siglo el cual fue uno de los diez terremotos más grandes en la historia en cuanto a su magnitud, teniendo en cuenta todos estos factores se puede asumir que en el país existe un gran riesgo sísmico el cual se debe tomar en cuenta al momento del diseño.

1.3 Justificación

El diseño estructural deberá contemplar todos los aspectos antes mencionados al momento de pre dimensionar cada uno de los elementos con un buen criterio siguiendo las normas las cuales son fundamentales en todo momento para salvaguardar la integridad de los ocupantes, siguiendo pasos esenciales descritos, ya que en ellas podemos encontrar los requerimientos mínimos para el diseño de nuestro edificio y espectros de diseño según la zona y caracterización en la que se encuentre. Para realizar una comprobación de diseño sismo resistente es necesario apoyarse en un análisis no lineal el cual consiste en analizar el comportamiento de la estructura más allá de su rango elástico, puesto que en sismos de gran duración la edificación puede llegar a un rango inelástico. Obteniendo con este análisis, un diseño más concordante con el comportamiento real de la

estructura tomando en cuenta el historial sísmico en el Ecuador, este análisis es indispensable para verificar el diseño (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010).

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Analizar, llevar a cabo el diseño sismorresistente y valorar económicamente una edificación de hormigón armado según las normas vigentes.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar los planos arquitectónicos de una edificación.
- Pre dimensionar la estructura utilizando la normativa ACI 318-19 y comprobación en software de análisis estructural.
- Comprobar el diseño mediante un análisis no lineal.
- Valorar económicamente el proyecto.
- Redactar el trabajo final.

1.5 Descripción de la estructura

La concepción de la estructura se basa en planos arquitectónicos de una edificación para uso de oficinas municipales, el cual está ubicado en San Juan Bosco en la provincia de Morona Santiago, que en su momento se consideraron criterios del Código Ecuatoriano de la Construcción del 2002.

1.6 Alcance

- Diseñar un modelo estructural basado en los planos arquitectónicos y analizar su respuesta a combinaciones de carga mediante simulaciones en el programa ETABS.
- Realizar una memoria técnica en la cual este especificada la los coeficientes obtenidos de la normativa, además de los elementos pre dimensionados y sus respectivos planos.

- Obtener un cronograma valorado el cual refleje las cantidades de obra, los rendimientos y los salarios que requiere la construcción de la estructura.

2. Marco teórico

2.1 Descripción

La edificación consta de 4 niveles y una cubierta, para uso de oficinas (Categorización NEC SEDS) del G.A.D San Juan Bosco, provincia de Morona Santiago. El diseño arquitectónico fue realizado en 2006 y su construcción terminó en 2008. Partiendo de esto, y atendiendo a los objetivos, se sabe que la NEC evalúa la amenaza sísmica centrándose de manera específica en la respuesta estructural ante los movimientos telúricos mediante espectros de respuesta. Los cuales tienen en cuenta las condiciones de sitio de construcción. Además, considera el tipo de uso, destino e importancia de la edificación. En el diseño, se emplean espectros de tipo elástico con un 5% de amortiguamiento en relación con el crítico para representar de manera adecuada los efectos dinámicos de las aceleraciones del suelo (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Dado que la meta del diseño sísmico es obtener estructuras seguras para la sociedad, dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos: se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para los temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables. También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general. Para conseguir los objetivos mencionados no basta que el ingeniero estructural conozca y aplique cuidadosamente los requisitos estipulados en reglamentos, sino que es indispensable que tenga conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas. (Piralla, 2002)

Es por esto que para verificar dichos niveles se requiere llevar a cabo un análisis no lineal con el objetivo de establecer cuál es su nivel de desempeño en el rango inelástico, pues este análisis proporciona los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, por lo que el análisis no lineal es importante en el diseño de edificios nuevos y existentes. Para promover la ductilidad en la estructura, es necesario que la columna sea más resistente que las vigas para asegurar una jerarquía deseable de fluencia, para permitir que dicho fenómeno físico ocurra en las vigas en flexión antes de la posible fluencia en columnas, porque la falla de la columna puede generar el colapso de toda la estructura. (Ocaña, 2016).

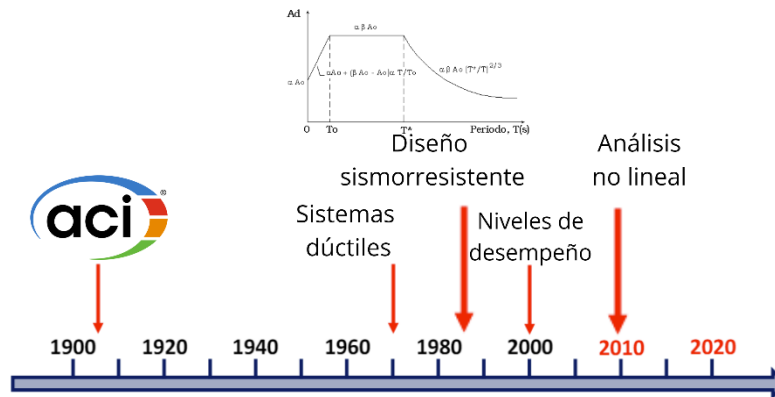
Por otro lado, en una edificación las cantidades de obras son indispensables de cara al área de gerencia de las construcciones, las cuales permitirán estimar la inversión monetaria y tiempo de construcción de la obra. Representados por un análisis de precios unitarios (APU, en donde se consideran parámetros como índices de precios actualizados, rendimientos del personal de la mano de obra, herramientas, equipos y transporte) y su cronograma respectivo, realizado únicamente en función de las actividades constructivas estructurales. El tener un buen conocimiento sobre los costos no solo de los materiales sino de todos aquellos conceptos y elementos que conlleva un proyecto sobre una construcción es muy importante ya que con esto podemos prevenir problemas futuros durante la elaboración de la obra e incluso al tener este conocimiento nos da mejores oportunidades y mejores alternativas para que la obra se realice exitosamente y de la manera más rápida posible. (Orellana, 2023)

2.2 Antecedentes

El hormigón armado uno de los materiales más usados en la actualidad junto con el acero, este primero data del siglo XVIII desde entonces ha ido evolucionando constantemente con el pasar de los años, hasta llegar a la actualidad. Desde 1906 empezó la construcción de las primeras edificaciones usando materiales modernos como acero y concreto con la creación de la normativa ACI, durante un gran periodo de tiempo la forma de construcción si bien evolucionó, no fue sino hasta 1970 que se empezó a promover los diseños dúctiles de las edificaciones, evitando así que las estructuras colapsen instantáneamente producto de las fallas frágiles. (Universidad Politecnica de cartagena, 2007).

Dos décadas después aparecen los primeros sistemas de control, los cuales ayudan a mitigar el daño estructural amortiguando la energía generada en su mayoría por sismos, dichos sistemas promueven diseños mucho más eficientes de las estructuras.

Figura 2.1: Cronología del diseño sismorresistente.



Fuente: Autores.

A inicios del siglo XXI muchas de las edificaciones empezaron a regirse bajo el diseño por desempeño, llevando a crear estructuras que sean capaces de soportar las cargas solicitadas sin llegar a sobredimensionar las secciones de los elementos, aportando un ahorro económico tanto a constructores como dueños de los inmuebles; sin embargo, no fue hasta a partir del año 2010 que se podían comprobar los diseños sismorresistentes mediante un análisis no lineal, mejorando así los diseños estructurales, ya que se pueden realizar análisis más certeros en cuanto a la capacidad de deformación de las estructuras y su punto de colapso dependiendo de las fuerzas laterales asumidas debido a un sismo.

En cuanto las normativas éstas han ido mejorando a partir de sismos que han dejado pérdidas tanto de vidas como materiales, a partir de estos eventos sísmicos se han realizado análisis del comportamiento de las estructuras, pudiendo así predecir su comportamiento con mayor certeza y mejorar las normativas, como ejemplo en 1985 en México se vivió un sismo el cual devastó muchas de las edificaciones dejando así pérdidas económicas enormes, en 1988 gracias a los análisis realizados nació el concepto de diseños de estructuras con un desempeño predecible, mejorando las normativas vigentes de la época, un año después en Lomas Prietas, E.E.U.U. surgió una catástrofe producida por un terremoto, como consecuencia en ese entonces se estimaron pérdidas por ocho mil millones de dólares, fue entonces se creó el comité SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) en el cual trabajaron en el documento VISION 2000 en el que se pueden encontrar directrices para el diseño sismorresistente y la evaluación estructural, que se establecen en las normativas.

Después de algunos eventos sísmicos en los que se podía diferenciar los daños en estructural mal concebidas y las estructuras que se acogieron a las normativas vigentes, llegó a crearse la normativa ATC 40 en 1996, en la que se empieza a realizar evaluaciones sísmicas basadas en los desplazamientos y empieza a aplicarse de manera práctica el concepto de diseño por desempeño.

En los años 1997 y 2000 se creó la normativa FEMA 273 y FEMA 356 en la que se encuentran los requerimientos mínimos para el diseño por desempeño y en el año 2005 se mejoraron los procedimientos para la evaluación sísmica por desplazamiento.

En 2007 se creó la normativa ASCE 41 para la rehabilitación de las edificaciones existentes, esta es la primera normativa basada en el concepto de diseño por desempeño, a partir de esta normativa llega en 2010 el concepto de análisis no lineal y posteriormente hasta la actualidad se han ocupado diseños basados en resiliencia. (Quinde P. , 2023)

3. Definición de elementos y sus propiedades

3.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

3.1.1 Pre dimensionamiento de losa

Para las losas se recurre al ACI 318-19 8.3.1.2 donde se plantea que el espesor mínimo de una losa que trabaja en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe ser calculado con la Tabla 3.1: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados. .

Tabla 3.1: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h , cm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 \geq \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n(0.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		12.5	(c) ^{[2],[3]}
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n(0.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 9\beta}$	(d)
		9.0	(e)

Fuente: Obtenido de (Comite ACI 318, 2019).

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas de borde de un panel.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre de la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (cm).

^[3] El termino β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Atendiéndose a la tabla 3.1 se tiene que:

$$\alpha_{fm} = 0.89$$

$$\beta = 1.131$$

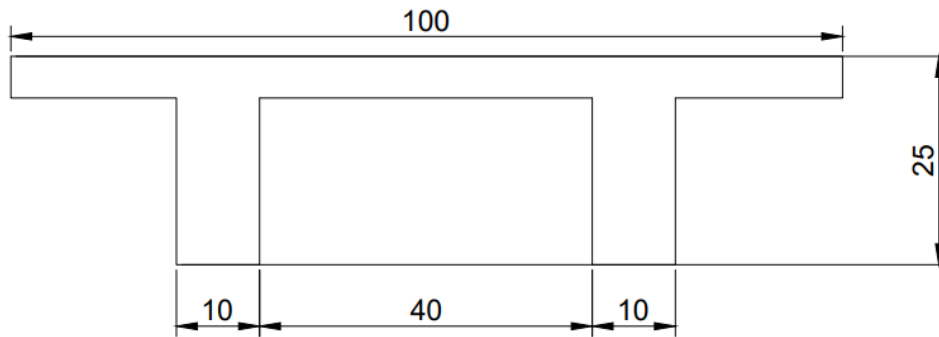
$$\ell_n = 605 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se requiere un espesor mínimo para la losa maciza de $h = 16.5 \text{ cm}$

Sin embargo, se opta por tomar una losa de 18 cm de espesor esto para esperar un mejor control de deflexiones dado que las luces más grandes entre columnas superan los seis metros, no obstante, por los métodos constructivos y económicos en donde la mano de obra presenta un menor costo que el material, se opta por una losa aligerada, en donde se colocaran nervios y casetones de tal manera que se mantenga la misma inercia que la losa maciza que se obtuvo por cálculo. En la Figura 3.1: Losa nervada equivalente de predimensionamiento:

Figura 3.1: Losa nervada equivalente de predimensionamiento.



Fuente: Autores.

Como se puede apreciar en la Figura 3.1: Losa nervada equivalente de predimensionamiento anterior se tiene:

- Ancho de casetón = 40 cm
- Ancho de nervio = 10 cm
- Altura de losa = 25 cm
- Espesor del tablero de compresión = 5 cm

3.1.2 Pre dimensionamiento de vigas

Partiendo de la Tabla 3.2: Altura mínima de vigas no preesforzadas. (Altura mínima de vigas no preesforzadas del ACI 318-19 inciso 9.31.1) para pre redimensionar la altura de la viga con la que se va a trabajar, se tiene:

Tabla 3.2: Altura mínima de vigas no preesforzadas.

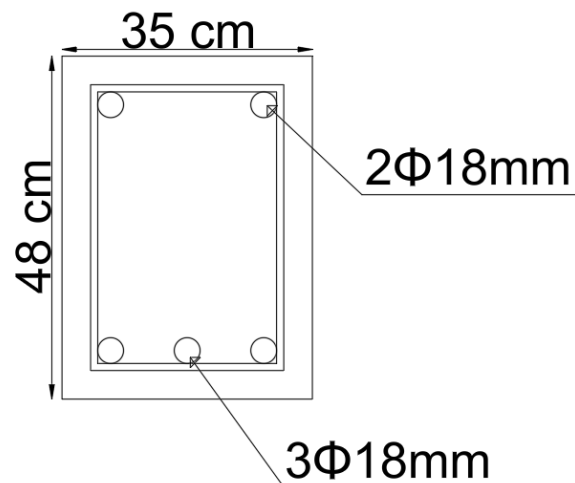
Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$\ell/16$

Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: Tomado de (Comite ACI 318, 2019)

Tomando en cuenta que se trabaja con una luz mayor de 640 cm, con a una condición de apoyo donde ambos extremos son continuos, se espera una viga de 30 cm de altura con una base mínima de 25 cm, no obstante, esto produciría una viga banda y dado que se requiere garantizar una viga fuerte y losa débil se sube el peralte de la viga a 48 cm, y la base a 35 cm. Véase la Figura 3.2.

Figura 3.2: Viga de predimensionamiento

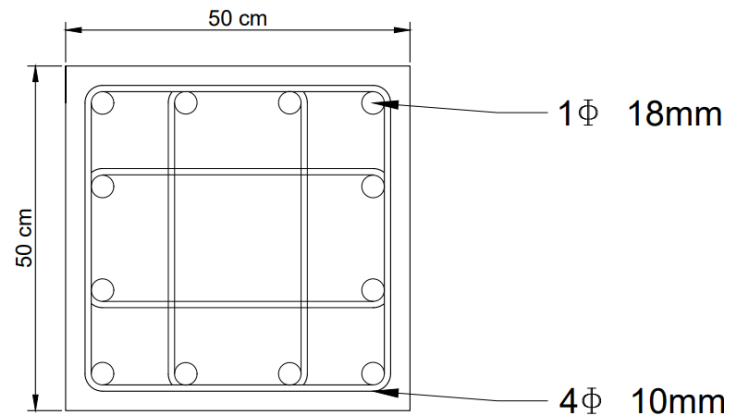


Fuente: Autores.

3.1.3 Pre dimensionamiento de columnas

De acuerdo con el ACI 318-19 en sus códigos 18.7.3.1.a y 18.7.3.1.b y considerando una columna tipo que sea la que más porción de losa vaya a cargar, a la vez que se pueda garantizar un nudo fuerte desde el predimensionamiento se plantea una columna cuadrada de 50 x 50 cm, con un recubrimiento de 4 cm y con 4 vinchas. Véase la Figura 3.3:

Figura 3.3: Columna de predimensionamiento.



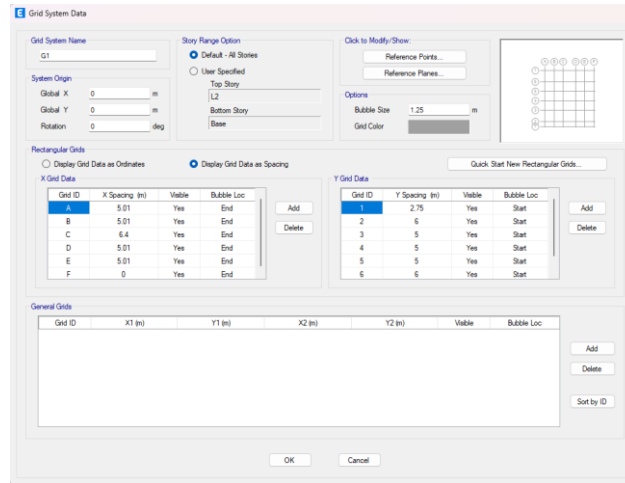
Fuente: Autores.

3.2 Modelo estructural en ETABS

3.2.1 Definición de grilla para el modelo

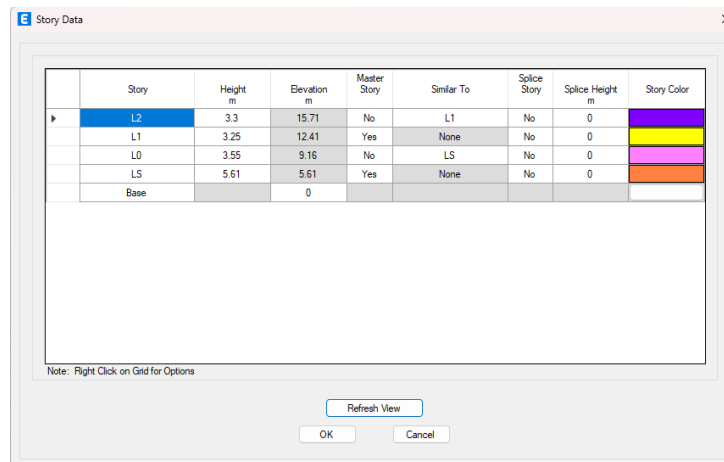
La grilla dentro del software ETABS, sirve de guía de referencia para el trazado en tres dimensiones de los elementos estructurales, estos pueden ser tipo *frame* o *shell*, por ejemplo. Para ello se parte de los planos arquitectónicos, donde ya se tiene una estructuración base para las columnas y según su disposición se colocan las distancias entre ejes ya sea tanto para X, Y y Z, tal como se puede apreciar en la Figura 3.4 y la Figura 3.5.

Figura 3.4: Definición de grilla en ETABS (vista X-Y).



Fuente: Autores.

Figura 3.5: Definición de grilla (elevación).



Fuente: Autores.

3.2.2 Definición de propiedades de materiales de construcción

Para esta edificación se hará uso de hormigón armado con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, a los 28 días, en la Figura 3.6 se muestran más detalles como su módulo de elasticidad (E), módulo de Poisson, adicionalmente se adjunta la definición de propiedades para el acero que se usara como refuerzo, con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tal como se indica en la Figura 3.7.

Figura 3.6: Definición de propiedades para un hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. The 'General Data' section includes: Material Name (fc210), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (magenta), and Material Notes (Modify/Show Notes...). The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with Weight per Unit Volume at 0.000002 tonf/cm³ and Mass per Unit Volume at 0 tonf-s³/cm⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E (182.591 tonf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (76.08 tonf/cm²). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' section has 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' selected. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Fuente: Autores.

Figura 3.7: Definición de propiedades para un acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for steel. The 'General Data' section includes: Material Name (j4200), Material Type (Rebar), Directional Symmetry Type (Uniaxial), Material Display Color (yellow), and Material Notes (Modify/Show Notes...). The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with Weight per Unit Volume at 0.000008 tonf/cm³ and Mass per Unit Volume at 8.004E-09 tonf-s³/cm⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E (2038.902 tonf/cm²) and Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Fuente: Autores.

Según el ACI 19.2.2.1(b) se debe calcular el módulo de elasticidad con la ecuación 3.1:

$$E_c = 15100\sqrt{f'c}$$

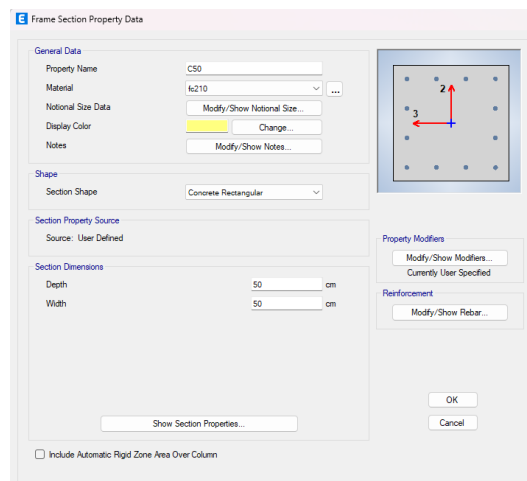
Ecuación 3.1

$$E_c = 15100\sqrt{f'c}$$
$$E_c = 15100\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$
$$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$$

3.2.3 Definición de secciones para elementos estructurales

Para las columnas se tomará una sección de 50 x 50 cm de acuerdo al pre diseño, esta propuesta será útil pues permite aproximarse a la solución estructural que se espera obtener, posteriormente según las demandas que se obtengan se cambiarán las secciones en las zonas que correspondan, tanto para las revisiones a efectos sísmicos, así como para el diseño que llevara al armado de los planos, en la Figura 3.8 y la Figura 3.9 se detallan las definiciones dadas para dicha columna.

Figura 3.8: Definición de sección de columna



Fuente: Autores.

Figura 3.9: Definición de armado para una columna.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
Longitudinal Bars: fy4200
Confinement Bars (Ties): fy4200

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4
Longitudinal Bar Size and Area: 18 mm, 2.55 cm²
Corner Bar Size and Area: 18 mm, 2.55 cm²

Confinement Bars
Confinement Bar Size and Area: 10 mm, 0.79 cm²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm
Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

OK Cancel

Fuente: Autores.

Partiendo del pre dimensionamiento se escoge una viga de 35 x 48 cm, la misma que deberá cumplir con las demandas tanto para efectos sísmicos, así como para demandas del diseño final, pues caso contrario esta se reemplaza por una nueva sección que si cumpla con lo expuesto. Véase la Figura 3.10:

Figura 3.10: Definición de propiedades para una viga.

Frame Section Property Data

General Data
Property Name: V35x48
Material: fc210
Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
Display Color: Change...
Notes: Modify/Show Notes...

Shape
Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source
Source: User Defined

Section Dimensions
Depth: 48 cm
Width: 35 cm

Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement
Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

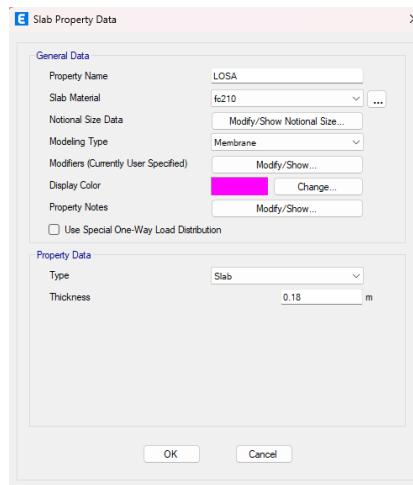
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK Cancel

Fuente: Autores.

La losa contará con nervios, dando una altura de 25 cm, sin embargo, para un correcto modelado será idóneo hacerlo a parte, pues para este modelo general se toma una losa maciza equivalente de 18 cm de peralte. Con una propiedad de modelado tipo membrana, esto es para que la misma solamente transmita carga y su aporte a demás efectos mecánicos se vea limitado, como lo es la rigidez lateral a la estructura. Véase la Figura 3.11:

Figura 3.11: Definición de propiedades de losa.



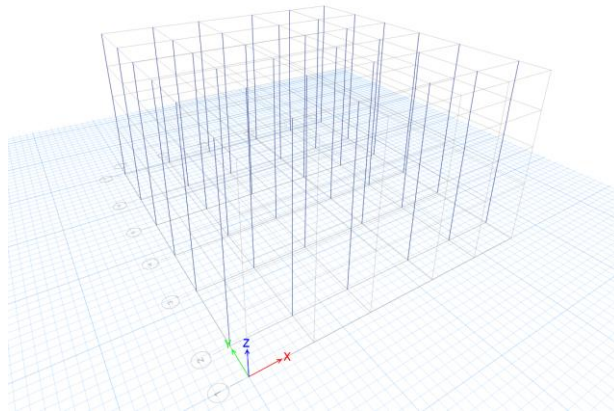
Fuente: Autores.

3.2.4 Trazado de elementos estructurales

Las columnas son elementos tipo *frame*, que para el software se define como un elemento tipo barra que va de un nodo *i* hasta un nodo *j*, tomándose 3 grados de libertad por nodo.

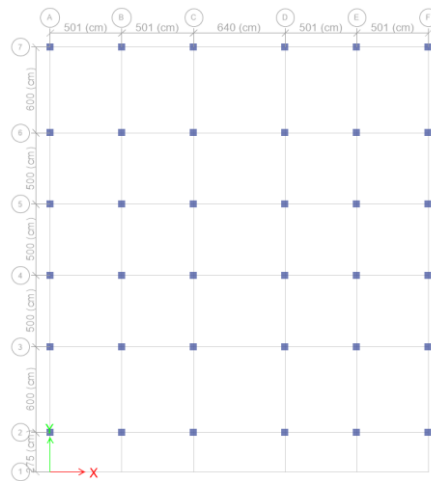
En la Figura 3.12 y Figura 3.13 se muestran en una vista en tres dimensiones y en una vista en planta, respectivamente el trazado que se da para las columnas.

Figura 3.12: Trazado de columnas en 3D.



Fuente: Autores.

Figura 3.13: Vista en planta del trazado de columnas.

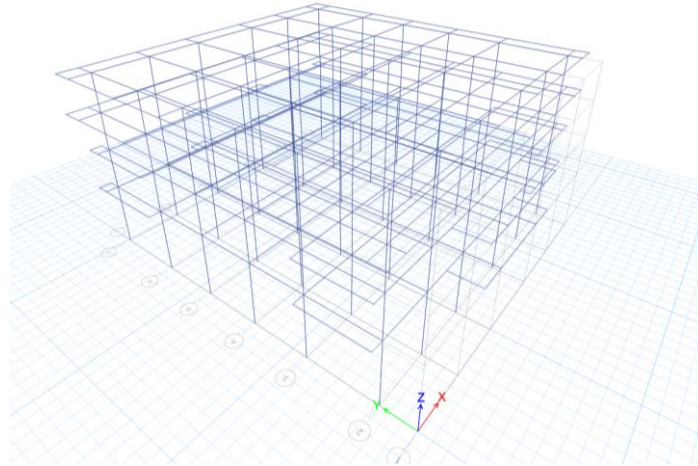


Fuente: Autores.

Las vigas son elementos tipo *frame*, que para el software se define como un elemento tipo barra que va de un nodo *i* hasta un nodo *j*, tomándose 3 grados de libertad por nodo.

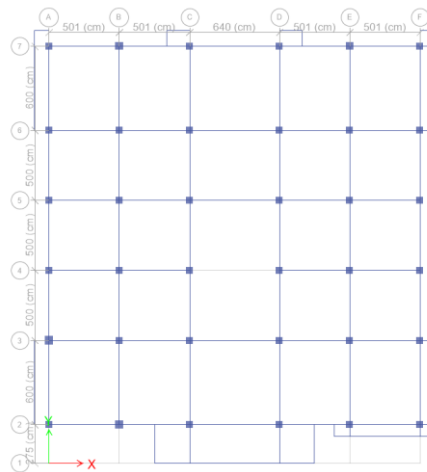
En la Figura 3.14 y Figura 3.15 se muestran en una vista en tres dimensiones y vista en planta, respectivamente, el trazado que se da para las vigas.

Figura 3.14: Trazado de vigas en 3D.



Fuente: Autores.

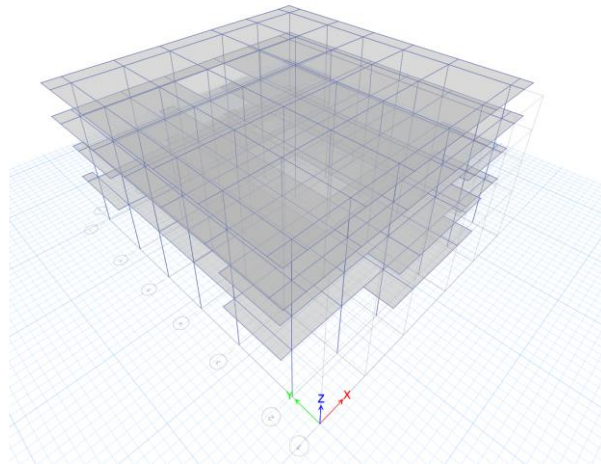
Figura 3.15: Vista en planta del nivel L0, del trazado de columnas.



Fuente: Autores.

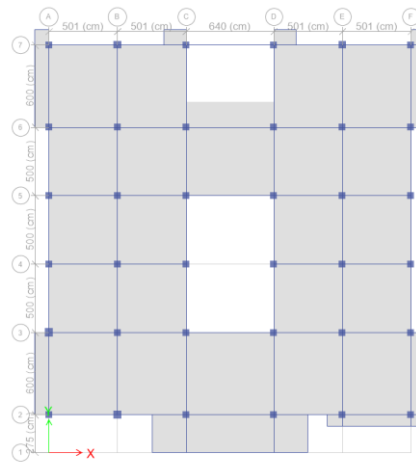
Las losas con elementos tipo *Shell*, que vendría a estar limitado por aristas y dependiendo del modelo que se use depende los grados de libertad, como en el tipo membrana se tiene los grados de libertad en X y en Y. En la Figura 3.16 y Figura 3.17 se muestran en una vista en tres dimensiones y vista en planta, respectivamente, el trazado que se da para las losas.

Figura 3.16: Trazado de losas en 3D.



Fuente: Autores.

Figura 3.17: Vista en planta del nivel L0, del trazado de losas.



Fuente: Autores.

3.2.5 Definición de cargas y acciones

El ACI define que las cargas que se aplican varían de acuerdo a la ocupación que se la va dar, y dado que en el presente proyecto trata de un edificio destinado a un uso público gubernamental, la carga viva recae para una categoría ocupacional de oficinas, donde se define una carga distribuida de 250 kg/m^2 para la carga viva. Por otro lado, para la obtención de la carga muerta se debe llevar a cabo un metrado de cargas en donde se debe tomar en cuenta los materiales que se van a

considerar así como también su masa respectiva (en función del volumen que se vaya a ocupar) para cada metro cuadrado, incluyéndose también el peso propio de la losa de hormigón, para ello se muestra la Tabla 3.3 en donde se obtiene que dicha carga muerta vale de 396 kg/m².

Tabla 3.3: *Metrado de cargas para un piso tipo en función de distintos materiales.*

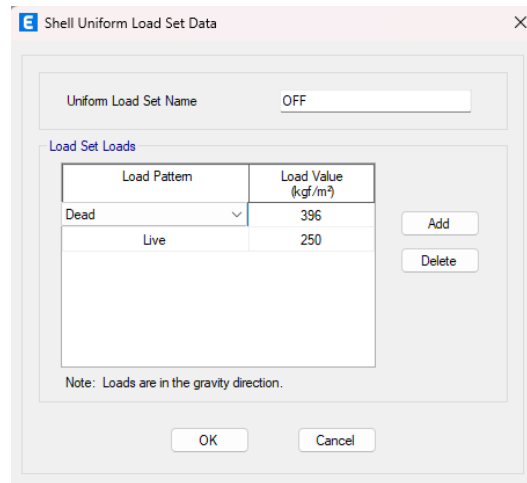
Descripción	Peso unitario	Total de carga [kg/m ²]	Total [kg/m ²]
Hormigón armado	2400.00 kg/m ³	240.00	395.58
Piso de madera	15.00 kg/m ²	15.00	
Cielo raso de yeso	20.00 kg/m ²	20.00	
Paredes de bloque hueco de hormigón	1200.00 kg/m ³	86.15	
Mortero enlucido para exteriores e interiores	2000.00 kg/m ³	19.15	
Mortero para pegado de bloque	2000.00 kg/m ³	9.57	
Mobiliario	14.30 kg/m ²	5.13	
Paredes de gypsum	300.00 kg/m ²	0.58	

Fuente: Autores.

Cargas para elementos tipo *shell*

Como se declaró anteriormente, la carga muerta que se utilizara es de 396 kg/m², y la carga viva será de 250 kg/cm². Véase la Figura 3.18.

Figura 3.18: Cargas muerta y viva aplicadas a las losas

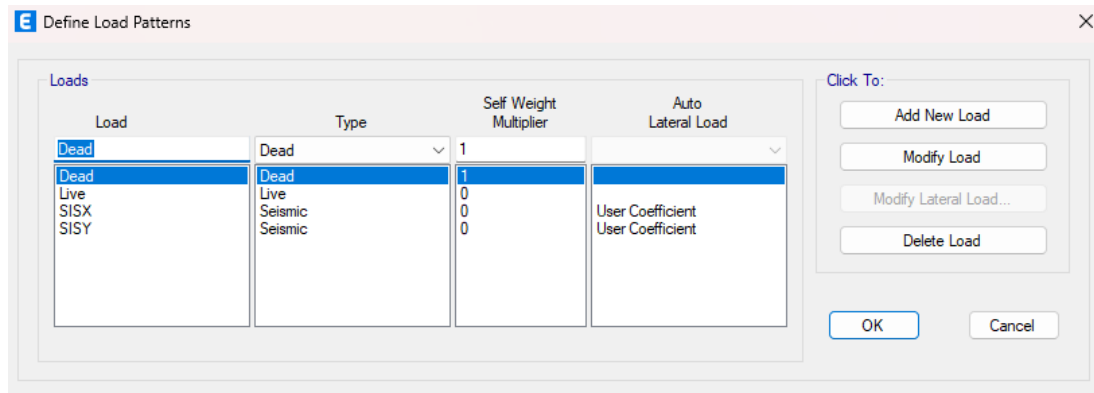


Fuente: Autores

Estados de carga

Los estados de carga que se emplean son el de carga muerta D, carga viva L y carga de sismo que para este último se hace uso del coeficiente del cortante basal estático y el coeficiente K, que se los definen más adelante en la sección 4.1.1. Véase la Figura 3.19

Figura 3.19: Definición de patrones de carga.



Fuente: Autores.

Combinaciones de carga

Para este inciso y la determinación de la resistencia requerida U se parte del ACI en donde dicho parámetro debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la Tabla 3.4

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados. Si los efectos de las cargas, tales como fuerzas y momentos internos, están relacionados linealmente con las cargas, la resistencia requerida U puede expresarse en términos de los efectos de las cargas multiplicado por el factor de carga apropiado con el mismo resultado. (Comite ACI 318, 2019). La resistencia U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la Tabla 3.4, los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.

Tabla 3.4: Combinación para el diseño por última resistencia.

Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2D + 1.6L + 0.5\max[L_r; S; R]$
Combinación 3	$1.2D + 1.6\max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2D + W + L + 0.5\max[L_r; S; R]$
Combinación 5	$1.2D + E + L + 0.2S$
Combinación 6	$0.9D + W$
Combinación 7	$0.9D + E$

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Donde:

D = Carga permanente, carga muerta (peso propio)

L = Sobrecarga distribuida aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte (carga muerta)

L_r = Sobrecarga reducida de cubierta en proyección horizontal

S = Carga de granizo

R = Efecto de las cargas de servicio por lluvia

W = Carga de viento

E = Carga de sismo

En el caso de las combinaciones que tienen sismo se realizaron, las combinaciones en el sentido positivo y negativo. Dadas las condiciones de borde se opta por tomar las combinaciones que se muestran a continuación, en la Tabla 3.5:

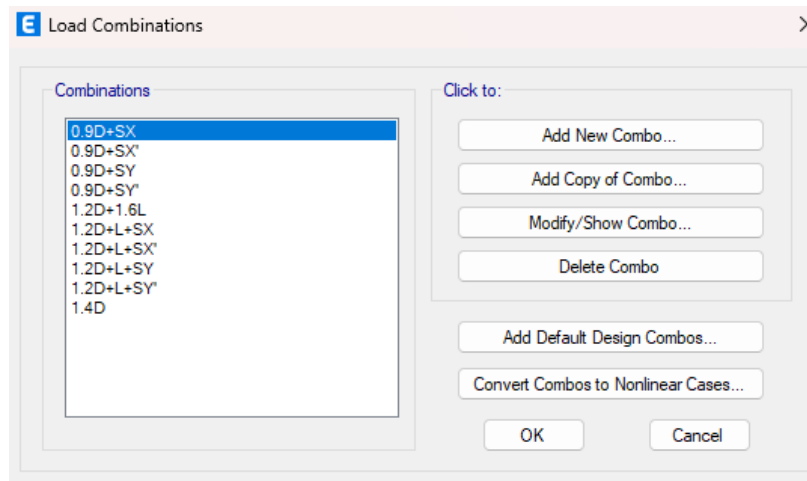
Tabla 3.5: Adaptación de combinación para el diseño por última resistencia.

$U_1 = 1.4D$
$U_2 = 1.2D + 1.6L$
$U_3 = 1.2D + L \pm E_X$
$U_4 = 1.2D + L \pm E_Y$
$U_5 = 0.9D \pm E_X$
$U_6 = 0.9D \pm E_Y$

Fuente: Adaptado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Esto en ETABS se define como se indica en la Figura 3.20.

Figura 3.20: Definición de combinaciones de carga.



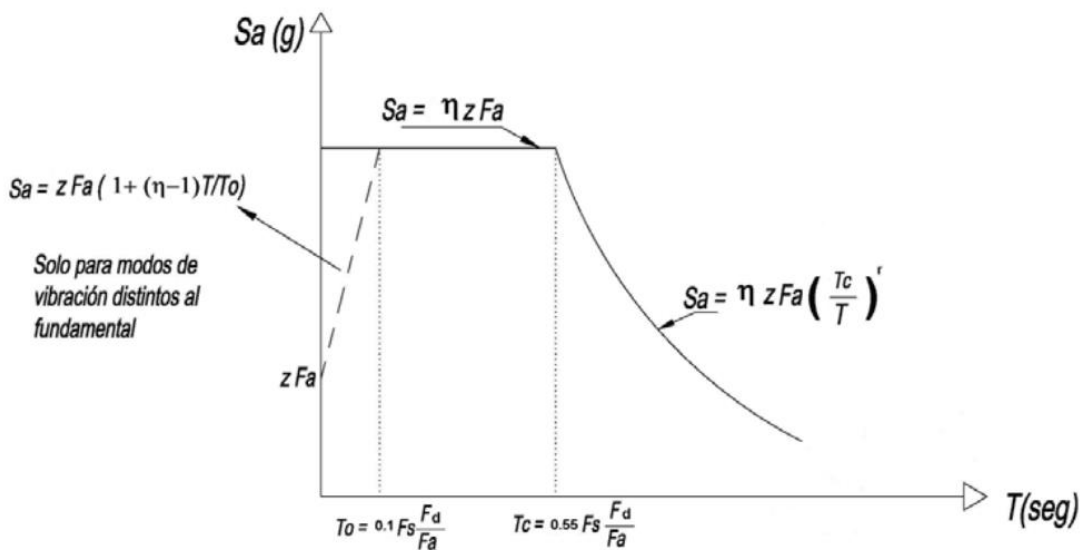
Fuente: Autores.

4. Diseño basado en fuerzas, DBF

4.1 Espectro de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , que es con el cual se trabaja para diseñar, lo define la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Peligro Sísmico, a continuación, en la Figura 4.1 se definen a detalle las variables involucradas:

Figura 4.1: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a vs T .



Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Para la obtención del espectro de diseño se deben tomar los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s , en función del factor de zona sísmica Z que, para San Juan Bosco, Morona Santiago la zona sísmica de acuerdo a la NEC es de tipo III, según la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Valores de Z en función de la zona sísmica adoptada. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por lo tanto, se toma un valor de $Z = 0.3$ que corresponde a la zona sísmica tipo III.

Dadas las características de sitio según la NEC, el suelo que se toma para este proyecto corresponde al tipo D, pues con esto se puede establecer que valor se debe asignar a cada coeficiente de perfil de suelo como lo es F_a (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto), F_d (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca) y F_s (Comportamiento no lineal de los suelos)

4.1.1 F_a : coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

En la Tabla 4.2 se indican los valores del coeficiente F_a , que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca en función de los efectos de sitio.

Tabla 4.2: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a . (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por lo tanto, se toma un valor de 1.3 para este factor.

4.1.2 F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la Tabla 4.3 se indican los valores del coeficiente F_d , que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca en función de los efectos de sitio.

Tabla 4.3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a . (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.70	1.65	1.60	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por lo tanto, se toma un valor de 1.36 para este factor.

4.1.3 F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 4.4 se indican los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 4.4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s . (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por lo tanto, se toma un valor de 1.11 para este factor.

4.1.4 η : relación de amplificación espectral

El análisis para el espectro de diseño se realiza para un 10% probabilidad de excedencia en cincuenta años con un periodo de retorno de 475 años. (Borja, 2020)

Los valores que corresponden a esta variable están en función de la región del país, teniéndose:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Dado que esta edificación se emplazará en el oriente, se toma $\eta = 2.60$.

4.1.5 Determinación de los límites para los periodos de vibración, T_c y T_0 .

Para obtener el valor de estos parámetros, se recuperan las ecuaciones 4.1 y 4.2 que otorga la NEC.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Para calcular el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, T_c , se tiene:

$$\begin{aligned} T_c &= 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \\ T_c &= 0.55 * 1.11 * \frac{1.36}{1.30} \\ T_c &= 0.64 \text{ s} \end{aligned}$$

Para calcular período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, T_0 , se tiene que:

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0.10 * 1.11 * \frac{1.36}{1.30}$$

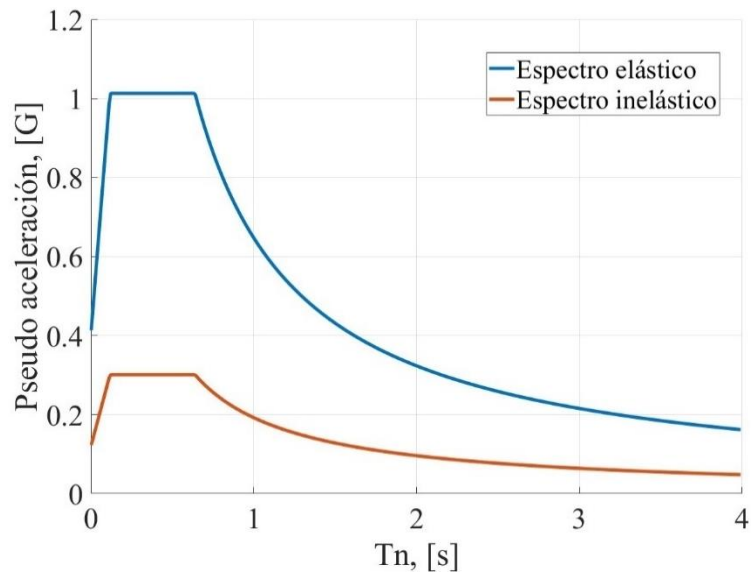
$$T_0 = 0.12 \text{ s}$$

4.1.6 Obtención de espectro de diseño.

El espectro se obtuvo en MATLAB, teniendo como base la Figura 4.2, los datos para el espectro de diseño del edificio son:

- $F_a = 1.40$
- $F_d = 1.75$
- $F_s = 1.60$
- $Z = 0.3$
- $I = 1.3$
- $\eta = 2.60$
- $T_0 = 0.16$
- $T_c = 0.828$

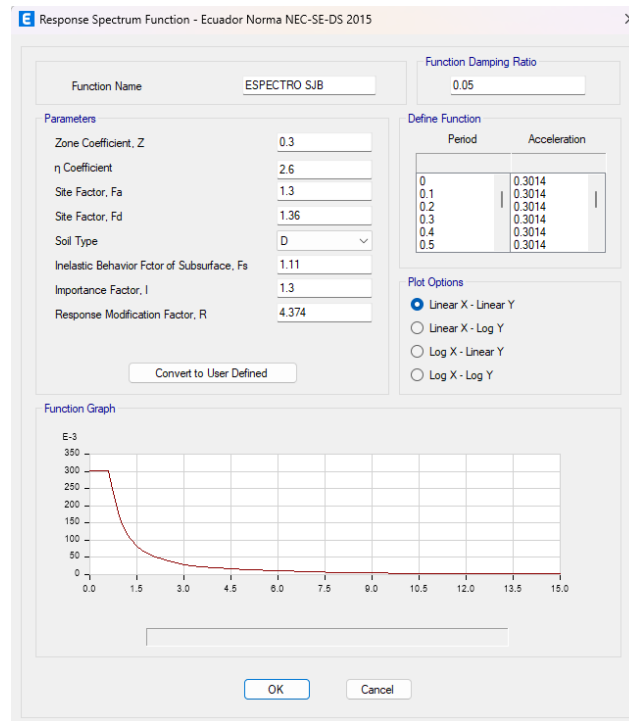
Figura 4.2: Espectros de diseño obtenidos de la NEC



Fuente: Autores

Este espectro se ingresa a ETABS con las variables F_a , F_d , F_s , η , T_0 y T_c definidas anteriormente, a continuación, se muestra en la Figura 4.3 el ingreso de datos al software.

Figura 4.3: Espectro de diseño considerado para el software ETABS



Fuente: Autores.

Adicionalmente se considera en este proyecto, los espectros elásticos para un periodo de retorno de 72, 225, 474 y 2500 años, pues estos espectros de demanda serán utilizados para el Análisis no lineal que se llevara a cabo en la estructura. Para ello se deben obtener los factores de amplificación como lo indica la norma NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014) por un lado, por otro se debe tomar en cuenta la aceleración máxima en roca esperada para distintos periodos de retorno en función de las curvas de peligro sísmico de la ciudad considerada, sin embargo, por cercanía se toman dichas curvas de la ciudad de Macas, dado que no existe una gráfica para San Juan Bosco, con esto y la tasa de excedencia tomada de la Tabla 4.5

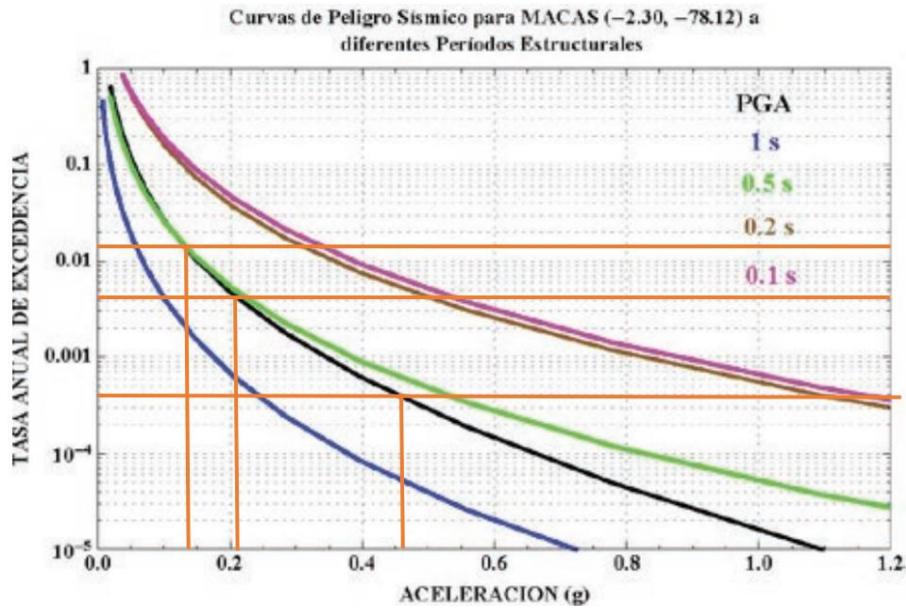
Tabla 4.5: Niveles de amenaza sísmica.

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
2%	2500	0.000040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Fuente: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Procediendo con la obtención del valor Z, en la figura Figura 4.4 se traza una línea horizontal desde el eje de las ordenadas, donde se marque valor de la tasa de excedencia correspondiente a cada periodo de retorno, y en el corte con la curva “PGA” se traza una línea vertical hasta cortar con el eje de las abscisas.

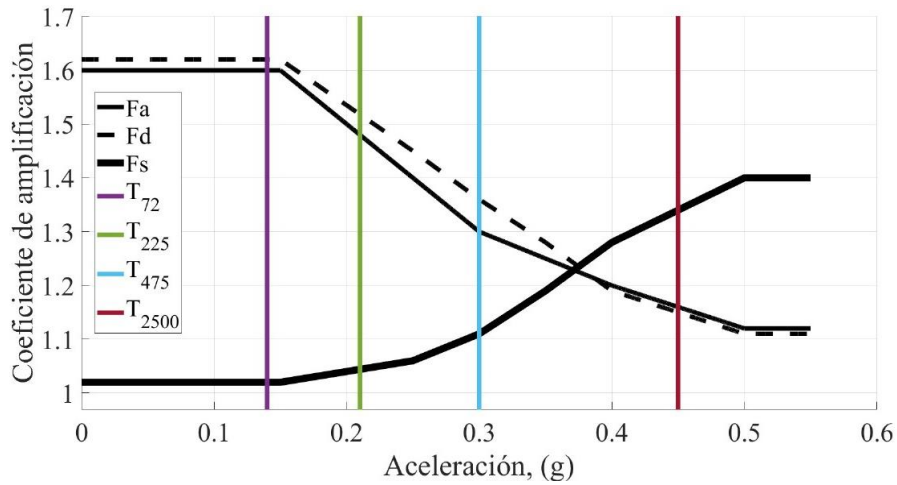
Figura 4.4: Curvas de peligro sísmico, Macas.



Fuente: Adaptado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Es necesario aclarar que la Tabla 4.2, la Tabla 4.3 y la Tabla 4.4 permiten conocer los valores de amplificación de sitio para un periodo de retorno de 475 años, es por ello que para la obtención de dicho coeficientes para un suelo tipo D para los periodos de retorno de 72, 225 y 2500 años, Cabrera y Andrade (2019) plantean una metodología en donde se lleva a cabo una interpolación lineal con los valores que se tienen en dichas tablas, basándose en las recomendaciones de la NEC-SE-DS.

Figura 4.5: Correspondencia entre la aceleración usada para definir el escenario sísmico de un suelo tipo D, y el valor de los coeficientes de amplificación de suelo.



Fuente: Tomado de (Cabrera & Andrade, 2019)

En la Tabla 4.6 se representan los valores tomados para la obtención de los espectros elásticos.

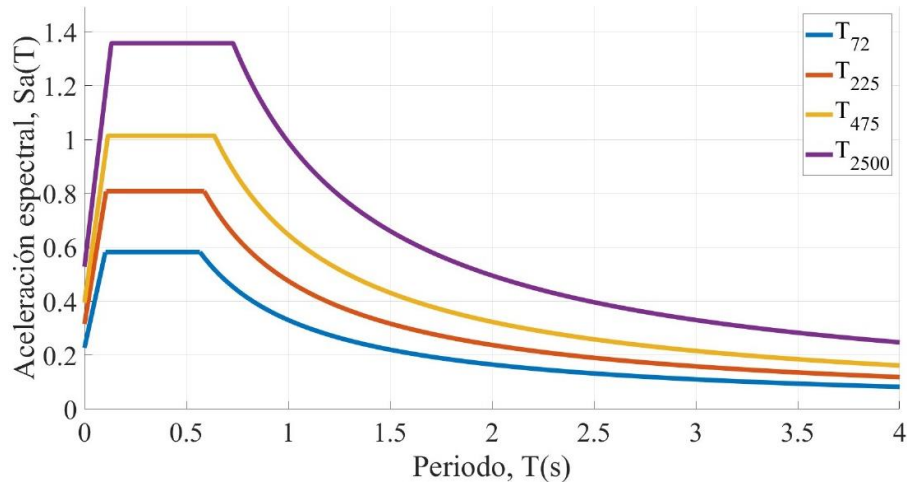
Tabla 4.6: Escenarios sísmicos definidos para distintos periodos de retorno.

Parámetro	$T = 72$ años	$T = 225$ años	$T = 475$ años	$T = 2500$ años
Z	0.14	0.21	0.30	0.45
F_a	1.60	1.48	1.30	1.16
F_d	1.62	1.518	1.36	1.5
F_s	1.02	1.044	1.11	1.34
T_0 [s]	0.568	0.589	0.639	0.953
T_C [s]	0.103	0.107	0.116	0.173

Fuente: Adaptado de (Cabrera & Andrade, 2019)

Según lo expuesto y para una mejor apreciación de se muestra en la Figura 4.6 todos los espectros elásticos para cada escenario sísmico.

Figura 4.6: Espectro de demanda de aceleraciones para San Juan Bosco, suelo tipo D para distintos periodos de retorno.



Fuente: Autores

4.2 Cálculo del peso del edificio

Para obtener este valor se toman en cuenta los valores de vigas, columnas y losas, teniendo que:

- Para columnas: 50 cm x 50 cm
- Para vigas: 35 cm x 48 cm
- Para losas: 18 cm de peralte.

De manera más detallada se muestra en la Tabla 4.7 el desglose del peso de los elementos estructurales.

Tabla 4.7: Peso del edificio y de sus elementos.

Tipo de elemento	Peso [kN]
Losas	13497.96
Vigas	5500.34
Columnas	4266.16
Total	23264.46

Fuente: Autores

4.3 Análisis estructural

Habiendo modelado la edificación en el software ETABS, se procede a hacer una revisión de las dimensiones que se le asignó a cada tipología de miembro estructural, para esto se hace un análisis estructural en donde evalúa si la geometría que tiene dicha estructura cumple con ciertos parámetros que están regulados por la normativa nacional.

4.3.1 Cortante basal estático

El cortante basal estático es aquella fuerza que se introduce en los centros de masas por el sismo de diseño, hay que tomar en cuenta que el cortante basal es más fuerte en la parte inferior del edificio. Para el análisis del cortante basal se usa el método por el análisis de fuerzas estáticas equivalentes, el cual tiene como base el de repartir las fuerzas a lo alto del edificio. (Borja, 2020) Para ello la NEC establece la ecuación 4.3 para calcular dicho parámetro

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \Phi_P \times \Phi_E} W$$

Ecuación 4.3

Dónde:

- $S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración
- Φ_P : Coeficiente de configuración en planta
- Φ_E : Coeficiente de configuración en elevación
- I : Coeficiente de importancia
- R : Factor de reducción de resistencia sísmica
- V : Cortante basal total de diseño
- W : Carga sísmica reactiva
- T_a : Período de vibración

Para poder determinar el periodo de vibración, la NEC provee la ecuación 4.4:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 4.4

Dónde:

- C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio
- h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T : Período de vibración
- α : Variable adimensional que está en función de del tipo de estructura al igual que C_t , tal como lo indica la Tabla 4.8.

Tabla 4.8: Valores de C_t y α , en función del tipo de estructura.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.80
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Aplicando la ecuación 4.4, se obtiene el valor de T para la edificación, que se considera como una estructura de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, con una altura máxima de 15.71 m, teniendo que:

$$T = C_t h_n^\alpha$$
$$T = 0.055 * 15.71^{0.9}$$
$$T = 0.656 \text{ s}$$

Se debe tomar en cuenta que el periodo de vibración calculado previamente, en la ecuación 4.1 sirve como una aproximación teórica para la obtención de periodo de vibración real, pues este lo proporciona el software de cálculo estructural.

Continuando con la determinación del valor del coeficiente de importancia, I, cuyo propósito es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. Para ello se presenta la Tabla 4.9, donde se indican valores de I según distintas clasificaciones de acuerdo a la norma.

Tabla 4.9: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por consiguiente, según la Tabla 4.9, el proyecto entra en la categoría de estructuras de ocupación especial, correspondiendo al factor de importancia un valor de 1.3.

Luego de esto, para el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, R, permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones

se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. En el caso del método DBF, se considerará como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Esto se expresa de mejor manera en la Tabla 4.10 y Tabla 4.11.

Tabla 4.10: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistema Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Tabla 4.11: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	

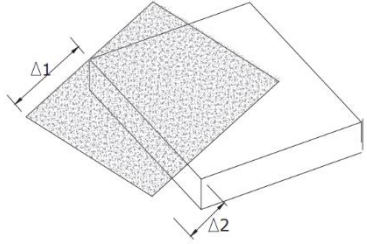
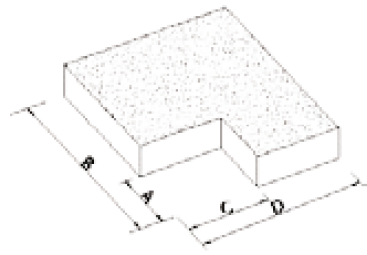
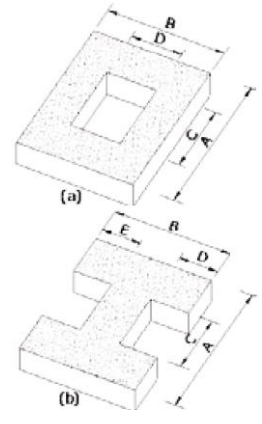
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

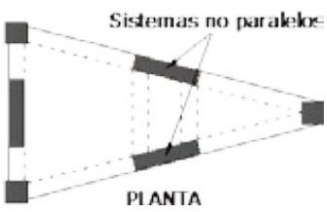
Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Para este edificio se escogió, el tipo de construcción es en hormigón armado, con vigas descolgadas y pórticos resistentes a momento. Por consiguiente, el coeficiente R para esta edificación es de 8. Seguidamente, los coeficientes de irregularidad, tanto en planta como en elevación son factores que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. La Tabla 4.12 y Tabla 4.13 describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

El coeficiente de irregularidad en planta aumenta el valor del coeficiente de cortante basal, por lo que se debe evitar este tipo de irregularidad, ya que en la norma está prohibido tener pisos blandos, columnas o muros discontinuos y columna corta. (Borja, 2020)

Tabla 4.12: Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$</p> $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi}=0.9$</p> <p>a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el</p>	

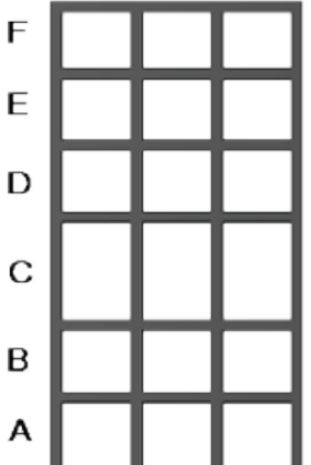
plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

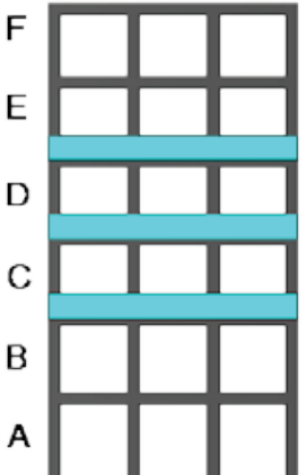
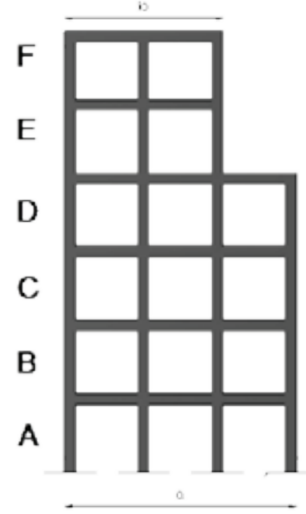
Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Según la clasificación que otorga la tabla 4.12, la edificación consta de una irregularidad en planta de tipo 1 y tipo 3, por lo tanto, de se tiene que potenciar el coeficiente 0.9 para el número de veces que se aprecie una irregularidad en planta, dándonos un coeficiente final de 0.81.

El coeficiente de irregularidad en elevación afecta al cortante basal para mayorarlo, recordando que este tipo de irregularidad no se debe usar, pero en caso de existir debe estar dentro de la Tabla 4.13.

Tabla 4.13: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D</p> $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
---	---

<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>$a > 1.30 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Dada la clasificación de la Tabla 4.13, la edificación consta de una irregularidad en elevación de tipo 1 por lo tanto, se tiene un coeficiente de 0.9.

Una vez obtenidas todas las variables involucradas de la ecuación 4.1, ahora se procede a la obtención del coeficiente del cortante basal estático, que en realidad es el que se espera como mínimo según la norma, pues se debe cumplir que $V_{min} < V_{SOFTWARE}$:

Datos:

- $S_a(T_a) = 0.996 G$
- $\phi_E = 0.1$
- $\phi_E = 0.81$
- $I = 1.30$
- $R = 6$
- $T_a = 0.66 \text{ s}$
- $W_{\text{EDIFICIO}} = 23264.46 \text{ kN}$

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_P \times \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.3 \times 0.996}{6 \times 0.81 \times 0.9} W$$

$$V = 0.296W$$

Si se hace una inspección del cortante basal estático en el software, hay que tomar en cuenta que el cortante basal es más fuerte en la parte inferior del edificio, debido a que es aquella fuerza que se introduce en los centros de masas por el sismo de diseño, para lo cual se introdujo en *load parttern*. Para determinar el cortante basal por cálculo se plantea la ecuación 4.5 según la NEC:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Ecuación 4.5

Dónde:

- V : Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)
- V_x : Cortante total en el piso x de la estructura
- F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- N : Número de pisos de la estructura

- w_x : Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7 de la NEC-SE-DS)
- w_i : Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7 de la NEC-SE-DS)
- h_x : Altura del piso x de la estructura
- h_i : Altura del piso i de la estructura
- k : Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Determinación de k :

Tabla 4.14: Valores de k en función del periodo.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
> 2.5	2

Fuente: Obtenido de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por consiguiente, el valor que corresponde a k es:

$$k = 0.75 + 0.5T$$

$$k = 0.75 + 0.5 \times 0.65$$

$$k = 1.08$$

Para obtener el valor de las fuerzas cortantes para cada piso se debe emplear la ecuación 4.3 dada por la NEC, que se detalla en la Tabla 4.15:

Tabla 4.15: Obtención del cortante basal mediante calculo sugerido por la NEC.

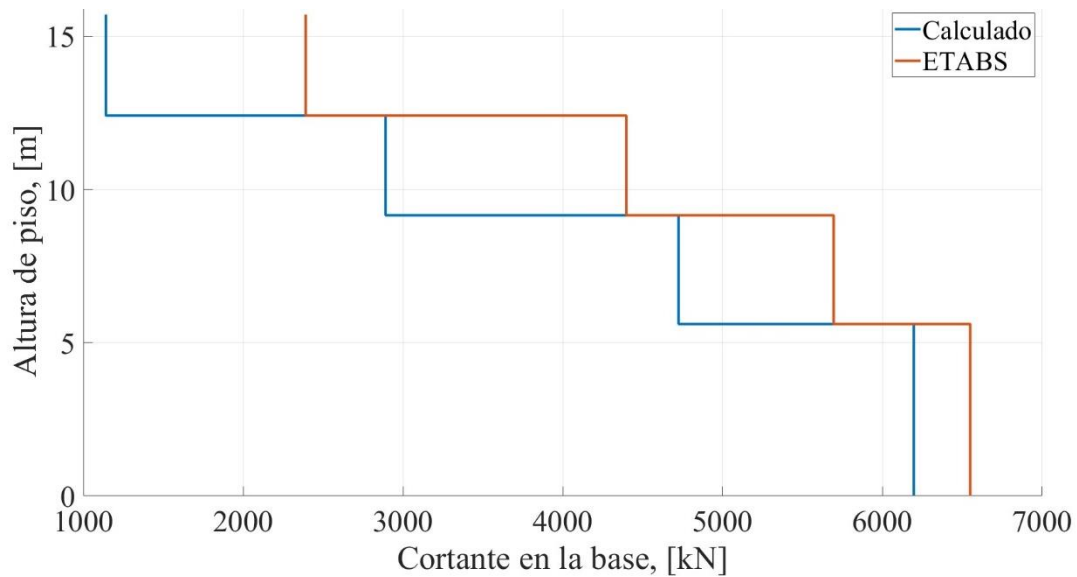
Piso	h_x	W_x [kN]	$W_x * h_x^k$	F_x [kN]	V_i [kN]
L2	15.71	5898.27	115503.44	1140.72	1140.72
L1	12.41	11677.32	177262.43	1750.66	2891.39
LS	9.16	16973.45	185616.78	1833.17	4724.56

L0	5.61	23161.34	149156.98	1473.09	6197.65
Total		57710.38	627539.63	6197.65	-----

Fuente: Autores

Realizando una comparación grafica en la figura para comprar los valores del cortante basal estático obtenido por cálculo y por ETABS, se tiene:

Figura 4.7: Comparación del cortante basal estático calculado y el cortante basal estático dado por ETABS



Fuente: Autores.

Según lo expuesto en la Tabla 4.15 y la figura 24, se cumple con la relación $V_{\min} < V_{\text{SOFTWARE}}$, pues $6197.65 \text{ kN} < 6550.66 \text{ kN}$, por lo tanto, la revisión al cortante basal estático queda aprobada.

4.3.2 Cortante basal dinámico

Para esta sección se procede a evaluar el comportamiento de del espectro de diseño reducido para poder conocer como está actuando la fuerza cortante en función de dicha curva, este análisis se utiliza para transformar de fuerzas dinámicas a fuerzas estáticas siempre y cuando se cumpla el 90% de masa participativa, esto con la finalidad de saber la dirección de las fuerzas y momentos, es decir que, sea más digerible los resultados de los esfuerzos encontrados. El cortante basal en

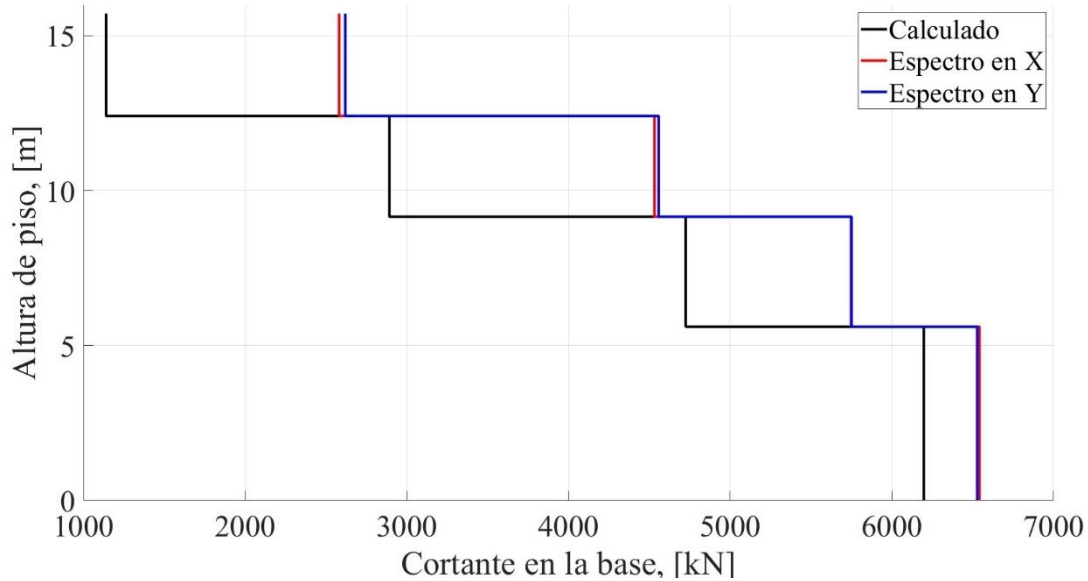
una edificación es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se refleja en la base del mismo. Estos cortantes en cada piso no son más que la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que la inspección se va acercando a la base.

Tabla 4.16: Cortante basal dinámico en las direcciones X y Y para cada piso.

Piso		V _{Bx} [kN]	V _{By} [kN]
L2	15.71	2581.52	2619.11
L1	12.41	4531.66	4556.81
LS	9.16	5747.09	5750.14
L0	5.61	6540.98	6527.66

Fuente: Autores.

Figura 4.8: Cortante basal dinámico en las direcciones X y Y para cada piso, y cortante basal calculado.



Fuente: Autores.

Como se puede apreciar en la Figura 4.8, se cumple con la relación $V_{\min} < V_{\text{SOFTWARE}}$ para este tipo de fuerza cortante, quedando así esta revisión aprobada.

4.3.3 Derivas

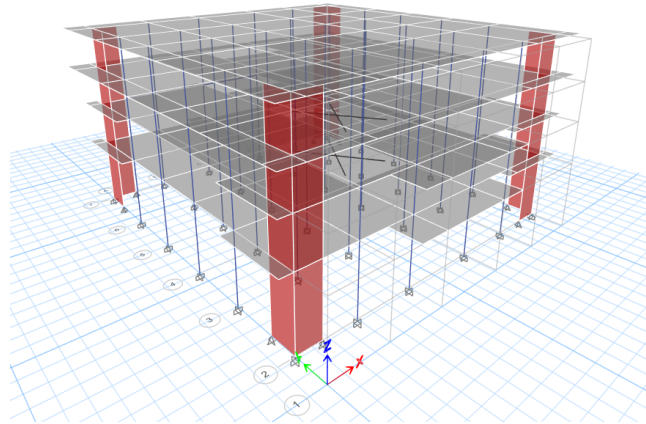
Las derivas inelásticas son un porcentaje que se obtiene de la relación que existe entre el desplazamiento lateral de un piso superior respecto a un piso inferior y la altura que existe entre estos (en particular por la acción de una fuerza horizontal), por otro lado, se tienen las derivas inelásticas en donde se multiplican a las derivas elásticas por el factor de reducción R y por 0.75 según la NEC, siempre y cuando se hayan agrietado las inercias de vigas y columnas.

Dado que las derivas que se obtienen inicialmente exceden el 2% que es el máximo permitido por la normativa nacional (debido a los voladizos que hay en las losas, las irregularidades tanto en planta como en elevación que existen, entre ellas las más destacables lo son: las diferencias de masas que existen en los pisos y el piso flexible generado por el primer nivel) por ende se consideran tres opciones para rigidizar la estructura, que son:

- Muros de corte
- Diagonales rigidizadoras
- Muros de corte y diagonales rigidizadoras, simultáneamente

Procurando que la arquitectura del edificio se vea lo menos afectada posible, y tomando en cuenta la gran cantidad de ventanas que existen, se opta por implementar muros de corte que son elementos estructurales de hormigón armado, los cuales ayudan a controlar la deriva de piso, la torsión y distorsión del edificio, para este fin se decide colocar muros en las esquinas, como se puede observar en la Figura 4.9.

Figura 4.9: Modelo tridimensional de la edificación con muros de corte.



Fuente: Autores

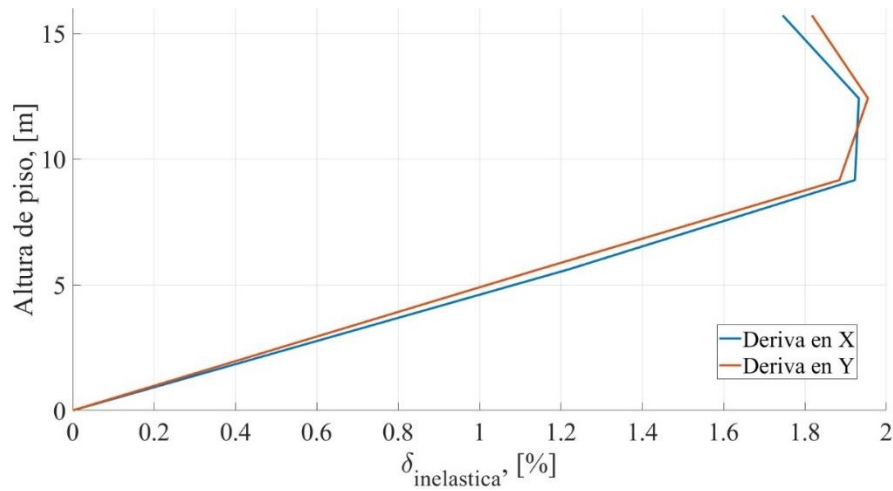
Observando la Tabla 4.17 se demuestra la corrección de la estructura antes las derivas inelásticas, adicionalmente a esto se muestra en la Figura 4.10 la representación visual de las mismas en función de la altura del edificio.

Tabla 4.17: Derivas inelásticas para la dirección X y la dirección Y.

Piso	Altura [m]	Dirección X [%]	Dirección Y [%]
L2	15.71	1.75	1.82
L1	12.41	1.93	1.95
L0	9.16	1.92	1.89
LS	5.61	1.22	1.15

Fuente: Autores

Figura 4.10: Comparación de derivas inelásticas en la dirección X y la dirección Y.



Fuente: Autores

4.3.4 Torsión

Este apartado se refiere en controlar el un tipo de deformación que ocurre cuando hay una fuerza aplicada que tiende a girar o torcer la estructura alrededor de un eje longitudinal, esta fuerza puede deberse a diversos factores, como cargas desiguales o en su defecto eventos extremos como lo son los movimientos sísmicos. Para un correcto control de la torsión, se accede a la sumatoria de la cantidad de participación de masa en el eje z, dicha información la proporciona ETABS y que se lo puede apreciar en la tabla 4.10

Tabla 4.18: Porcentajes de participación de masas en los modos de vibrar.

Modo	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Suma de Rotaciones	% Suma de Rotaciones
1	0.8425	0.0001	2.34E-05	0.2582	0.0005	2.59E-01	0.19%
2	0.8426	0.8328	0.2701	2.36E-05	0	2.70E-01	0.00%
3	0.8429	0.8328	8.62E-07	0.0004	0.8199	8.20E-01	99.95%
4	0.9761	0.8328	4.64E-05	0.6421	0.0001	6.42E-01	0.02%
5	0.9761	0.9756	0.6278	4.31E-05	0	6.28E-01	0.00%
6	0.9761	0.9756	0	8.69E-06	0.1563	1.56E-01	99.99%

7	0.9966	0.9756	6.93E-07	0.0825	3.52E-05	8.25E-02	0.04%
8	0.9966	0.9967	0.0859	1.65E-06	0	8.59E-02	0.00%
9	0.9974	0.9967	2.08E-06	0.0046	0.0124	1.70E-02	72.93%
10	0.9985	0.9967	5.09E-06	0.0062	0.0078	1.40E-02	55.69%
11	0.9985	0.9985	0.0104	6.22E-06	2.89E-06	1.04E-02	0.03%
12	0.9987	0.9985	8.69E-07	0.0006	0.0001	7.01E-04	14.27%

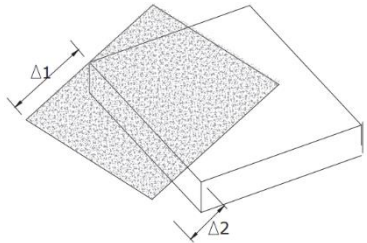
Fuente: Autores

Como se puede observar en la Figura 4.10 en la fila de la sumatoria de participación de la masa en el eje z es 0 por lo que garantizamos que no exista torsión, además que este valor se espera que sea menor al 20%.

4.3.5 Distorsión

Se refiere a las deformaciones que experimentan los componentes físicos o materiales cuando están sometidos a fuerzas o cargas externas, alterando su forma o función original. Este parámetro depende considerablemente de la torsión, y para su comprobación se espera que la diferencia de los desplazamientos que existen en las esquinas de ciertos pisos no exceda el límite que se muestra en la tabla 4.6 dada por la NEC-SE-DS.

Tabla 4.19: Irregularidad geométrica en planta.

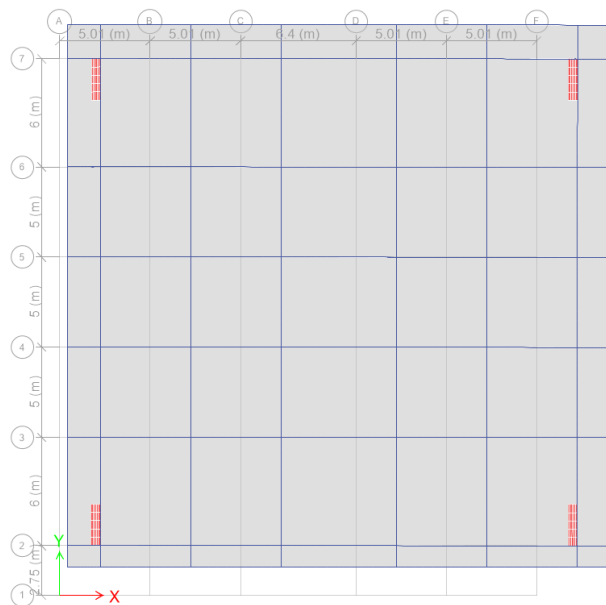
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$</p> $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de</p>	
---	---

referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.

Fuente: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Para hacer una revisión óptima de la distorsión, este parámetro se lleva a cabo una comprobación de la ecuación dada por la Tabla 4.19 para el sismo en cada dirección, en la Figura 4.11 se muestran los nodos tomados

Figura 4.11: Nodos tomados para el control de distorsión en X.



Fuente: Autores.

Específicamente se muestran en las Figura 4.12 y Figura 4.13 las traslaciones de los nodos de control 1 y 2 para la dirección X.

Figura 4.12: Nodo de control 1 en la dirección X.

Object ID			
Tower and Stroy	Label	Unique Name	
L2	65	210	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, m	0.056640	-0.000280	-0.008501
Rotation, rad	0.000083	0.003744	-0.000014
Drift	0.003878	0.000093	

Fuente: Autores.

Figura 4.13: Nodo de control 2 en la dirección X.

Object ID			
Tower and Stroy	Label	Unique Name	
L2	52	212	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, m	0.056072	-0.000304	-0.008546
Rotation, rad	-0.000061	0.003725	-0.000019
Drift	0.003814	0.000041	

Fuente: Autores.

Aplicando la ecuación de la Tabla 4.19, para el análisis de la distorsión en el sentido X se tiene:

$$\Delta < 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

$$5.6072 \text{ cm} < 1.2 \frac{(5.664 \text{ cm} - 5.6072 \text{ cm})}{2}$$

$$5.6072 \text{ cm} < 6.672 \text{ cm}$$

De manera análoga se procede para el análisis de la distorsión en el sentido Y, como sigue:

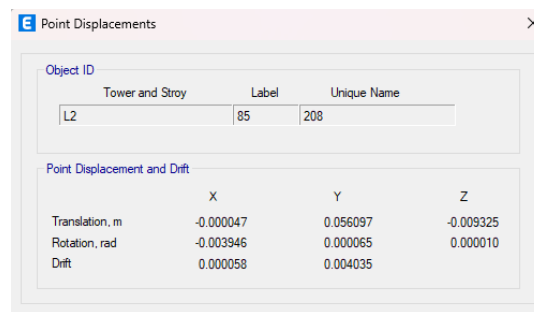
Figura 4.14: Nodos tomados para el control de distorsión en Y.



Fuente: Autores.

Se muestran en las Figura 4.12 y Figura 4.13 las traslaciones de los nodos de control 1 y 2 para la dirección X.

Figura 4.15: Nodo de control 1 en la dirección Y.



Fuente: Autores.

Figura 4.16: Nodo de control 2 en la dirección Y.

Object ID			
Tower and Stroy	Label	Unique Name	
L2	65	210	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, m	0.000003	0.056129	-0.009326
Rotation, rad	-0.003948	-0.000067	-0.000008
Drift	0.000061	0.004038	

Fuente: Autores.

$$\Delta < 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

$$5.6097 \text{ cm} < 1.2 \frac{(5.6097 \text{ cm} - 5.6129 \text{ cm})}{2}$$

$$5.6072 \text{ cm} < 6.7336 \text{ cm}$$

Habiendo comprobado que se cumple con la relación que plantea la NEC, se da por aprobada esta revisión.

4.3.6 Deflexiones

Se refiere al movimiento de una viga o nodo desde su posición original debido a las fuerzas y cargas que se aplican al miembro. Para el control de deflexiones se tiene que la máxima que nos permite la norma es la determinada por la ecuación 4.6.

$$\delta_{max} = \frac{L}{240}$$

Ecuación 4.6

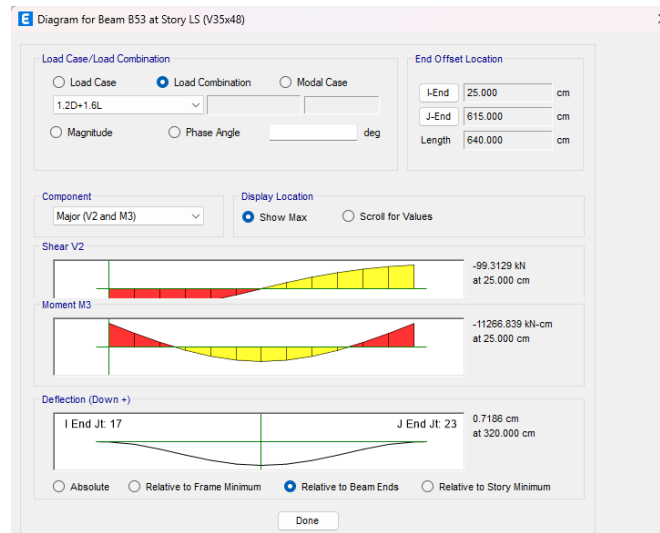
Teniéndose que una máxima deformación aceptada es de:

$$\delta_{max} = \frac{640 \text{ cm}}{240}$$

$$\delta_{max} = 2.67 \text{ cm}$$

Y la deflexión máxima de la viga es la que corresponde al piso L1, que presenta una flecha de 0.7186 cm tal como se lo puede apreciar en la figura TAL, garantizándose un óptimo control de este parámetro.

Figura 4.17: Diagrama de Momento, Cortante y Elástica para la viga mas esforzada.



Fuente: Autores

4.3.7 Índice de estabilidad

Este parámetro permite conocer si el edificio es propenso a volcarse, y si existen efectos P-Δ, conocidos también como efectos de segundo orden que generalmente se vuelven frecuentes en estructuras altas que experimentan cargas de gravedad y desplazamiento lateral debido al viento u otras fuerzas, para ello se plantea la ecuación 4.7 según la NEC-SE-DS:

$$Q_i = \frac{i\Delta_i}{H_i V_i}$$

Ecuación 4.7

Donde:

- Q_i : Índice de estabilidad del piso i , relación entre los momentos de primer y segundo orden.

- P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .
- Δ_i : Desplazamiento del piso i , calculado en el centro de masas del edificio.
- h_i : Altura del piso i considerado

Los valores de las variables de la ecuación 4.4 se obtienen directamente de ETABS, y para su mejor comprensión estos se expresan en la tabla 4.15

Tabla 4.20: Índice de estabilidad del edificio en la dirección X

Piso	P	Desp	V	h	Q	P - D	$f_{P-\Delta}$	$\delta_{inelástica}$	$\delta_{corregida}$
	[kN]	[cm]	[kN]	[cm]					
4	5898.27	5.6388	2391.0629	330	0.04215	OK	1	1.68%	1.68%
3	11780.44	4.4084	4398.6543	325	0.03633	OK	1	1.92%	1.92%
2	17076.57	3.0202	5695.7379	355	0.02551	OK	1	1.90%	1.90%
1	23264.46	1.5187	6550.6574	561	0.00961	OK	1	1.22%	1.22%

Fuente: Autores

De igual forma se tiene este análisis para la dirección Y, cabe recalcar que para ambas direcciones en el piso 3 se tienen exactamente las derivas máximas que se permitieron en el apartado 4.3.3 Derivas.

Tabla 4.21: Índice de estabilidad del edificio en la dirección Y

Piso	P	Desp	V	h	Q	P - D	$f_{P-\Delta}$	$\delta_{inleastica}$	$\delta_{corregida}$
	[kN]	[cm]	[kN]	[cm]					
4	5898.27	5.6099	2391.0629	330	0.04193	OK	1	1.77%	1.77%
3	11780.44	4.3142	4398.6543	325	0.03555	OK	1	1.95%	1.95%
2	16973.45	2.9041	5695.7379	355	0.02438	OK	1	1.87%	1.87%
1	23264.46	1.427	6550.6574	561	0.00903	OK	1	1.14%	1.14%

Fuente: Autores

Con este último apartado se concluye que la edificación cumple con todas las revisiones respecto al análisis estructural.

4.4 Diseño estructural

Para el apartado del diseño estructural se definirán las secciones y armado de armado de aceros que servirán para los planos los cuales se mostrarán en la sección de anexos

4.4.1 Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se requiere hacer uso del diagrama de interacción momento-cortante, que se obtuvo mediante código de MATLAB. Véase Anexos

Para la columna propuesta de 50 cm x 50cm se propuso un acero longitudinal de 12 varillas de 18 mm de diámetro.

Procediendo con una revisión de los radios de capacidad a los que trabajan las columnas, garantizando un radio estimado de 60% para así promover la ductilidad en las mismas, se opta por implementar nuevas secciones de columnas siendo estas las que se muestran en la tabla TAL.

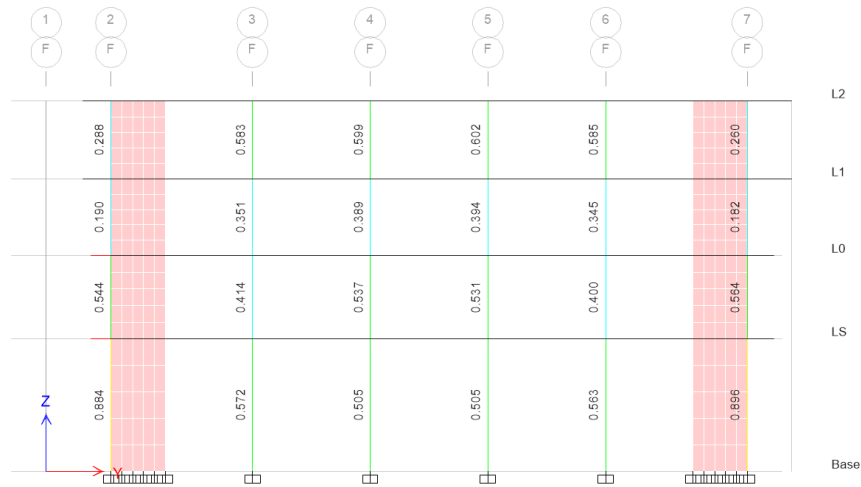
Tabla 4.22: Secciones de columna adicionales con su acero longitudinal.

Tipología de columna	Acero longitudinal
C55	12 varillas de 18 mm de diámetro.
C65	16 varillas de 18 mm de diámetro.
C70	20 varillas de 18 mm de diámetro.
C80	28 varillas de 18 mm de diámetro.

Fuente: Autores

Analizando las columnas 2F y 7F no se está cumpliendo con el radio de capacidad recomendado, esto se debe a que se encuentran adyacentes a los muros, por lo que estos valores pueden ser descartados.

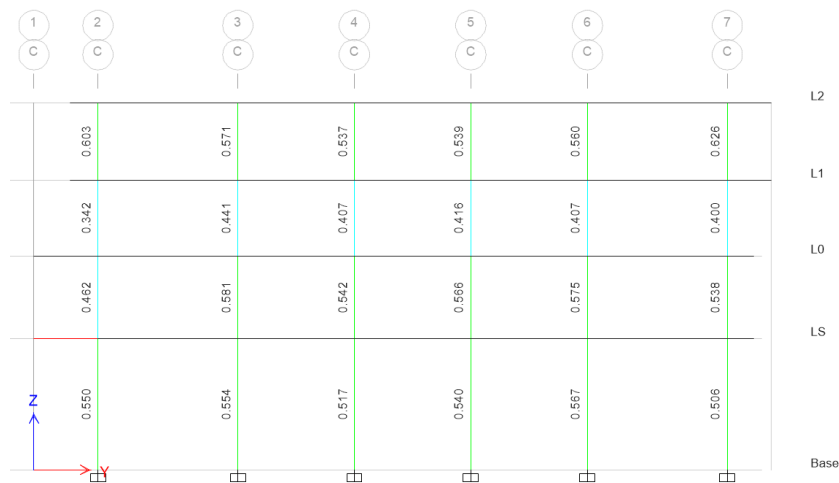
Figura 4.18: Vista en elevación del edificio, eje F.



Fuente: Autores

Detallando otra sección de vista en elevación, luego de hacer un uso apropiado de las secciones adicionales de columna que se muestran en la tabla TAL, se puede verificar que todas las columnas están trabajando a un radio de capacidad que es capaz de promover la ductilidad.

Figura 4.19: Vista en elevación del edificio, eje C.



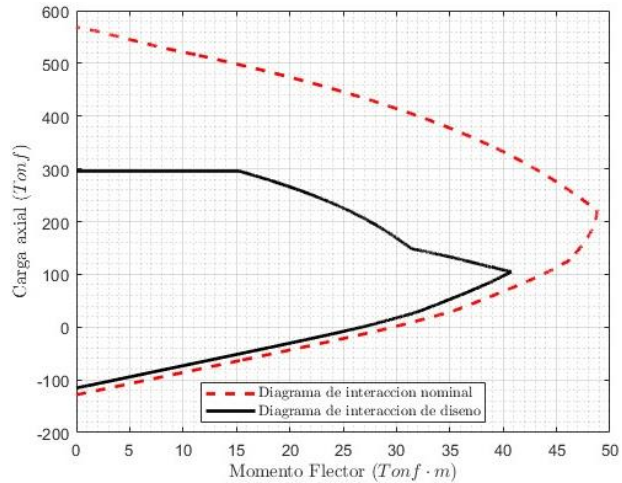
Fuente: Autores

Tomando en cuenta que la columna 50x50cm presenta las siguientes solicitaciones:

- Momento: 170.6 kN-m = 17.39 tonf-m
- Carga Axial: 1619.29 kN = 165.1 tonf
- Fuerza cortante: 75.73 kN

Se comprueba que la columna cumple para las demandas de momento y de carga axial.

Figura 4.20: Diagrama de interacción para la columna C50.



Fuente: Autores

El armado en detalle de todas las secciones de columnas, así como también sus respectivos diagramas de interacción se muestran en los anexos.

Por otro lado, para el diseño a cortante primero es necesario calcular el aporte del hormigón antes esta sollicitación, para ello se toma la ecuación 4.8 de la NEC-SE-DS.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Ecuación 4.8

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

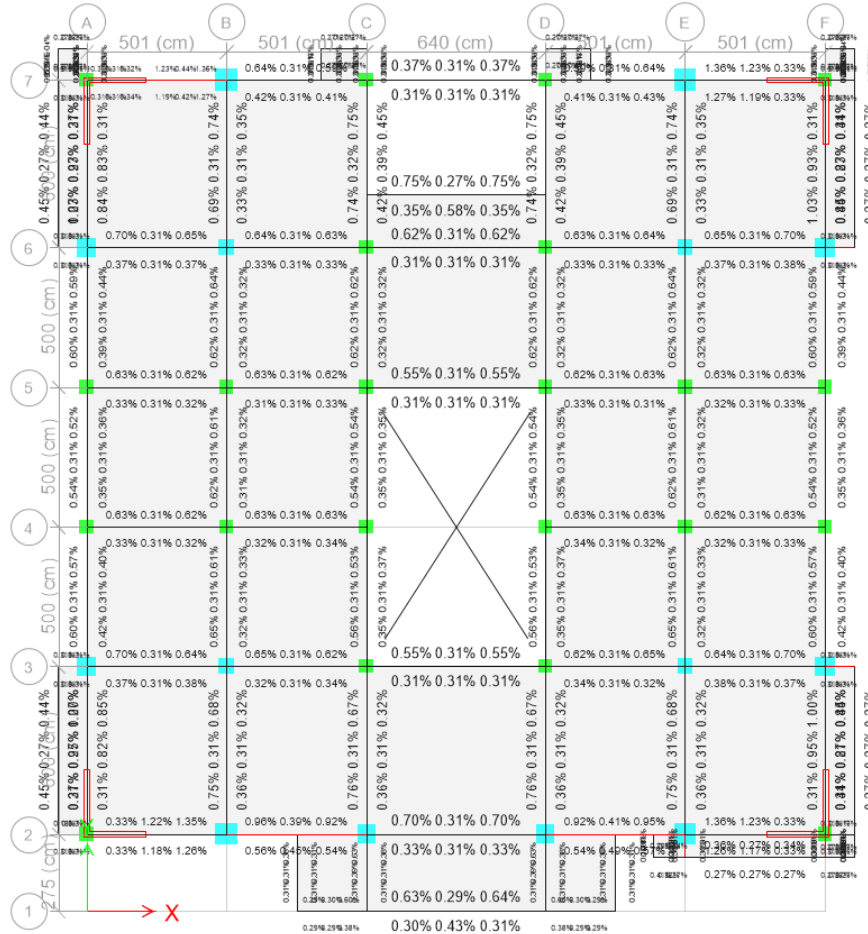
$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \cdot 50 \text{ cm} \cdot 46 \text{ cm}$$

$$V_c = 17\,665 \text{ kg} = 173.3 \text{ kN}$$

Dado que el aporte al cortante del concreto supera la sollicitación, con el armado de acero mínimo bastaría para satisfacer la demanda a la fuerza cortante.

4.4.2 Diseño de vigas

Para diseñar estos elementos, se comprobó en el modelo realizado en ETABS que el porcentaje de acero longitudinal cumpla con una cuantía máxima del 1.07% para que las vigas tengan ductilidad, es decir que el acero falle antes que el hormigón.



Fuente: Autores

Partiendo del armado inicial que se dio a las vigas en el predimensionamiento, en base al software se tiene porcentajes de acero que son menores a la cuantía máxima para todas las vigas.

Datos:

$$V_n = 93.20 \text{ kN}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$d = 44 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 44 \text{ cm}}$$

$$V_c = 11\,827.86 \text{ kg} = 116 \text{ kN}$$

Dado que el aporte al cortante del concreto supera la sollicitación, con el armado de acero mínimo bastaría para satisfacer la demanda a la fuerza cortante.

4.4.3 Diseño de muros

Los muros estructurales se pueden representar como vigas en voladizo anidadas verticalmente dominadas por deformaciones por flexión. Se debe tener en cuenta una disposición simétrica de los muros en planta para evitar deformaciones provocadas por cambios de rigidez. En el diseño de muros se debe tener en cuenta la aplicación simultánea de cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provocados por fuerzas factoriales que actúan sobre el edificio. (Ñauta & Vélez, 2024)

Lo que se hace en primer lugar es obtener las sollicitaciones por fuerza cortante y momento flector y llevar designar el armado de acero en función dichas demandas y a su vez de las cuantías mínimas que el ACI 318-19 propone en el código 18.10.2.1 “Las cuantías de refuerzo en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025...”. Para estos armados es importante conocer que el ACI nos pide que la separación máxima del refuerzo longitudinal sea del menor de: 3 veces el espesor del muro (60 cm) o 45cm,

Por otro lado la determinación del uso de los elementos de borde se encarga ETABS, pues la explicación del manual del software no dice que en función de la demanda de la carga axial se toman porciones de 50 cm que se van evaluando de manera progresiva hasta dar con una longitud de cabezal, luego de esto se arrojan dos resultados recomendados para la cantidad de acero a usarse en dicho elemento de borde (cabezal), en donde, para garantizar un mejor comportamiento del muro ante excitaciones sísmicas se toma el mayor de los dos.

4.4.4 Diseño de nudos

El nudo fuerte debe ser comprobado principalmente al efecto que produce el cortante, pues se debe garantizar que se cumpla con la ecuación 4.9

$$V_J < \Phi V_n \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Donde:

V_J = cortante ultimo aplicado al nudo = $T_1 + T_2 + V_{\text{columna}}$.

$T_1 = 1.25A_s^{(-)} f_y$ debido al acero negativo.

$T_2 = 1.25A_s^{(+)} f_y$ debido al acero positivo.

$$V_{\text{columna}} = \left(\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \right). \quad \text{Ecuación 4.10}$$

H = altura de entre piso.

$$M_{pr1} = \text{momento probable de rotura} = T_1 \left(d - \frac{T_1}{1.7f'_c b} \right).$$

$$M_{pr2} = \text{momento probable de rotura} = T_2 \left(d - \frac{T_2}{1.7f'_c b} \right).$$

Φ = factor de reducción de resistencia (en este caso al tratarse de una zona nodal se toma 0.75 según la tabla 21.2.1(g) del ACI 318-19).

V_n = resistencia nominal de nudo = $\alpha \sqrt{f'_c} A_c$.

α = valor adimensional que toma valores de 5.30 cuando la columna es interna, 4.00 cuando es medianera y 3.20 cuando es esquinera.

$$A_c = \left(\frac{b_{\text{viga}} + b_{\text{columna}}}{2b_{\text{columna}}} \right) \quad \text{Ecuación 4.11}$$

El diseño de esta parte del procedimiento se lo realizo en hoja de cálculo. Véase la Tabla 4.23.

Tabla 4.23: Cálculos para la comprobación de nudo fuerte.

T_1	654.96	kN
T_2	392.97	kN
M_{pr1}	240.74	kN-m

M_{pr2}	152.84	kN-m
$V_{columna}$	121.10	kN
V_J	926.83	kN
α	5.30	-

Fuente: Autores

Ahora se debe comprobar que si el ancho de la viga b_{viga} , es menor que el 75% del ancho de la columna $b_{columna}$, el valor de 5.30 para alfa baja a 4.00

Esto es:

$$b_{viga} = 35 \text{ cm}$$

$$b_{columna} = 50 \text{ cm}$$

$$b_{viga} < 0.75b_{columna}$$

Ecuación 4.12

$$35 \text{ cm} < 0.75(50 \text{ cm})$$

$$35 \text{ cm} < 37.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para calcular el valor del cortante nominal del nudo, se debe tomar un valor de alfa de 4.00, para así determinar V_n .

$$A_c = 2125 \text{ cm}^2$$

$$\Phi V_n = \Phi \alpha \sqrt{f'c} A_c$$

Ecuación 4.13

$$\Phi V_n = 0.75 \times 4 \times \sqrt{210 \frac{kgf}{cm^2}} \times 2125 \text{ cm}^2$$

$$\Phi V_n = 104\,700.20 \text{ kgf}$$

$$\Phi V_n = 1\,027.11 \text{ kN}$$

Verificando la relación $V_J < \Phi V_n$:

$$926.83 \text{ kN} < 1\,027.11 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se puede concluir que existe nudo fuerte.

Adicional a esto se comprueba la adherencia para garantizar una mayor sismorresistencia, donde se espera que la varilla del acero longitudinal de las vigas este incrustada en la columna al menos 20 diámetros de varilla en ambas direcciones, debido que la columna es cuadrada esta comprobación solo basta hacerla una vez, como sigue:

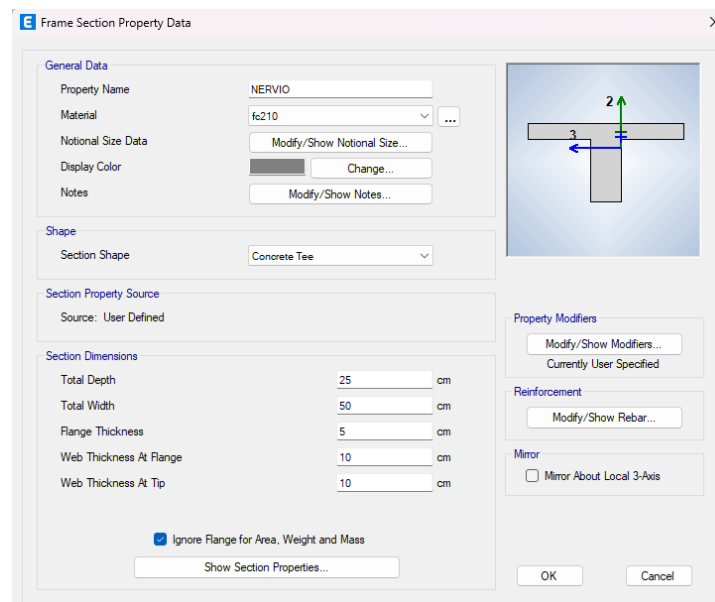
$$b_{columna} > 20(0.18 \text{ cm})$$
$$50 \text{ cm} > 36 \text{ cm}$$

Con esto último se finaliza el diseño del nudo fuerte.

4.4.5 Diseño de losas

Para analizar las losas y determinar el acero que se requiere en los nervios, se realiza un modelo asilado del modelo original de toda la estructura, donde dichos nervios serán definidos como vigas tipo T, como se muestra en la Figura 4.21

Figura 4.21: Definición de propiedades del nervio para losa.



Fuente: Autores

Se muestran en la Tabla 4.24, el área de acero que ETABS recomienda para la viga tipo nervio que se mostró anteriormente tanto en su sección positiva así también como en su sección negativa, con esto se podrá definir que diámetro de varilla comercial se podrá utilizar, procurando que el diámetro de las varillas de refuerzo positivo y negativo, asignadas para los nervios superen el mínimo del acero recomendado por el software.

Tabla 4.24: Aceros de refuerzos en nervios de losa.

Luz de paño central [m]	As positivo [cm ²]	As negativo [cm ²]
6	0.75	0.77
	0.9	
5	0.9	0.6
	0.75	
4	0.75	0.48
	0.75	

Fuente: Autores

Para esto se considera que en donde se recomiende un área de acero de hasta 0.5 cm² de área de utilizará un diámetro de varilla de 8 mm, para un área de acero de hasta 0.785 cm² se emplea un diámetro de barra de 10 mm y para 1.13 cm² de área de acero un diámetro de barra longitudinal de 12 mm.

5. Análisis no lineal

5.1 Análisis por desempeño

El análisis de desempeño de una estructura es una metodología que evalúa el desempeño de un edificio ante una sollicitación, principalmente ante un sismo, para llevar a cabo la evaluación de desempeño existen artículos como:

- Visión 2000.
- FEMA 440.
- ASCE 41-13.

Los artículos mencionados anteriormente permiten conocer los conceptos básicos para la evaluación sísmica de un diseño, como lo son: criterios de diseño, identificación de amenaza sísmica, sistemas estructurales apropiados, definición de límites de diseño y desempeño deseado. Para poder comprender de mejor manera el documento de VISIÓN 2000, define los siguientes niveles de desempeño correspondientes para los diferentes tipos de amenaza sísmica en la siguiente tabla:

Tabla 5.1: Niveles de desempeño.

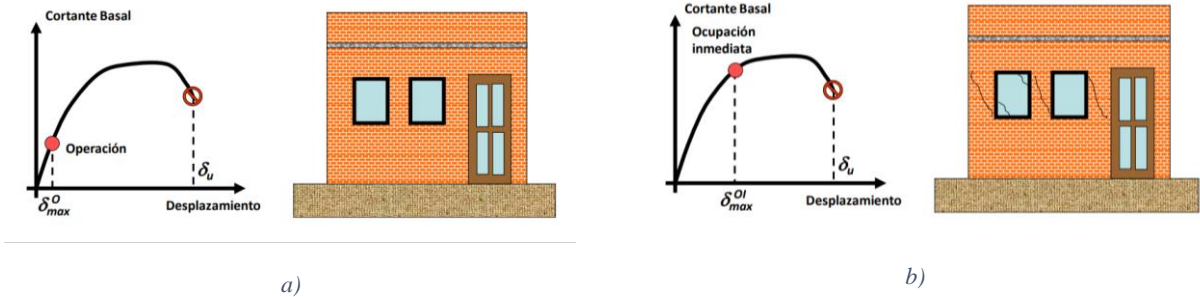
Servicio o totalmente operacional	Asociado a un nivel de desempeño en el cual no ocurre ningún tipo de daño. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
Operacional	Nivel de desempeño en el cual ocurren algunos daños de tipo moderado en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso ciertos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del evento sísmico, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

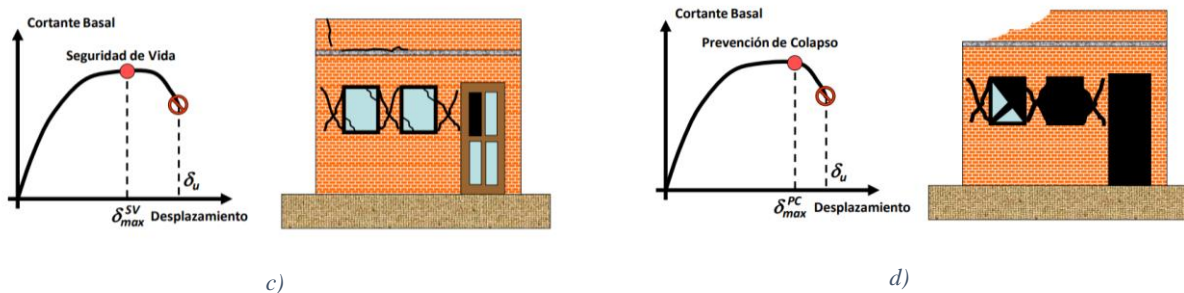
Seguridad de vida	Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún se tiene un margen de seguridad frente al colapso. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del evento sísmico, con lo cual, es posible que sea preciso proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea factible y se justifique desde un punto de vista económico
Próximo al colapso.	Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. La edificación es totalmente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factibles desde un punto de vista técnico o económico.

Fuente: Visión 2000

En la Figura 5.1 se muestran de manera referencial los niveles de desempeño que se describieron en la Tabla 5.1

Figura 5.1: Niveles de desempeño, a) Operacional, b) Ocupación inmediata, c) Seguridad de vida, d) Prevención al colapso





Fuente: Tomando de (Quinde P. , 2023)

El análisis de desempeño sísmico permite analizar la respuesta de la estructura sometida a excitaciones sísmicas que comúnmente se las idealiza como cargas laterales, para dicho propósito existen varios métodos, como lo son:

- Análisis dinámico lineal: Clasificados principalmente en métodos basados en tiempo-historia y métodos basados en el espectro de respuesta.
- Análisis estático lineal: Consiste de métodos estáticos equivalentes.
- Análisis dinámico no lineal: La diferencia fundamental con el análisis estático no lineal radica en que este tipo de análisis puede realizarse en base al análisis modal espectral, considerando que la respuesta total se encuentre mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración. (Cabrera & Sánchez, 2016).
- Análisis estático no lineal: Consiste en realizar un análisis *PUSHOVER* que simula la acción sísmica aplicado un patrón de cargas laterales de uniforme y creciente utilizando sistemas equivalentes de un grado de libertad (SDOF) para modelar una estructura de múltiples grados de libertad (MDOF)

Para este proyecto se opta por realizar un análisis estático no lineal *PUSHOVER*, del cual se espera obtener lo que se conoce como curva de capacidad, que permite una lectura de la evolución del daño respecto al desplazamiento, el parámetro de demanda, medido en un nodo de control situado en la cubierta de la estructura (Cabrera, et al., 2022) una vez aplicada sus respectivas cargas y la deformación que se desarrolla en cada paso (incremento en la fuerza).

5.2 Obtención de la curva de capacidad

Las curvas de capacidad representan la relación entre el parámetro de interés y el desplazamiento de la base para un patrón de carga lateral impuesto, por ejemplo, por una acción sísmica o un modo de vibración, que se incrementa gradualmente hasta alcanzar el estado último de la estructura. (Cabrera & Andrade, 2019) Ahora bien, los resultados que servirán para categorizar el comportamiento de la edificación los da el ETABS en forma de desplazamientos (para la dirección X y la dirección Y) para los periodos de retorno que se muestran en la Tabla 5.2 y Tabla 5.3 los cuales se modifican a deriva y así proceder con la categorización del comportamiento de la estructura.

Para este fin se deben llevar a cabo ciertos procedimientos como son:

- Asignar armado de acero en elementos estructurales como vigas, losas y muros.
- Designar rotulas plasticas en vigas, losas y muros
- Establecer un caso de carga gravitacional no lineal
- Aplicar un caso de carga no lineal *PUSHOVER*.

En los elementos estructurales se deben colocar los refuerzos de acero que trabajen adecuadamente con las solicitaciones que estos pueden presentar para ello se toman los refuerzos calculados en el apartado 4.4 Diseño estructural.

Para el ingreso del armado de las vigas en ETABS, se muestra la Figura 5.2. Véase también la Figura 3.2.

Figura 5.2: Refuerzo de viga 35x48 cm.

Section	Parameter	Value	Unit
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid	Top Bars	4.2	cm
	Bottom Bars	4.2	cm
Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams	Top Bars at I-End	12.72	cm ²
	Top Bars at J-End	12.72	cm ²
	Bottom Bars at I-End	7.63	cm ²
	Bottom Bars at J-End	7.63	cm ²

Fuente: Autores

De manera análoga en la Figura 5.3, se ejemplifica el ingreso de datos para un tipo de columna

Figura 5.3: Refuerzo de columna 50x50 cm.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: fy4200
Confinement Bars (Ties): fy4200

Reinforcement Configuration

Rectangular
 Circular

Confinement Bars

Ties
 Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4
Longitudinal Bar Size and Area: 18, 2.55 cm²
Corner Bar Size and Area: 18, 2.55 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm
Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

OK Cancel

Fuente: Autores

Y finalmente para el armado de los muros, por practicidad se decidió declararlo mediante el uso de cuantías para su refuerzo transversal y horizontal. Véase Figura 5.4.

Figura 5.4: Definición de armado de muros de corte.

Wall Hinge Reinforcement Selection

From Current Design
 Uniform Rebar Ratio:
 Specified Rebar Layout

Vertical Rebar: Rebar Ratio: 0.025, Rebar Material: fy4200
Horizontal Rebar: Rebar Ratio: 6.200E-03, Rebar Material: fy4200

More...

OK Close Apply

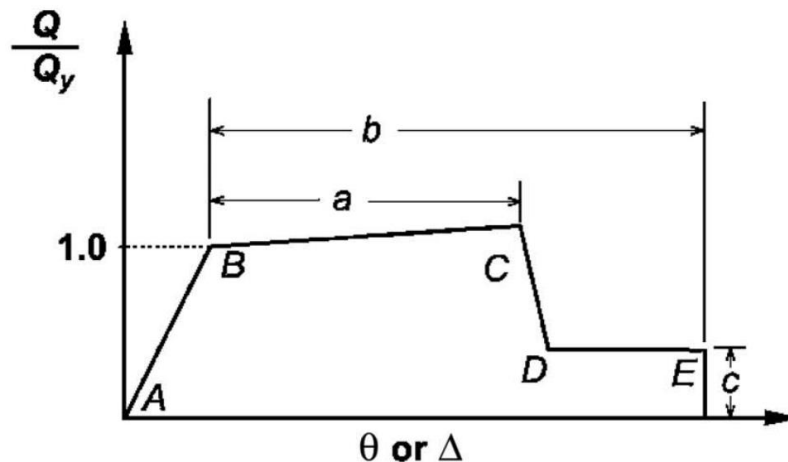
Fuente: Autores

5.3 Rótulas plásticas

También llamada articulación plástica, es el estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. Las rotulas plásticas se pueden formar tanto en columnas como en vigas, pero es recomendable que se formen en las vigas (filosofía columna fuerte–viga débil). En el diseño se debe tratar de retardar o controlar la formación de rotulas plásticas en las columnas. (Cabrera & Sánchez, 2016).

Para la obtención de las rotulas plásticas se procedió con la metodología que establece “*American Society of Civil Engineers*” para las vigas donde se establece que los parámetros deben tomarse de la tabla 10.7 del código ASCE 41-13 “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*” donde también se permite el uso de modelos concentrados o distribuidos de articulaciones plásticas sometidas a cargas sísmicas, que en el caso de un aumento monótono de la deformación por carga siguen el efecto mostrado en la Figura 5.5, donde dicho diagrama se obtiene considerando la influencia del aumento de la carga (Q) sobre el elemento. Cabe mencionar que la figura muestra el efecto de la carga normalizada dividido por el efecto de fluencia (Q_y) del elemento adicionalmente el modelo de rótula plástica aún no ha sido validado experimentalmente con estudios de casos. (Torres & Vásquez, 2021)

Figura 5.5: Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de hormigón armado.



Fuente: Tomado de (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS , 2017)

Por otra parte para la obtención de las rotulas plásticas en columnas se aplicaron las recomendaciones que da “*American Society of Civil Engineers*”, tomando los parámetros de la tabla 10-8 del código ASCE 41-13 “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*” donde también se permite el uso de modelos concentrados o distribuidos de articulaciones plásticas sometidas a cargas sísmicas, que en el caso de un aumento monótono de la deformación por carga siguen el efecto mostrado en la Figura 5.5, donde dicho diagrama se obtiene considerando la influencia del aumento de la carga (Q) sobre el elemento. Cabe mencionar que la figura muestra el efecto de la carga normalizada dividido por el efecto de fluencia (Q_y) del elemento adicionalmente el modelo de rótula plástica aún no ha sido validado experimentalmente con estudios de casos. (Torres & Vásquez, 2021). Es importante señalar que se tiene que verificar la condición asignada mediante la relación capacidad a corte, que permitirá categorizar a las columnas como:

- i. Condición i: Falla a flexión
- ii. Condición ii: Falla a corte – flexión
- iii. Condición iii: Falla a corte

Para comprobar las rotulas plásticas para vigas y columnas comentadas anteriormente, se utilizó un *script* de MATLAB tomado de (Torres & Vásquez, 2021), en donde se obtuvo que para el caso de columnas, todas fallan por flexión.

Una vez dada la explicación teórica de las rotulas plásticas, para su respectivo modelado en ETABS para el caso de las vigas se opta por utilizar rotulas automáticas, que se definen como se muestra en la Figura 5.6, con las propiedades que se pueden apreciar en la Figura 5.7.

Figura 5.6: Asignación de rotulas plásticas en vigas.

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance cm
Auto	Relative to clear length	0.95	0
Auto M3	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.95	

Show Advanced Parameters

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-17
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: Auto M3, Takeda hysteresis

Fuente: Autores.

Figura 5.7: Definición de rotulas plásticas en vigas.

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-17
 Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom: M2, M3
 Hysteresis Type: Isotropic

Transverse Reinforcing: Transverse Reinforcing is Conforming

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

V Value From: Case/Combo, Dead
 User Value

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced: From Current Design, User Value (for positive bending)

Ultimate Strength Limit: Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength) 1.1

Fuente: Autores.

De manera análoga para el caso de las columnas, se muestran en la Figura 5.8 y la Figura 5.9, las consideraciones que se tomaron para su respectivas asignacion de articulaciones plasticas.

Figura 5.8: Asignación de rotulas plásticas en columnas.

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance cm
Auto	Relative to clear length	0.95	0
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.05	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.95	

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
 DOF: Auto P-M2-M3

Buttons: Add Hinge, Modify Hinge, Delete Hinge, Show Advanced Parameters, Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Fuente: Autores.

Figura 5.9: Definición de rotulas plásticas en columnas.

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom: M2, M3, M2-M3, P-M2-M3, P-M2, P-M3, Parametric P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition: Condition I - Flexure, Condition II - Shear, Condition III - Flexure/Shear, Condition IV - Development

P and V Values From: Case/Combo, User Value, Dead

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$: From Current Design, User Value

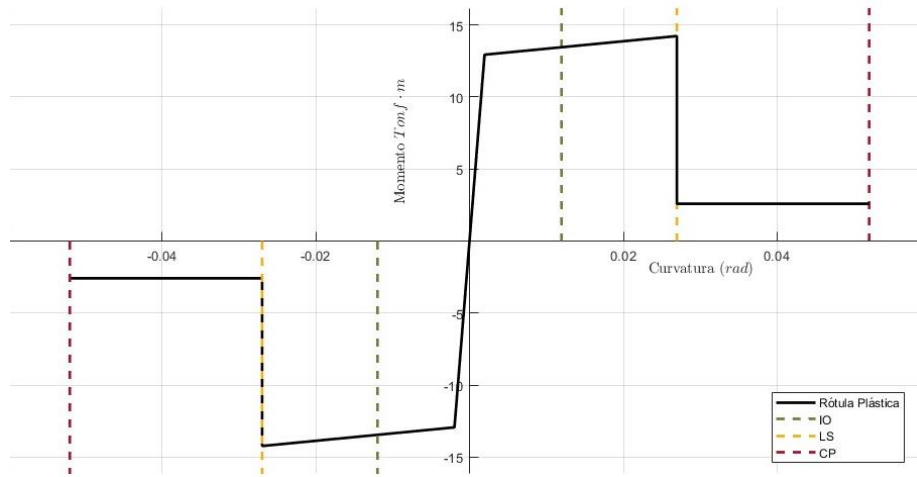
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Autores.

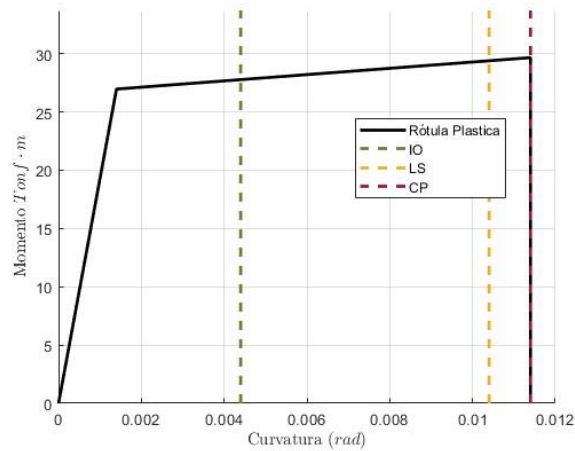
En la Figura 5.10 se muestra las gráficas de la rótula plástica para la viga 35x48cm y en la Figura 5.11 la rótula plástica para la columna 50x50 cm, obtenidas mediante código de MATLAB. Adicionalmente en ANEXOS se muestran las gráficas de las rotulas plásticas para las demás tipologías de columna para cada nivel de piso.

Figura 5.10: Curva de rotula plástica para viga 35x48 cm, con niveles de desempeño.



Fuente: Autores.

Figura 5.11: Curva de rotula plástica para columna 50x50 cm, con niveles de desempeño.

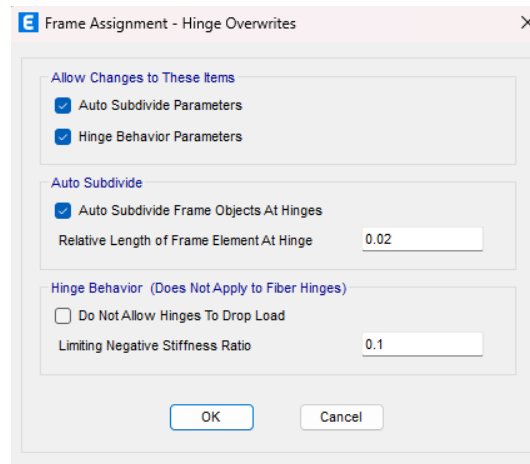


Fuente: Autores.

5.4 Niveles y punto de desempeño

Con todos los preparativos dados en rotulas pasticas, lo que continua es obtener la curva de capacidad, proceso iterativo en el cual se deberán ir realizando cambios en las rotulas plásticas en cuanto a su longitud y a su límite de rigidez negativo, demás parámetros principales como se detalla en la Figura 5.12.

Figura 5.12: Sobreescritura de rotulas plásticas.



Fuente: Autores.

Luego de realizar las respectivas sobreescrituras en los elementos que lo requieran, pues en este proyecto se dio únicamente en las vigas, se obtiene la curva de capacidad en las direcciones X y Y, como se lo puede observar en la Figura 5.14.e.

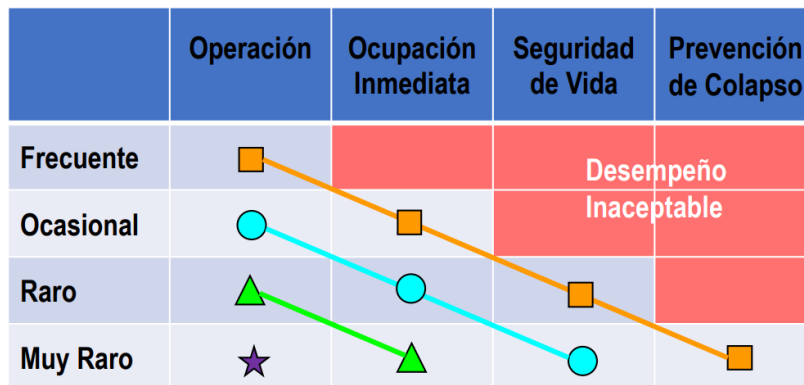
A estas alturas es importante describir el punto de desempeño que se obtiene en ambas curvas de capacidad, para ello se usa la metodología establecida por FEMA 440 que utiliza una idealización bilineal de la curva de capacidad. Cabe recalcar que los métodos que utilizan este procedimiento estiman el máximo desplazamiento de un sistema de varios grados de libertad utilizando un sistema lineal equivalente definido mediante un periodo T_{eff} y un amortiguamiento β_{eff} , que a su vez dependen de las características de la curva de capacidad, en términos de su periodo y amortiguación inicial, así como su ductilidad μ . (FEMA, 2005)

Para obtener el punto de desempeño de una estructura deben seleccionarse un espectro de demanda que defina el escenario sísmico. Este espectro puede estar definido por el espectro de respuesta de una señal sísmica de interés, o bien por un espectro normalizado. Definido el escenario sísmico se convierte al formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectral, que relaciona el desplazamiento y la aceleración en coordenadas espectrales. La importancia de esta transformación radica en la necesidad de obtener un sistema común para representar el espectro de demanda y lo que se conoce con el nombre de espectro de capacidad, el mismo que proviene de la

transformación de la curva de capacidad al mismo formato ADRS. Se selecciona un punto de desempeño de prueba, que servirá para determinar el último punto “válido” de la curva y definir la representación bilineal para obtener los correspondientes parámetros α y μ que permiten calcular β_{eff} y T_{eff} . A partir de aquí, FEMA 440 describe tres metodologías para encontrar el punto de desempeño. (Cabrera & Andrade, 2019)

Posteriormente, a partir de criterios como lo pueden ser HAZUS, RISK UE, o VISION 2000, se establecen los límites (niveles) de desempeño y umbrales de daño en donde lo que se hace es ubicar estos límites en las curvas de capacidad y los puntos de desempeño, simultáneamente, lo que facilita y permite de manera objetiva determinar el comportamiento de la edificación. Véase la Figura 5.13.

Figura 5.13: Niveles de desempeño.



Fuente: Tomando de (Quinde P. , 2023).

Para realizar el análisis de desempeño es conveniente realizar una adaptación a la curva de capacidad, dado que esta se grafica inicialmente relacionando el desplazamiento en el techo medido en centímetros en el eje de las abscisas (esto debido a que aquí se colocó el nodo de control) y el cortante basal medido en kilo newtons en el eje de las ordenadas, por conveniencia se opta por modificar el eje de las abscisas en donde se representaran las derivas máximas (inelásticas), esto con la finalidad de poder ubicar los niveles de desempeño que otorga Visión 2000 que están en deriva, siendo

- Completamente operacional (CO) = 0.2 %
- Operacional (OP) = 0.5 %

- Seguridad de vida (SV) = 1.5%
- Prevención al colapso (PC) = 2.5%

A continuación se muestran los puntos de desempeño en desplazamientos y su adaptación a deriva para el PUSHOVER en ambas direcciones.

Tabla 5.2: Desempeño de la edificación en el sentido X en desplazamientos y derivas para distintos periodos de retorno

Periodo de retorno, T_R [años]	Desplazamiento, [cm]	Deriva δ , [%]
475	20.21	1.59
2500	28.91	2.26

Fuente: Autores

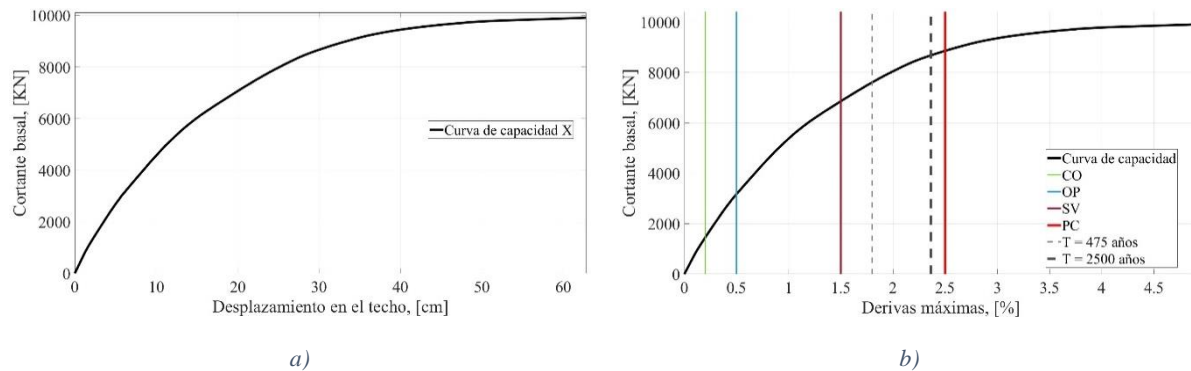
Tabla 5.3: Desempeño de la edificación en el sentido Y en desplazamientos y derivas para distintos periodos de retorno

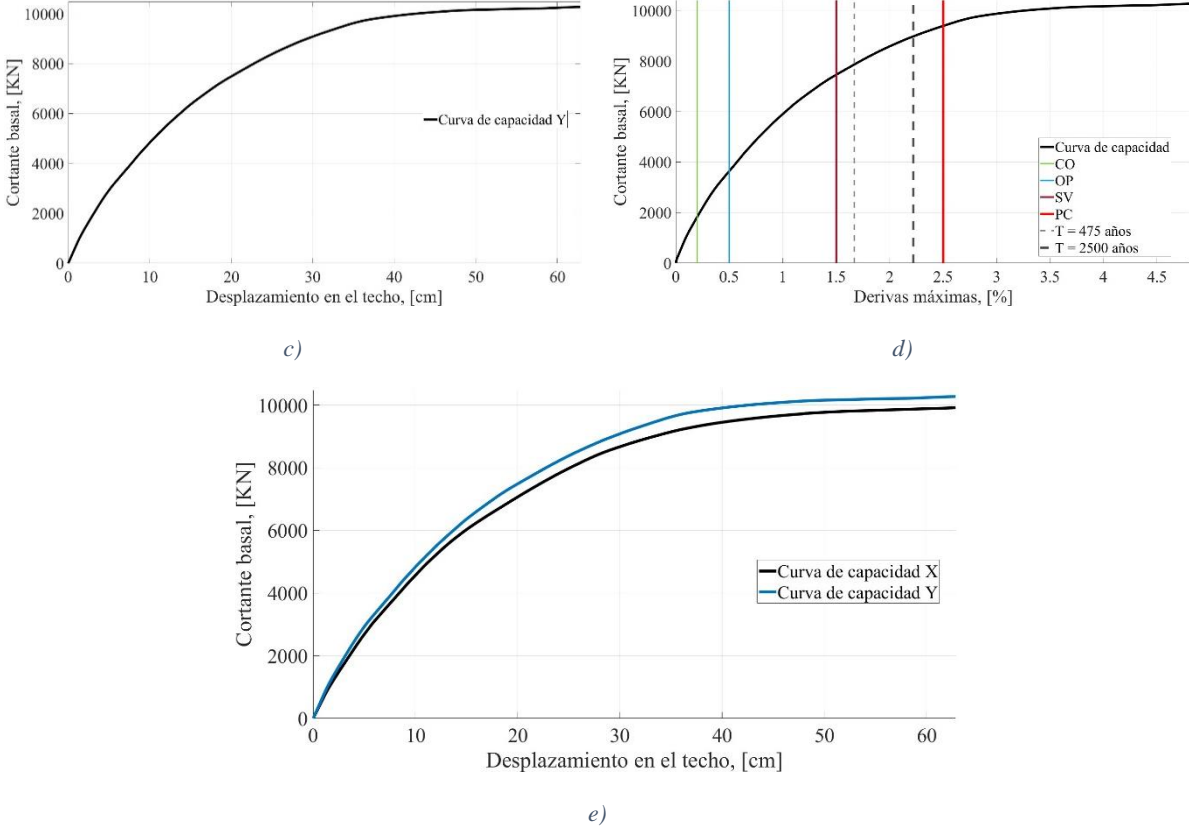
Periodo de retorno, T_R [años]	Desplazamiento, [cm]	Deriva δ , [%]
475	19.30	1.54
2500	28.15	2.22

Fuente: Autores

Todo lo que se sustentó anteriormente, se puede apreciar en la Figura 5.14.

Figura 5.14: a) Curva de capacidad X, b) Análisis por desempeño X, c) Curva de capacidad Y, d) Análisis por desempeño Y, e) Comparación de curvas de capacidad





Fuente: Autores

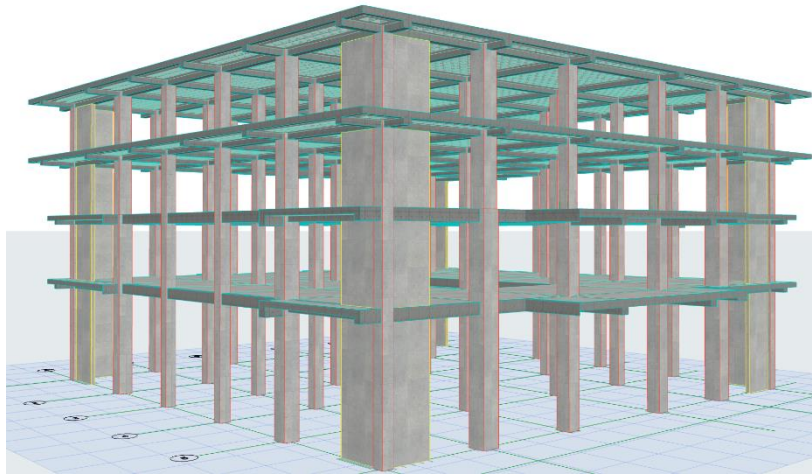
Como se puede apreciar en la figura 5.14.b, en el sentido X la estructura muestra que para un sismo de un periodo de retorno de 475 y 2500 años, cumple para un periodo de retorno de prevención al colapso (PC) según VISION 2000, por su parte en el sentido Y se muestra de igual forma en la figura 5.14.d un nivel de desempeño de prevención al colapso para los mismo periodos de retorno de 475 y 2500 años. Sin embargo, observando la figura 5.14.e se aprecia que la curva de capacidad en el sentido Y llega a un valor de fuerza cortante en la base notablemente mayor que la curva de capacidad en X, ambos para un desplazamiento en el techo de 62.84 cm, esto quiere decir que la estructura tiene mayor rigidez ante cargas laterales en esta última dirección.

6. Ingeniería de costos

6.1 Cantidades de obra

BIM (*Buldin Information Modeling*) es una herramienta que apoya al diseño de una edificación, gracias ello los diseños de las estructuras llegan a ser más eficientes a la hora de la construcción ya que el modelado nos permite generar una mejor compatibilidad entre sistemas, suponiendo un ahorro tanto de capital como de tiempo; además, una vez realizado el modelado de la estructura se puede obtener tanto el volumen requerido de hormigón como el peso total del acero de refuerzo, así como los planos constructivos donde se detallan con una mejor precisión la forma de construcción. (Chócalan Felipe, 2014). Esta forma de modelado se puede realizar en el *software* Archicad24 por lo que fue electo para el proyecto dando como resultado un modelo preciso de la estructura previamente diseñada como se puede ver en la Figura 6.1.

Figura 6.1: Estructura modelada en Archicad 24.



Fuente: Autores.

Haciendo uso del programa se logró realizar tablas con los volúmenes totales necesarios para la realización de la estructura, los cuales se muestran en las siguientes tablas resumidas.

Tabla 6.1: Volumen de hormigón para columnas.

Columnas	
Marca de clase	Volumen en m³
C0(50x50)	93.02
C1(55x55)	11.08
C1(55x55)	3.96
C3(65x65)	7.74
C3(65x65)	11.08
C4(70x70)	17.96
C4(70x70)	12.84
C6(80x80)	23.44

Fuente: Autores.

Tabla 6.2: Volumen de hormigón para vigas.

Vigas	
Marca de clase	Volumen en m³
V1 (35x48)	206.73
V2 (40x60)	2.32
V3(45x65)	0.96
Vborde	2.1
Total	212.11

Fuente: Autores.

Tabla 6.3: Volumen de hormigón necesario para muro estructural.

Muro	
Marca de clase	Volumen en m³
Muro	42.99
Total	42.99

Fuente: Autores.

Tabla 6.4: Volumen de hormigón necesario para losa.

Losa	
Marca de clase	Volumen en m³
L1(25x10x40)	428.57
Total	428.57

Fuente: Autores.

El total de hormigón requerido para la estructura es de 884.71 m³, además del volumen de los elementos se pudieron encontrar las áreas de las diferentes superficies la cual será el área por encofrar.

A partir del modelado del acero de refuerzo y su respectiva planilla de hierros se cuantifico el peso total en kilo gramos, en las siguientes tablas se muestra un resumen de la cantidad de acero requerido para los elementos.

Tabla 6.5: Resumen cuantificación acero de refuerzo.

Refuerzo	
Descripción	Peso en kg
Aceros longitudinales columnas	17192.30
Aceros estribos columnas	20055.90
Aceros losas	6161.10
Aceros muros	11684.20
Aceros longitudinales vigas	24817.80
Aceros estribos vigas	16346.50
Total	96256.80

Fuente: Autores.

6.2 Análisis de Precios Unitarios

Para el análisis de precios unitarios o APUS se han tomado en cuenta los aspectos mencionados anteriormente, tomando en cuenta el costo de material, mano de obra, herramientas necesarias y transporte en el caso que aporte al costo, obteniendo los APUS mostrados en las tablas siguientes.

Tabla 6.6: APU hormigón simple fc210.

1. MATERIALES						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	
67	Cemento portland IP-30 puesto en obra	Saco	7.5	8.63	64.725	
70	Arena puesta en obra	m3	0.6	21	12.6	
76	Grava puesta en obra	m3	1	22.51	22.51	
350	Agua	lt	180	0.01	1.8	
Total materiales					101.64	
2. MANO DE OBRA						
Descripción		Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total
401001	Peon(Est.ocE2)	hr	5	4.14	0.76	15.732
404001	Tecnico de obras civiles	hr	1	4.42	0.38	1.6796
Total mano de obra						17.41
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Total
131039	Concreteira de un saco	hr	1	3.75	0.76	2.85
133016	Herramientas varias	hr	5	0.4	0.76	1.52
Total equipo, maquinaria y herramientas						4.37
4. TRANSPORTE						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Total
						0
Total equipo, maquinaria y herramientas						0.00
Costo directo						
123.42						
Costo indirecto						
Costo indirecto	20.00%	24.68				
Total						148.10

Fuente: Autores.

Tabla 6.7: APU encofrado de madera

1. MATERIALES							
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	%	
	Pingos de eucalipto	m	3.5	0.8	2.8		
	Tabla ordinaria de monte 28x2.5x300cm	Unidad	0.8	2.5	2		
	tiras de eucalipto 4x5x300	Unidad	0.5	1.08	0.54		
	clavos	kg	0.15	1.91	0.2865		
Total materiales					5.63		
2. MANO DE OBRA							
Descripción		Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total	
401001	Peon(Est.ocE2)	hr	2	4.14	0.2	1.656	
	Albañil (Est.ocE2)	hr	1	4.19	0.2	0.838	
404001	Tecnico de obras civiles	hr	1	4.42	0.06	0.2652	
Total mano de obra						2.76	
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS							
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Total	
133016	Herramientas varias	hr	3	0.4	0.20	0.24	
Total equipo, maquinaria y herramientas						0.24	
4. TRANSPORTE							
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Total	
Total equipo, maquinaria y herramientas						0.00	
Costo directo							
Total							8.63
Costo indirecto							
Costo indirecto	20.00%					1.73	
Total						10.35	

Fuente: Autores.

Tabla 6.8: APU fundición de columna de hormigón armado.

1. MATERIALES						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	
Hormigón		m3	1	123.42	123.4166	
Total materiales					123.42	
2. MANO DE OBRA						
Descripción		Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total
Peón (Est.ocE2)		hr	4	4.14	0.9	14.904
Albañil D2		hr	1	4.19	0.9	3.771
Tecnico de obras civiles		hr	1	4.42	0.9	3.978
Total mano de obra					22.65	
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Costo total
Vibrador de manguera		hr	1	3	0.9	2.70
Herramienta menor de carpinteria		hr	5	0.25	0.9	1.13
Total equipo, maquinaria y herramientas					3.83	
Costo directo						
Total		149.89460				
Costo indirecto						
Costo indirecto	20.00%	29.97892				
Total		179.87352				
precio ofertado		179.87000				

Fuente: Autores.

Tabla 6.9: APU fundición de viga de hormigón armado.

1. MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	
Hormigón	m3	1	123.42	123.4166	
Total materiales				123.42	
2. MANO DE OBRA					
Descripción	Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total
Peón (Est.ocE2)	hr	4	4.14	0.8	13.248
Albañil D2	hr	1	4.19	0.8	3.352
Técnico de obras civiles	hr	1	4.42	0.4	1.768
Total mano de obra					18.37
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Costo total
Vibrador de manguera	hr	1	3	0.8	2.40
Herramienta menor de carpintería	hr	5	0.25	0.8	1.00
Total equipo, maquinaria y herramientas					3.40
Costo directo					
Total		145.18460			
Costo indirecto					
Costo indirecto	20.00%	29.03692			
Total		174.22152			
precio ofertado		174.22000			

Fuente: Autores.

Tabla 6.10: Apu fundición de muro de hormigón armado.

1. MATERIALES						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	
	Encofrado metálico	m3	6	10.61	63.6468	
	acero de refuerzo	kg	120	1.9874	238.488	
	Hormigón	m3	1	123.42	123.4166	
Total materiales					425.55	
2. MANO DE OBRA						
Descripción		Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total
401001	Peón(Est.ocE2)	hr	3	4.14	4	49.68
	Albañil D2	hr	1	4.19	4	16.76
404001	Técnico de obras civiles	hr	1	4.42	4	17.68
Total mano de obra						84.12
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Costo total
1371	Vibrador de manguera	hr	1	3	4	12.00
	Herramienta menor de carpintería	hr	1	0.25	4	1.00
Total equipo, maquinaria y herramientas						13.00
Costo directo						
Total		522.67140				
Costo indirecto						
Costo indirecto	20.00%	104.53428				
Total		627.20568				
precio ofertado		627.21000				

Fuente: Autores.

Tabla 6.11: APU fundición losa alivianada.

1. MATERIALES						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	
507003	Hormigón	m3	0.08	123.42	9.873328	
	Casetón	Unidad	4	0.86	3.4528	
Total materiales					13.33	
2. MANO DE OBRA						
Descripción		Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total
401001	Peón (Est.ocE2)	hr	3	4.14	0.2	2.484
	Albañil D2	hr	1	4.19	0.2	0.838
404001	Técnico de obras civiles	hr	1	4.42	0.08	0.3536
Total mano de obra						3.68
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Costo total
	Herramientas varias	hr	4	0.4	0.2	0.32
Total equipo, maquinaria y herramientas						0.32
Costo directo						
Total		17.32173				
Costo indirecto						
Costo indirecto	20.00%	3.4643456				
Total		20.78607				
precio ofertado		20.79000				

Fuente: Autores.

Tabla 6.12: APU armado de acero de refuerzo.

1. MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio productivo	Costo total	
hierro varillas (corrugado)	kg	1.05	1.10	1.155	
Alambre de amarre recocido No. 18	kg	0.1	1.50	0.15	
Total materiales				1.31	
2. MANO DE OBRA					
Descripción	Unidad	Cantidad	S.R.H	Rendimiento	Costo total
Peón(Est.ocE2)	hr	1	4.14	0.08	0.3312
Fierrero (Estr. OC.D2)	hr	1	4.19	0.08	0.3352
Total mano de obra					0.67
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio productivo	Rendimiento	Costo total
Equipo menor	hr	1	0.2	0.08	0.02
Total equipo, maquinaria y herramientas					0.02
Costo directo					
Total		1.98740			
Costo indirecto					
Costo indirecto	20.00%	0.39748			
Total		2.38488			
precio ofertado		2.39000			

Fuente: Autores.

Una vez establecidos los precios unitarios de las actividades correspondientes se procedió con el presupuesto combinando los precios unitarios con los volúmenes de obras previamente calculados.

6.3 Presupuesto

Tabla 6.13: Presupuesto.

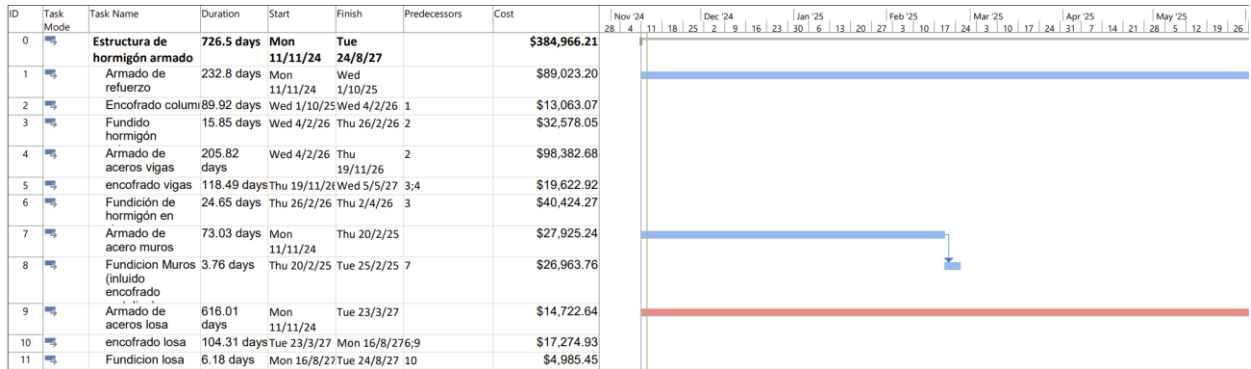
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unit.	P.Total
1	ESTRUCTURA DE HORMIGON				\$384,966.20
1.01	Armado de refuerzo columna	kg	37248.2	2.39	\$89,023.20
1.02	Encofrado columnas	m2	1262.03	10.35	\$13,063.07
1.03	Fundido hormigón columnas	m3	181.12	179.87	\$32,578.05
1.04	Armado de aceros vigas	kg	41164.3	2.39	\$98,382.68
1.05	encofrado vigas	m2	1895.78	10.35	\$19,622.92
1.06	Fundición de hormigón en vigas	m3	232.03	174.22	\$40,424.27
1.07	Armado de acero muros	kg	11684.2	2.39	\$27,925.24
1.08	Fundición Muros (incluido encofrado metálico)	m3	42.99	627.21	\$26,963.76
1.09	Armado de aceros losa	kg	6160.1	2.39	\$14,722.64
1.10	encofrado losa	m2	1668.94	10.35	\$17,274.93
1.11	Fundición losa	m2	98.8	50.46	\$4,985.45
TOTAL:					\$384,966.20

Fuente: Autores.

6.4 Cronograma valorado y método de la ruta crítica, CPM

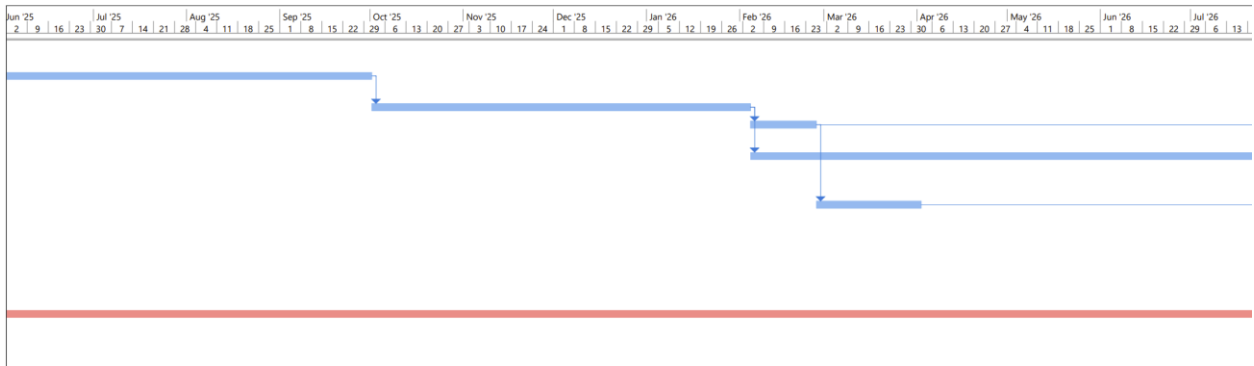
Para el cronograma de obra se utilizaron las cantidades de obra previamente calculadas se tomó en cuenta el rendimiento de las actividades y se consideró el orden cronológico en las que las actividades a realizarse, y mediante el uso del *software* Office Project Professional se logró crear un cronograma donde se puede visualizar de forma individual la duración de cada actividad y de forma conjunta siguiendo el orden de proceso con flechas, líneas azules y representando la ruta crítica de color rojo como se ve en la Figura 6.2, Figura 6.3 y Figura 6.4.

Figura 6.2: Cronograma de obra.



Fuente: Autores.

Figura 6.3: Continuación ruta crítica.



Fuente: Autores.

Figura 6.4: Ruta crítica.



Fuente: Autores.

Crono

Tabla 6.14: Cronograma valorado.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unit.	P.Total	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10	Mes 11
1	ESTRUCTURA DE HORMIGON				\$384,966.20	\$11,830.24	\$17,351.02	\$18,139.70	\$40,072.22	\$8,532.34	\$8,938.65	\$8,938.65	\$8,532.34	\$9,344.95	\$8,532.34	\$8,938.65
1.01	Armado de refuerzo columna	kg	37248.2	2.39	\$89,023.20	\$5,736.03	\$8,412.85	\$8,795.25	\$7,648.04	\$8,030.44	\$8,412.85	\$8,412.85	\$8,030.44	\$8,795.25	\$8,030.44	\$8,412.85
1.02	Encofrado columnas	m2	1262.03	10.35	\$13,063.07											
1.03	Fundido hormigón columnas	m3	181.12	179.87	\$32,578.05											
1.04	Armado de aceros vigas	kg	41164.3	2.39	\$98,382.68											
1.05	encofrado vigas	m2	1895.78	10.35	\$19,622.92											
1.06	Fundición de hormigón en vigas	m3	232.03	174.22	\$40,424.27											
1.07	Armado de acero muros	kg	11684.2	2.39	\$27,925.24	\$5,735.71	\$8,412.37	\$8,794.75	\$4,982.42							
1.08	Fundición Muros (incluido encofrado metálico)	m3	42.99	627.21	\$26,963.76				\$26,963.76							
1.09	Armado de aceros losa	kg	6160.1	2.39	\$14,722.64	\$358.50	\$525.80	\$549.70	\$478.00	\$501.90	\$525.80	\$525.80	\$501.90	\$549.70	\$501.90	\$525.80
1.1	encofrado losa	m2	1668.94	10.35	\$17,274.93											
1.11	Fundición losa	m2	98.8	50.46	\$4,985.45											
TOTAL:					\$384,966.20											
INVERSION MENSUAL						\$11,830.24	\$17,351.02	\$18,139.70	\$40,072.22	\$8,532.34	\$8,938.65	\$8,938.65	\$8,532.34	\$9,344.95	\$8,532.34	\$8,938.65
AVANCE PARCIAL EN %						3.07	4.51	4.71	10.41	2.22	2.32	2.32	2.22	2.43	2.22	2.32
INVERSION ACUMULADA						\$11,830.24	\$29,181.26	\$47,320.96	\$87,393.18	\$95,925.52	\$104,864.17	\$113,802.82	\$122,335.16	\$131,680.11	\$140,212.45	\$149,151.10
AVANCE ACUMULADO EN %						3.07	7.58	12.29	22.70	24.92	27.24	29.56	31.78	34.21	36.42	38.74

Fuente: Autores

Tabla 6.15: Cronograma valorado.

Mes 11	Mes 12	Mes 13	Mes 14	Mes 15	Mes 16	Mes 17	Mes 18	Mes 19	Mes 20	Mes 21	Mes 22	Mes 23
\$8,938.65	\$4,080.71	\$3,383.49	\$3,891.01	\$3,721.84	\$44,056.20	\$47,120.34	\$13,042.59	\$10,539.97	\$11,041.88	\$11,543.78	\$10,539.97	\$11,041.88
\$8,412.85	\$305.92											
	\$3,225.09	\$2,905.49	\$3,341.31	\$3,196.04	\$395.15							
					\$32,578.05							
					\$8,259.90	\$10,516.08	\$10,516.08	\$10,038.07	\$10,516.08	\$10,994.08	\$10,038.07	\$10,516.08
					\$2,345.10	\$36,078.46	\$2,000.71					
\$525.80	\$549.70	\$478.00	\$549.70	\$525.80	\$478.00	\$525.80	\$525.80	\$501.90	\$525.80	\$549.70	\$501.90	\$525.80
\$8,938.65	\$4,080.71	\$3,383.49	\$3,891.01	\$3,721.84	\$44,056.20	\$47,120.34	\$13,042.59	\$10,539.97	\$11,041.88	\$11,543.78	\$10,539.97	\$11,041.88
2.32	1.06	0.88	1.01	0.97	11.44	12.24	3.39	2.74	2.87	3.00	2.74	2.87
\$149,151.10	\$153,231.81	\$156,615.30	\$160,506.31	\$164,228.15	\$208,284.35	\$255,404.69	\$268,447.28	\$278,987.25	\$290,029.13	\$301,572.91	\$312,112.88	\$323,154.76
38.74	39.80	40.68	41.69	42.66	54.10	66.34	69.73	72.47	75.34	78.34	81.08	83.94

Fuente: Autores.

Tabla 6.16: Cronograma valorado.

Mes 24	Mes 25	Mes 26	Mes 27	Mes 28	Mes 29	Mes 30	Mes 31	Mes 32	Mes 33	Mes 34
\$11,041.88	\$8,209.51	\$4,358.69	\$3,979.67	\$3,790.16	\$5,349.25	\$7,286.83	\$3,814.02	\$3,643.45	\$3,643.45	\$6,694.56
\$10,516.08	\$6,472.17									
	\$1,235.44	\$3,808.99	\$3,477.77	\$3,312.16	\$3,808.99	\$3,643.38	\$336.18			
\$525.80	\$501.90	\$549.70	\$501.90	\$478.00	\$382.64					
					\$1,157.62	\$3,643.45	\$3,477.84	\$3,643.45	\$3,643.45	\$1,709.11
										\$4,985.45
\$11,041.88	\$8,209.51	\$4,358.69	\$3,979.67	\$3,790.16	\$5,349.25	\$7,286.83	\$3,814.02	\$3,643.45	\$3,643.45	\$6,694.56
2.87	2.13	1.13	1.03	0.98	1.39	1.89	0.99	0.95	0.95	1.74
\$334,196.64	\$342,406.15	\$346,764.84	\$350,744.51	\$354,534.67	\$359,883.92	\$367,170.75	\$370,984.77	\$374,628.22	\$378,271.67	\$384,966.23
86.81	88.94	90.08	91.11	92.10	93.48	95.38	96.37	97.31	98.26	100.00

Fuente: Autores.

7. Discusión de resultados

Analizando los planos arquitectónicos se muestra que la edificación presenta diferencias de alturas en todos los pisos, en donde se obtuvieron varias tipologías de columnas para el diseño de las mismas, varios formatos de columnas para la asignación de rotulas plásticas y distintas categorías de columnas en cuanto al apartado de la ingeniería de costos. Esta diferencia alturas también representa un amplificador de las demandas sísmicas haciendo que se implementen en las esquinas muros de corte para controlar las derivas inelásticas conjuntamente con el aumento de la sección de varias columnas de los pisos inferiores, cercanas a los muros, puesto que en el análisis por desempeño se pudo comprobar que efectivamente la estructura cumple con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y a su vez en los planos estructurales se muestran los detalles constructivos para que la edificación pueda dar un comportamiento óptimo, que es el que se ha descrito en este trabajo.

Finalizando el trabajo con un análisis económico de la estructura de hormigón armado considerando variables como el diseño estructural, materiales y sus precios actuales. El resultado permite evaluar que tan viable es el proyecto económicamente.

Se puede observar en los resultados que el tiempo de construcción sin tomar en cuenta acciones climáticas o eventualidades que puedan retrasar la construcción de la estructura estaría previsto para concluir en 726.5 días. Desde un punto de vista económico se puede observar que el acero es el material más influyente en el costo de la edificación ya que este representa el 59.76% de precio total mientras que el hormigón representa el 27.26% del costo final, para reducir el costo de la edificación se deberá optimizar el uso de los recursos reduciendo en lo más posible los desperdicios.

Se puede notar mediante el cronograma valorado que para la mitad del tiempo total de construcción habremos ya ocupado más del 65% del presupuesto.

Conclusiones

Luego de culminar el presente trabajo tanto en su parte de ingeniería así como también de haber llevado a cabo su respectiva redacción, se puede concluir que:

- Los planos arquitectónicos de los cuales se partió muestran falencias en cuanto a su configuración estructural puesto que presentan irregularidades como la torsional, discontinuidades en el sistema de piso y piso flexible debido a la diferencia de altura de las columnas del primer piso respecto a las de los pisos superiores.
- El predimensionamiento de los elementos estructurales se aproxima considerablemente a la solución estructural; sin embargo, se tuvieron que adicionar ciertas modificaciones como son hacer uso de muros de corte para garantizar un control de derivas, y utilizar secciones de columnas mayores a las predimensionadas para obtener un radio de capacidad deseable en las mismas, garantizando así la ductilidad en estos elementos.
- Los parámetros considerados para la obtención de los espectros elásticos de periodos de retorno de 72, 225 y 2500 años, han sido obtenidos en base a lo indicado en la NEC-SE-DS usando las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Macas debido a que es la más cercana debido a que es la más cercana al lugar de emplazamiento, San Juan Bosco.
- La estructura muestra un nivel de desempeño de prevención al colapso para la demanda definido según los periodos de retorno de 2500 y 475 años, esto para las direcciones X y Y en las que se llevó a cabo el análisis estático no lineal *PUSHOVER*, mientras que se evidencia un desempeño de seguridad de vida para la demanda definida según un periodo de retorno de 475 años, lo cual es coherente con el requerimiento de la normativa ecuatoriana.
- El coste total del proyecto es de \$384,966.23 y un tiempo de construcción de 34 meses, tomando en cuenta que el valor está sujeto a variaciones con respecto del tiempo, y la duración de la construcción no considera imprevistos que se puedan dar.

Recomendaciones

- Se recomienda revisar la configuración estructural dado que esto puede dar una solución estructural más económica debido a que ya no se tendrían las mismas penalizaciones, especialmente la de piso flexible.
- Este trabajo puede ser complementado con temas como el diseño de la cimentación y nuevamente realizar un análisis por desempeño, pues al hacer esto ya se consideraría el efecto que tendría la estructura con el suelo en especial las columnas de la base, y por otro lado realizar un proyecto alternativo en donde la estructura sea rigidizada con diagonales que trabajen a carga axial, para evitar los cambios bruscos de rigidez en altura.
- Para el trabajo se utilizaron precios de materiales obtenidos dentro de la ciudad de Cuenca, Ecuador, se recomienda realizar un análisis con precios propios de la zona en donde se emplazará la estructura, además de realizar el respectivo ajuste de precios al año actual.

Bibliografía

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS . (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings - ASCE/SEI 41-17*. Virginia.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings - ATC40*. Redwood City, California.
- Bermeo, C., Sánchez, D., & Placencia, P. (2020). Comportamiento de Conexión Losa-Columna en Nudos Interiores de Pórticos con Losas Planas y Vigas Embebidas. *REVISTA POLITÉCNICA*, 8.
- Borja, F. (2020). *Importancia del análisis por desempeño en el proceso de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo, ubicado en la ciudad de Cuenca-Ecuador*. Cuenca.
- Cabrera, E. (2022, Septiembre). *Metodología para estimación del daño sísmico en edificios en base a modelos numéricos avanzados y monitorizaciones RAR*. Barcelona, España.
- Cabrera, E. (2024). *Evaluación de la salud estructural en edificaciones aplicando metodologías avanzadas de análisis de vulnerabilidad y tecnología RAR, FASE 2*. Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador, Cuenca.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2019). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO DE AULARIO DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY (EVASS - CCTT)*. Cuenca.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2019). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO DE AULARIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA ADMINISTRACIÓN DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY (EVASS - CCAA)*. Cuenca.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2023). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO DE AULARIO B5 DE LA FACULTAD DE DISEÑO DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY (EVASS – B5)*. Cuenca.
- Cabrera, E., Gonzalez-Drigo, R., Luzi, G. V.-A., Y. Pujades, L., Alva, R., & Avila-Haro, J. (2022). Simulation and analysis of damage progression in a mid-rise RC building during an earthquake. *PROCEEDINGS OF THE 3RD EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING & SEISMOLOGY*. BUCHAREST.

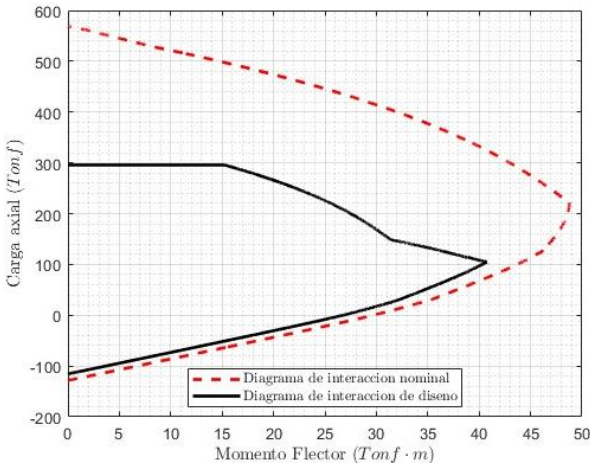
- Cabrera, J., & Sánchez, J. (2016). *EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO USANDO EL MÉTODO ACTUALIZADO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440*. Cuenca.
- Cabrera, P. (2021). *Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes, mediante SAP2000*. Cuenca.
- Chócalan Felipe, S. M. (2014). Introducción a la metodología BIM. *Spanish Journal of building information modelling*.
- CNN . (2024). *CNN Mundo*. Retrieved from CNN en español: [https://cnnespanol.cnn.com/2024/04/02/cinturon-fuego-pacifico-explainer-orix#:~:text=\(CNN%20Espa%C3%B1ol\)%20%E2%80%93%20Cerca%20del,mayor%20actividad%20volc%C3%A1nica%20del%20planeta](https://cnnespanol.cnn.com/2024/04/02/cinturon-fuego-pacifico-explainer-orix#:~:text=(CNN%20Espa%C3%B1ol)%20%E2%80%93%20Cerca%20del,mayor%20actividad%20volc%C3%A1nica%20del%20planeta).
- Comite ACI 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. ACI Ecuador Chapter.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*.
- Estrada, K., & Vivanca, N. (2019). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE UNA VIVIENDA DE TRES PISOS UBICADA EN EL NORTE DE QUITO-ECUADOR*. Quito.
- FEMA, 4. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.
- Hernández, I., & Santacruz, F. (2024). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de un edificio de estructura metálica para uso especial*. Cuenca.
- Jara, P. (2021). *Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes mediante SAP2000*. Cuenca, Ecuador.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2017). *Diseño de concreto reforzado (10ma Ed)*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC - SE - CG. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - CARGAS (NO SÍSMICA)*. Quito, Ecuador .

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). NEC - SE - DS. *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMOR RESITENTE*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). NEC - SE - HM. *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito, Ecuador.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). NEC - SE - RE. *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*. Quito, Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). Normativa Ecuatoriana de la construcción.
- Ñauta, D., & Vélez, D. (2024). *Análisis Comparativo De Soluciones Para Un Edificio Asimétrico Sometido A Torsión Por Efecto Sísmico*. Cuenca.
- OCAÑA, A. (2016). *ANÁLISIS NO LINEAL DE UN MARCO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DISEÑADO A EJES Y CON UNA EXCENTRICIDAD ENTRE EJES*. Puebla de Zaragoza.
- Orellana, C. (2023). *Ingeniería de costos*. Cuenca, Ecuador.
- Peláez, A. (2016). Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería de las estructuras. *Análisis no lineal de un marco de un edificio de concreto reforzado, diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes*. Puebla, México.
- Piralla, M. (2002). *Diseño Estructural*. Mexico D.F.: LIMUSA .
- Quinde, P. (2023). *Estructuras II*. Diapositivas, Cuenca.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Revista de Ingeniería Sísmica. *ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA*. Cuenca, Ecuador. Retrieved from <https://smis.mx/index.php/RIS/article/view/RIS-94-1>
- Torres, J., & Vásquez, D. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca - Ecuador*. Cuenca, Ecuador.
- Universidad Nacional de la Plata. (2016). *Planetario*. Retrieved from Planetario: <https://planetario.unlp.edu.ar/divulgacion/ecuador-rompio-en-su-zona-costera-377>
- Universidad Politecnica de cartagena. (2007). *Historia del hormigón*. Cartagena.

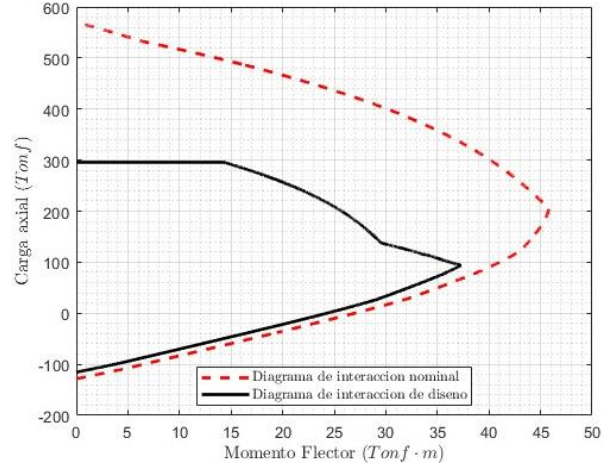
8. Anexos

A. Anexo 1: Diagramas de interacción

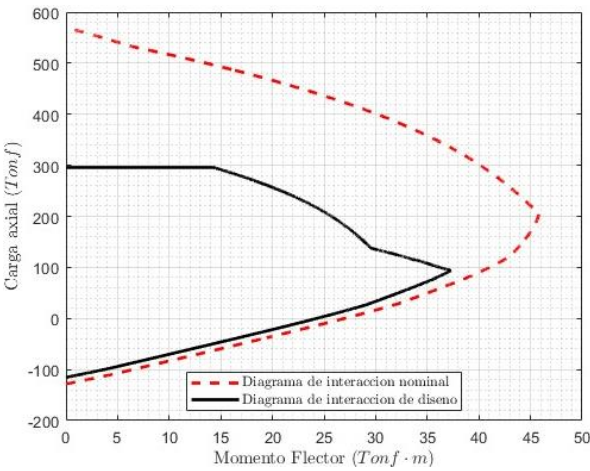
Figura 8.1: Diagrama de interacción para columna C50: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.



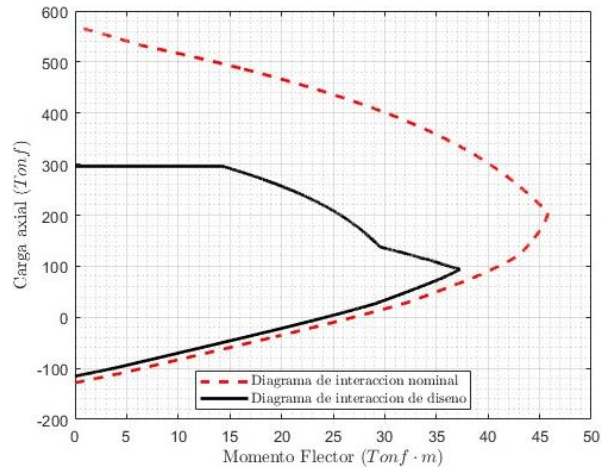
a)



b)



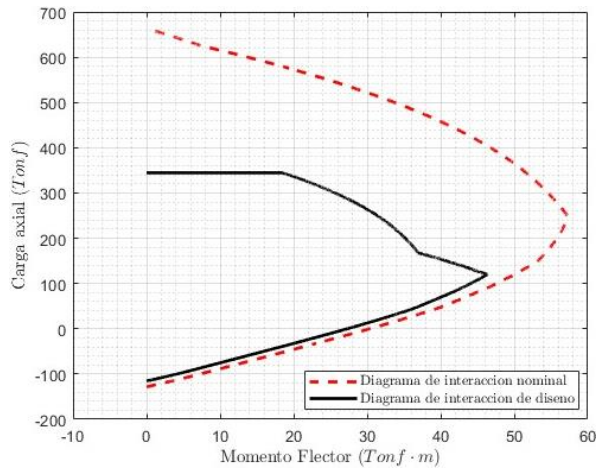
c)



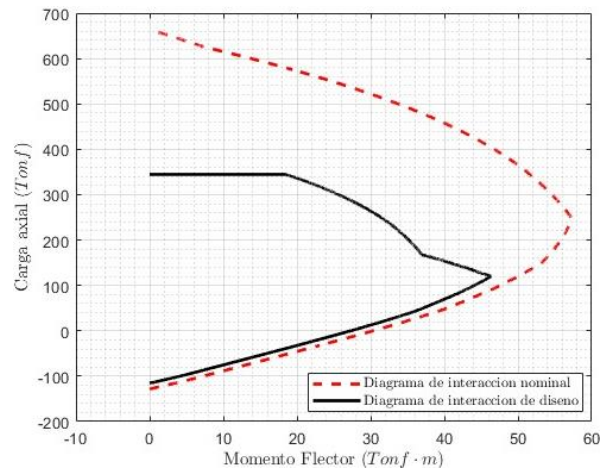
d)

Fuente: Autores

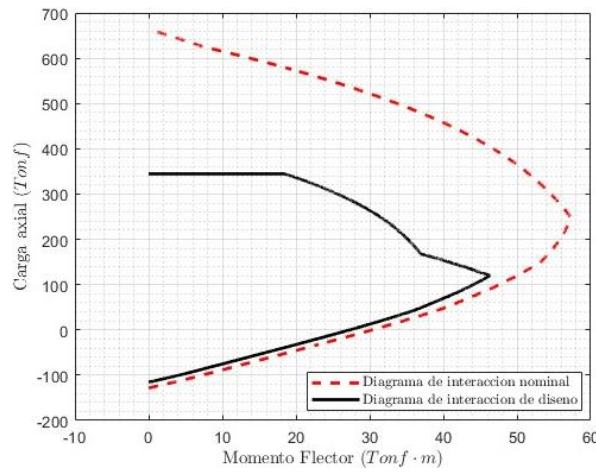
Figura 8.2: Diagrama de interacción para columna C55: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.



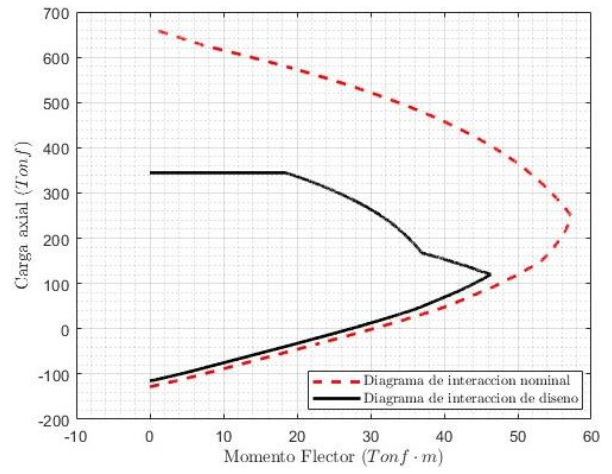
a)



b)



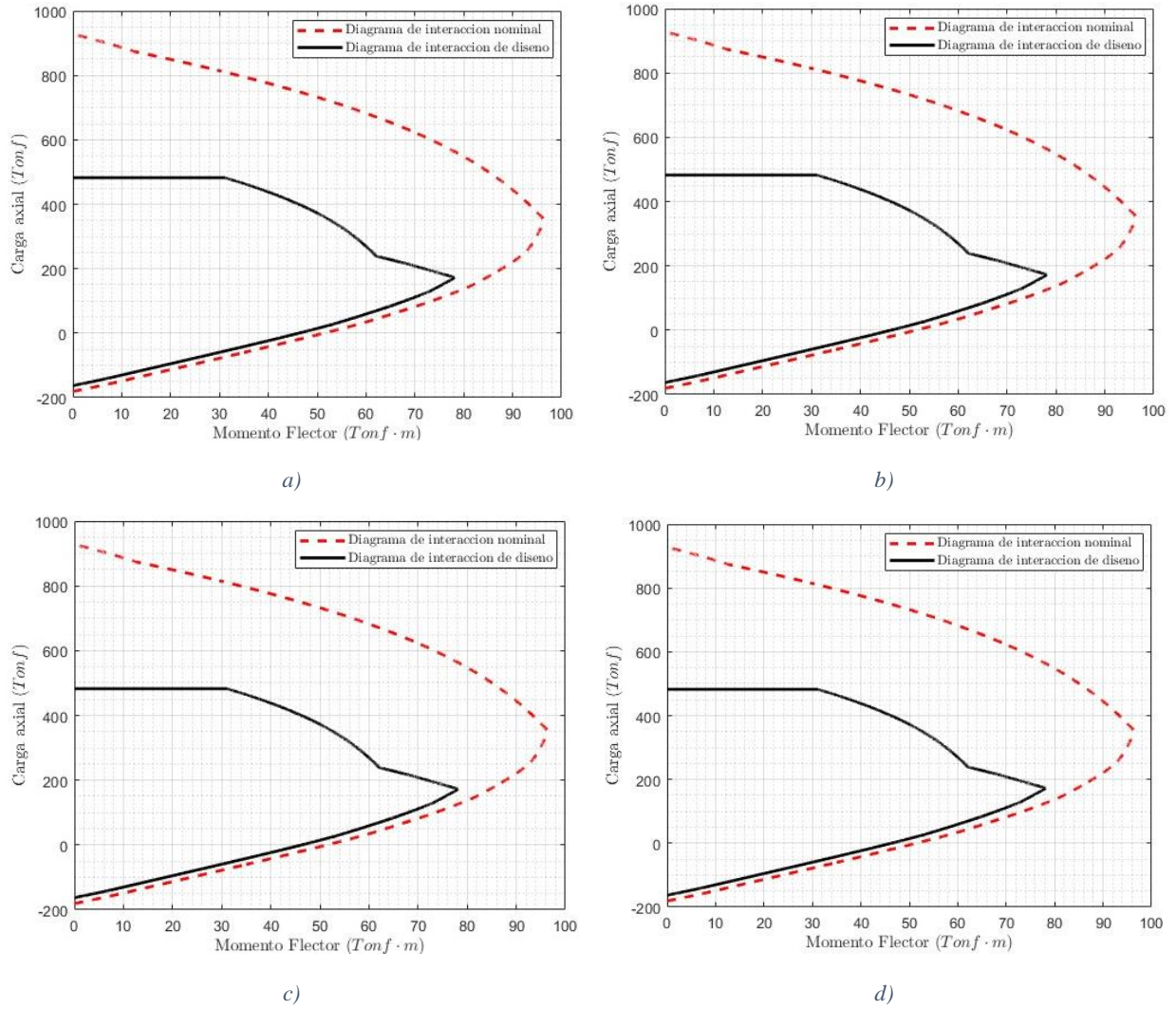
c)



d)

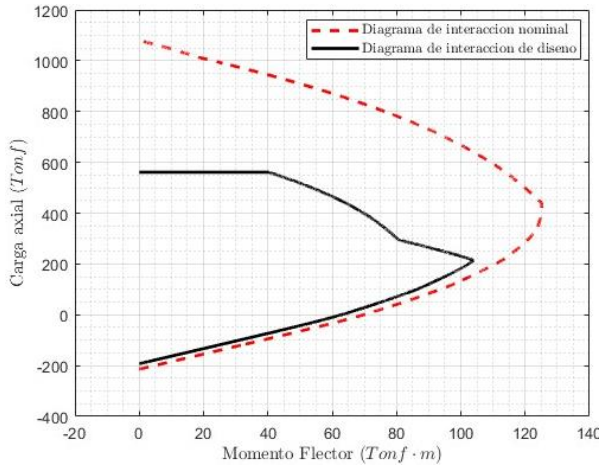
Fuente: Autores

Figura 8.3: Diagrama de interacción para columna C65: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.

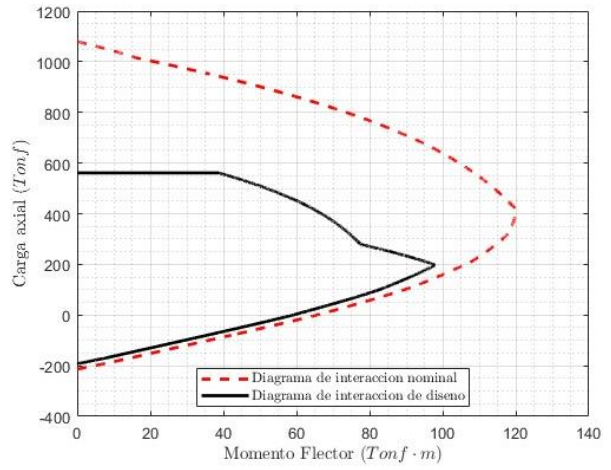


Fuente: Autores

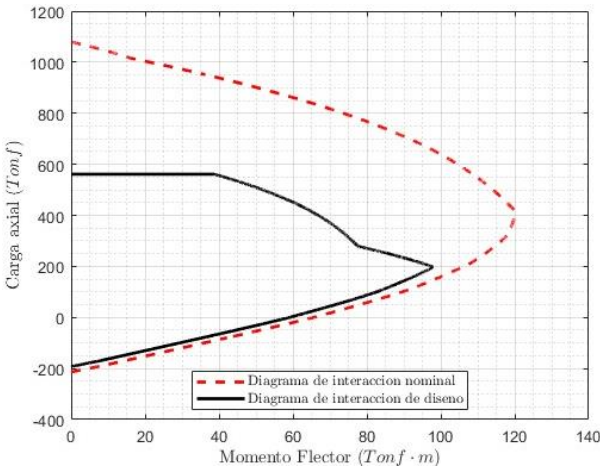
Figura 8.4: Diagrama de interacción para columna C70: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.



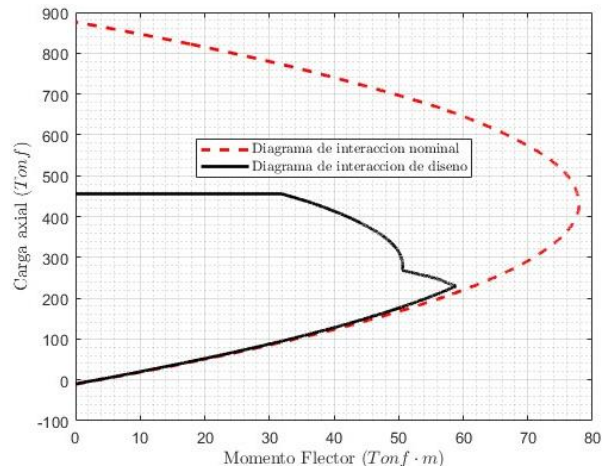
a)



b)



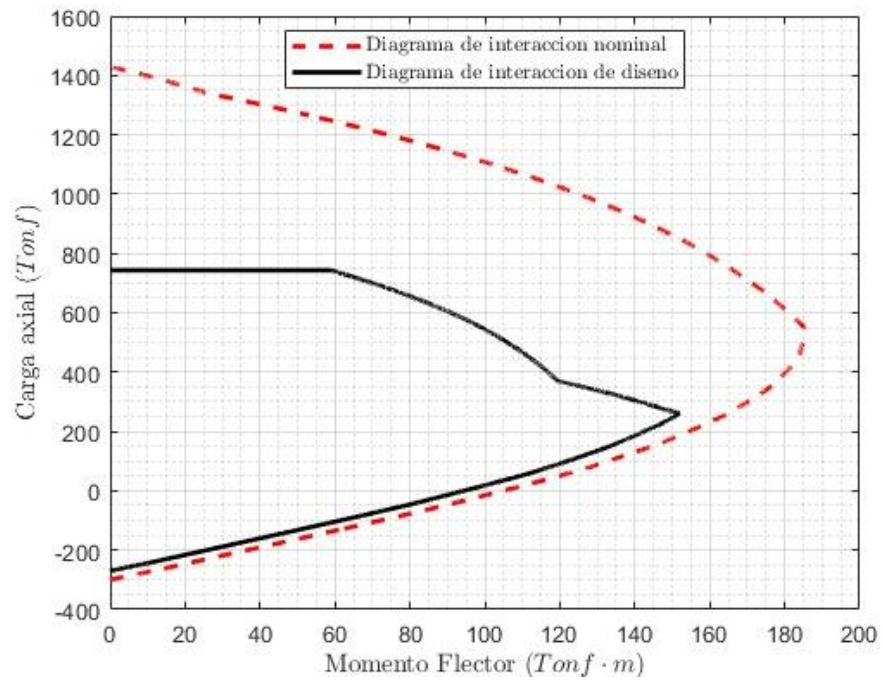
c)



d)

Fuente: Autores

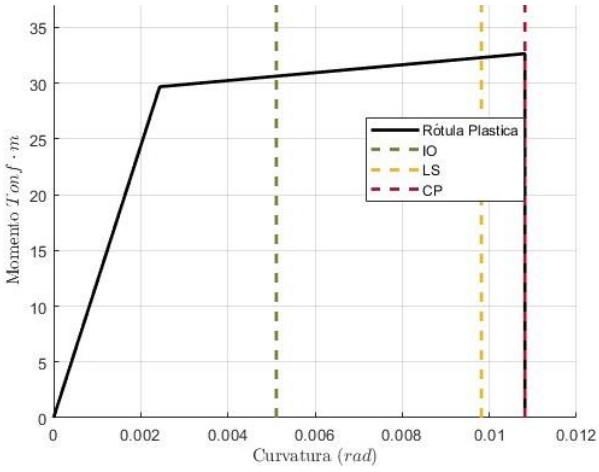
Figura 8.5: Diagrama de interacción para columna C80: nivel LS



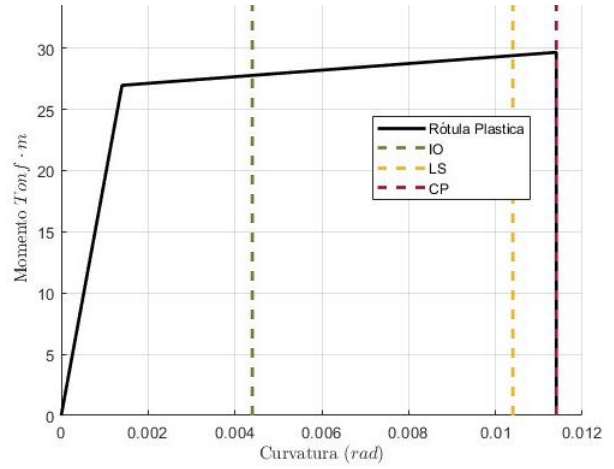
Fuente: Autores

B. Anexo 2: Diagramas de rotulas plásticas

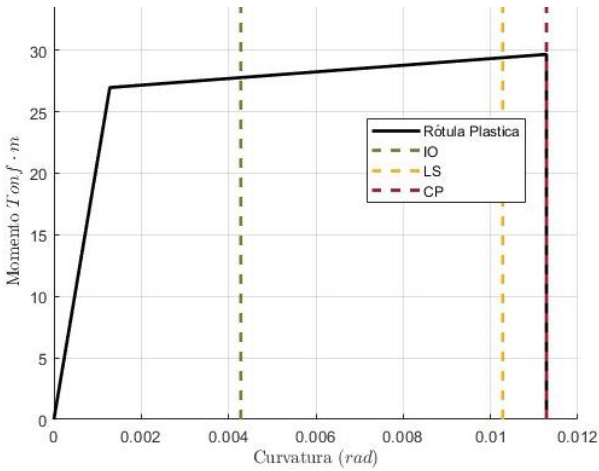
Figura 8.6: Diagrama de rotulas plásticas para columna C50: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.



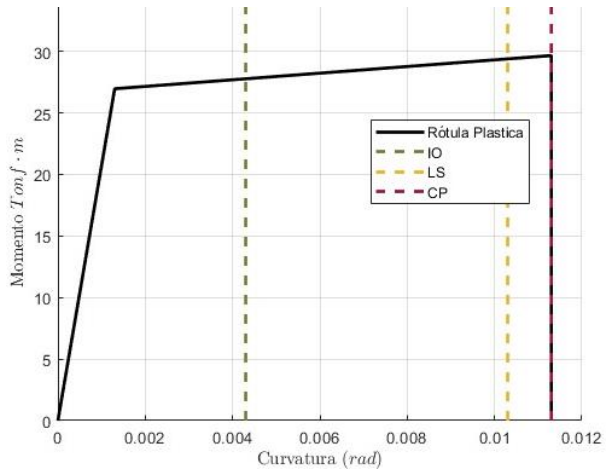
a)



b)



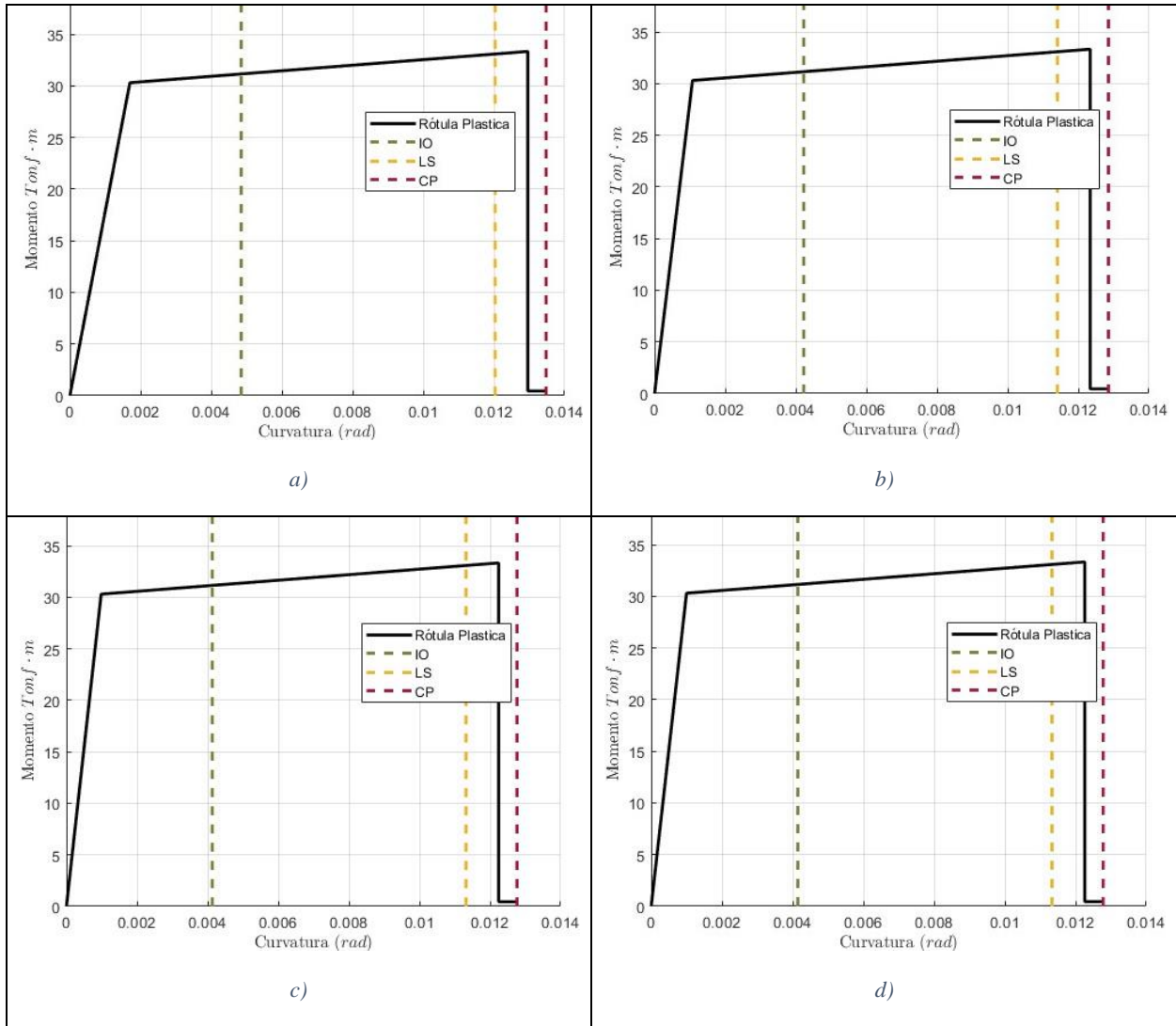
c)



d)

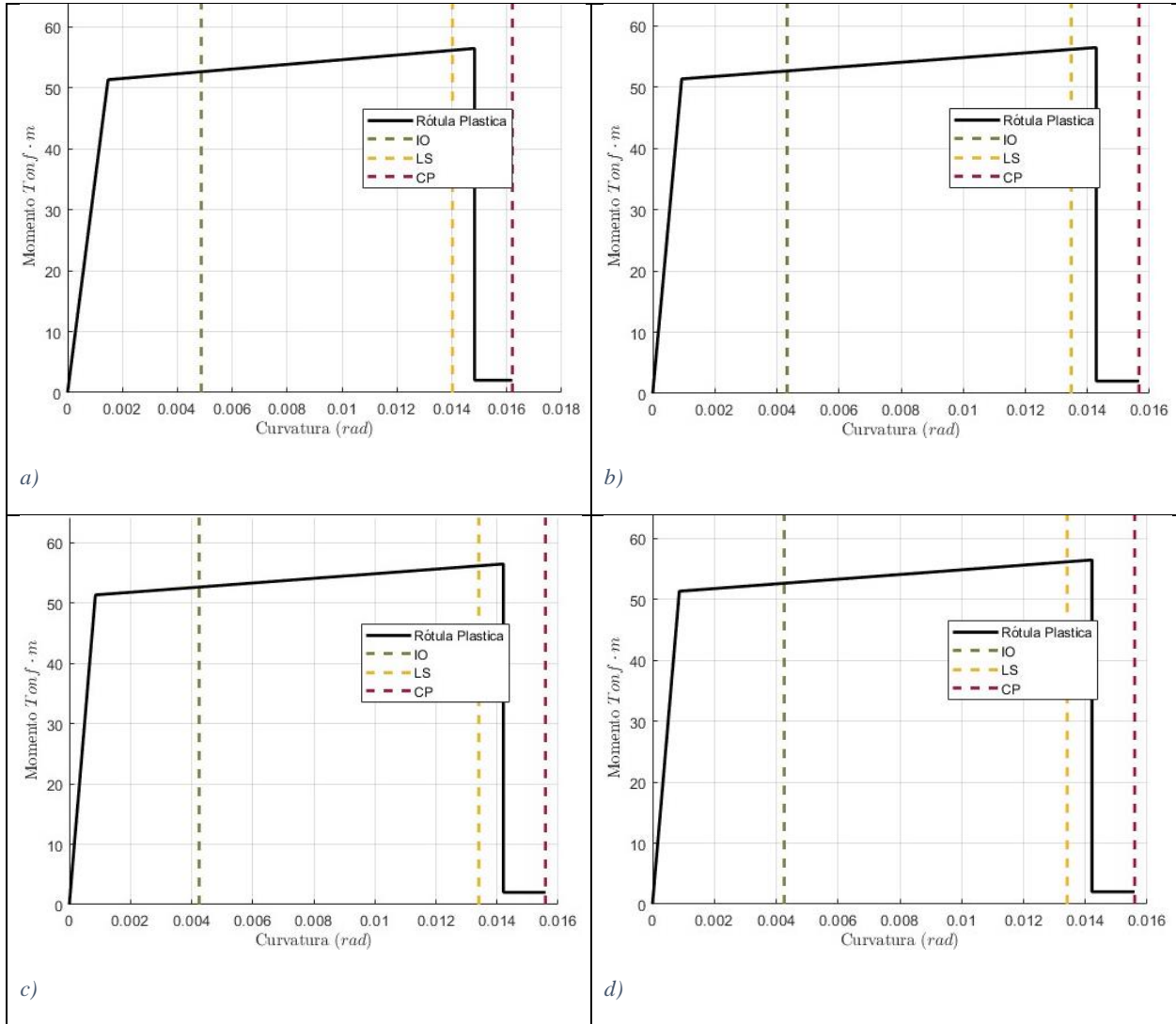
Fuente: Autores

Figura 8.7: Diagrama de rotulas plásticas para columna C55: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.



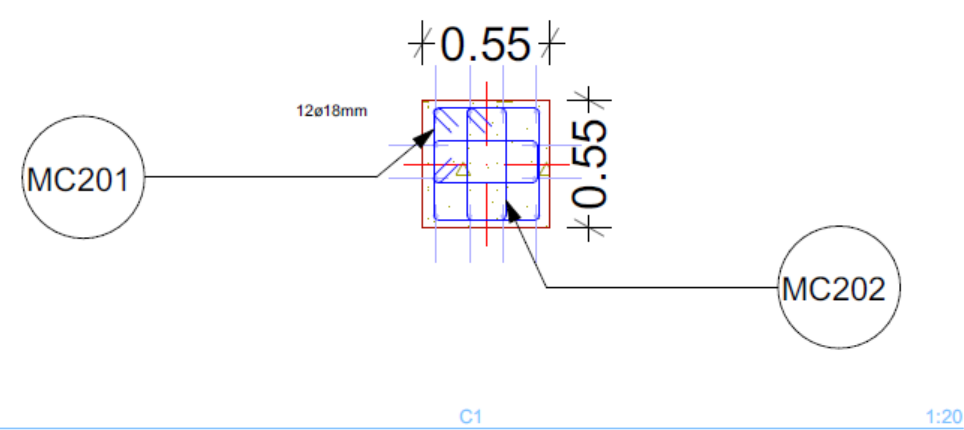
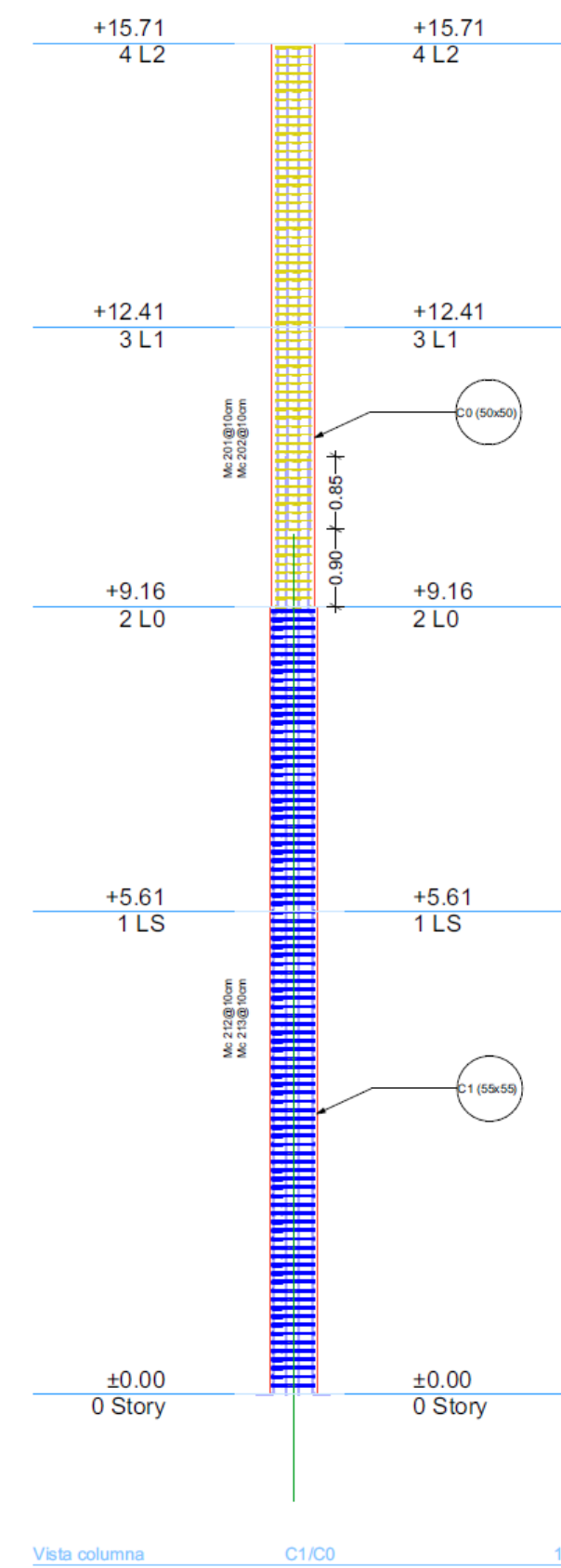
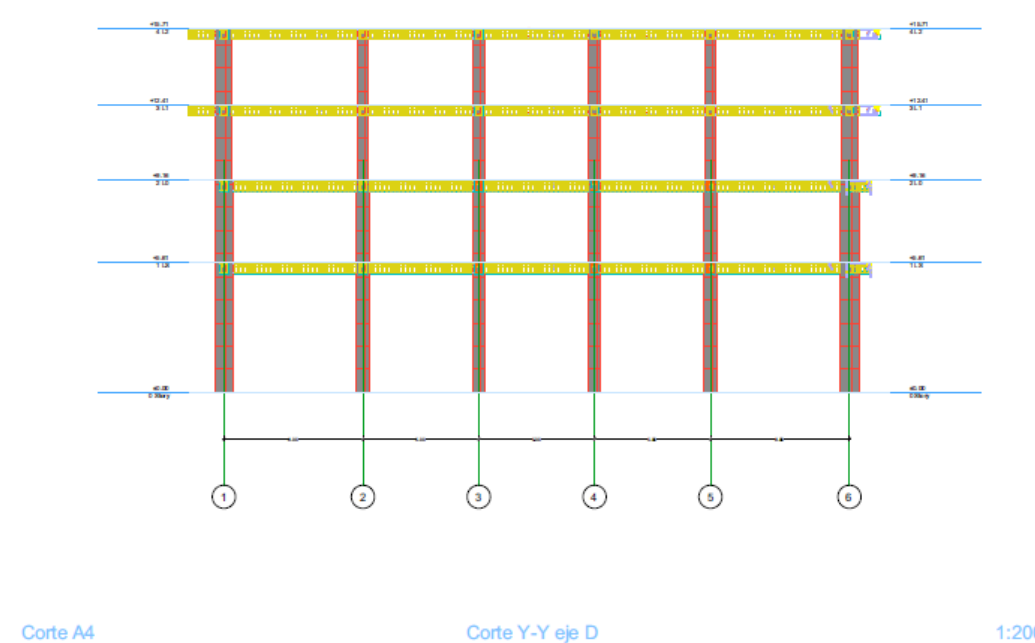
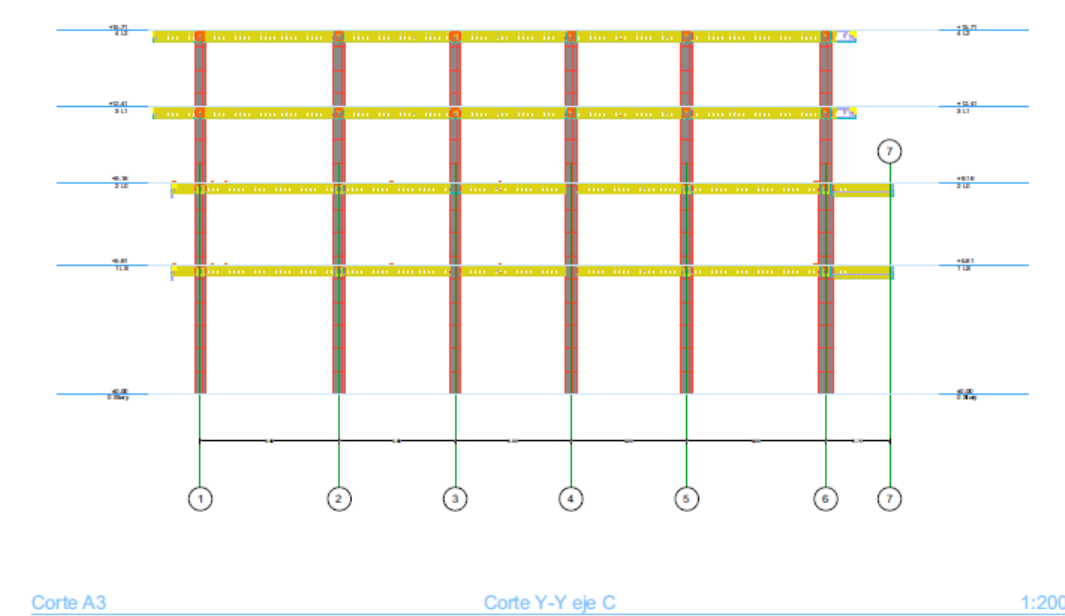
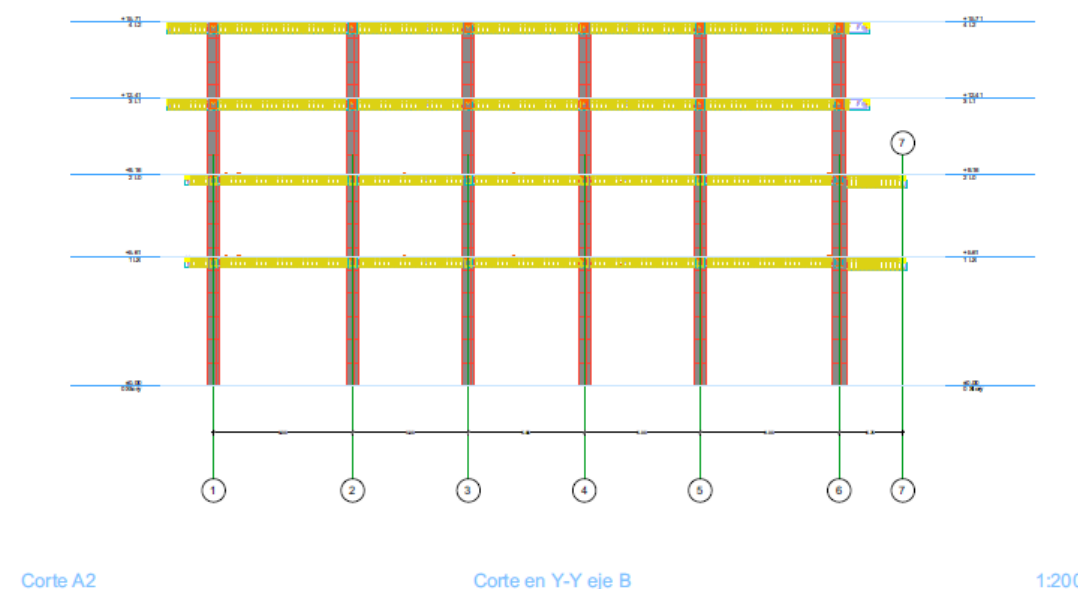
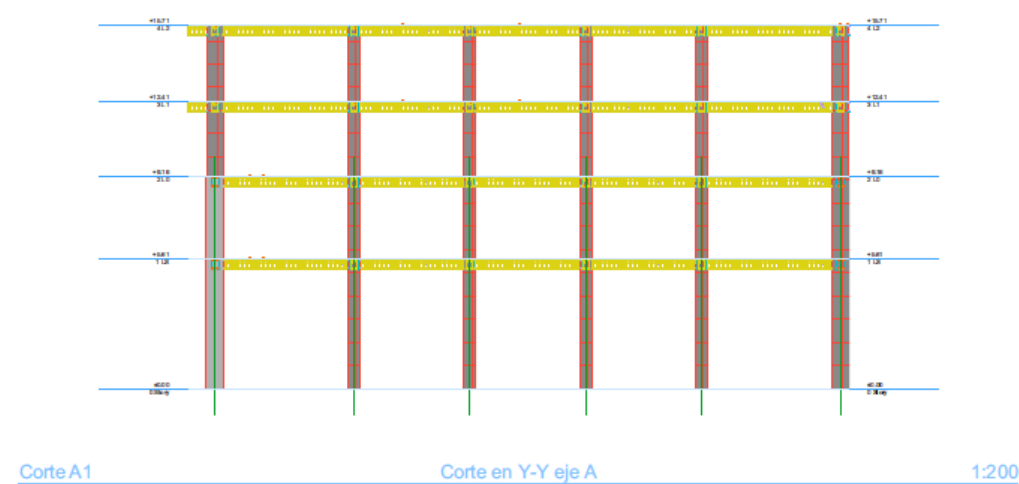
Fuente: Autores

Figura 8.8: Diagrama de rotulas plásticas para columna C65: a) Nivel LS, b) Nivel L0, c) Nivel L1, d) Nivel L2.



Fuente: Autores.

C. Anexo 3: Planos.



N°	Descripción	Fecha

Estructura Edificio

Vigas-C1/C0

Dibujado por Mateo Neira
Alex Maldonado

Revisado por Ing. Esteban Cabrera

Escala Como se indica

