



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO
EN EL CANTÓN AMBATO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del

título de Ingeniero Civil

AUTOR: Santiago Alexander Logroño Toscano

TUTOR: Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA.

Guayaquil – Ecuador


2025

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUDITORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Yo, Santiago Alexander Logroño Toscano con CI: 1804509139; por medio del presente, certifico que el siguiente proyecto **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN AMBATO”**, es de mi autoría, autorizo a la Universidad Politécnica Salesiana, sin fines de lucro, a utilizar, difundir, reproducir o publicar, ya sea de forma total o parcial, el contenido del presente documento, con fines académicos, investigativos o institucionales.

Guayaquil, 01 de agosto del 2025.

Atentamente,



Santiago Alexander Logroño Toscano

CI: 1804509139

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Santiago Alexander Logroño Toscano con CI: 1804509139; expreso de manera libre y voluntaria mi consentimiento para ceder a la Universidad Politécnica Salesiana, sin fines de lucro, los derechos patrimoniales sobre el mencionado trabajo de titulación intitulado: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN AMBATO”**, asimismo, manifiesto que el contenido del trabajo es de mi autoría para optar por el título de Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, y que la Universidad queda facultada para ejercer todos los derechos cedidos anteriormente, sin restricciones.

En cumplimiento de lo anteriormente expuesto, firmo el presente documento al momento de entregar la versión digital final del trabajo de titulación a la biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 01 de agosto del 2025.

Atentamente,



Santiago Alexander Logroño Toscano

CI: 1804509139

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Leonardo Javier Echeverría Fabre con CI: 0902190883; docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN AMBATO”, realizado por Santiago Alexander Logroño Toscano con CI: 1804509139, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 01 de agosto del 2025.

Atentamente,



Ing. Leonardo Javier Echeverría Fabre, DBA.

CI: 0902190883

DEDICATORIA

Este logro se lo dedico primeramente a Dios, quien me ha dado la sabiduría, la paciencia y la fortaleza necesaria para llegar hasta aquí y concluir mi formación universitaria.

Con profundo cariño y gratitud, a mi madre Rossana y a mis tíos Milton y Blanca, por su respaldo constante, por el amor que siempre me han brindado, y por acompañarme con firmeza y fe en cada paso de este camino.

A mi esposa Karen y a mi hija Ana Paula, quienes han llenado mi vida de propósito, alegría y motivación. Su amor ha sido mi motor en los momentos más exigentes. Las amo profundamente.

Agradezco también a la Universidad Politécnica Salesiana, por haber sido un faro de conocimiento y formación integral a lo largo de estos años.

Santiago Alexander Logroño Toscano

AGRADECIMIENTOS

Quiero manifestar mi profundo agradecimiento a todas aquellas personas que contribuyeron de manera significativa a la realización de este trabajo de titulación. En especial, al Ing. Leonardo Javier Echeverría Fabre, por su valiosa orientación y aporte académico durante este proceso.

Extiendo mi gratitud a la Universidad Politécnica Salesiana, por abrirme las puertas de una institución comprometida con la excelencia educativa; y a la Carrera de Ingeniería Civil, por proporcionarme las herramientas y conocimientos necesarios para alcanzar este importante logro profesional.

Finalmente, a todos quienes, de una u otra forma, contribuyeron a la culminación de esta etapa de mi vida, mi más profundo reconocimiento.

Santiago Alexander Logroño Toscano

Índice

Índice	VII
Índice de Tablas.....	XII
Índice de Ecuaciones	XIII
Índice de Figuras	XIV
RESUMEN	1
ABSTRACT	2
1. CAPÍTULO I.....	3
1.1 Introducción	3
1.2 Planteamiento del problema.....	3
1.3 Justificación	4
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	4
1.5 Hipótesis de investigación	5
2. CAPITULO II.....	6
2.1 Marco teórico	6
2.1.1 Diseño y análisis estructural de edificaciones	6
2.1.2 Estructura.....	7
2.1.3 Hormigón armado.....	7
2.1.4 Diseño estructural	7
2.1.5 Análisis estructural	7
2.1.6 Cargas estructurales	7
2.1.7 Sismo y aceleración sísmica	8
2.1.8 Deriva de entrepiso	8
2.1.9 Ductilidad estructural	8
2.1.10 Factor de reducción sísmica (R)	8

2.1.11	Periodo fundamental.....	9
2.2	Hormigón armado como sistema estructural	9
2.3	Normativa ecuatoriana de la construcción (NEC)	9
2.4	Sismicidad en el cantón Ambato.....	10
2.5	Análisis estructural moderno y herramientas computacionales.....	10
2.6	Edificaciones verticales y uso eficiente del suelo urbano.....	10
2.7	Mecánica de suelos aplicada al diseño estructural.....	11
2.7.1	Reconocimiento del terreno.....	11
2.7.2	Capacidad portante	11
2.7.3	Asentamientos	12
2.7.4	Clasificación sísmica del suelo.....	12
2.7.5	Cimentaciones	12
2.8	Resistencia de materiales	13
2.8.1	Esfuerzos internos.....	13
2.8.2	Propiedades mecánicas del hormigón y del acero	14
2.8.3	Deformaciones y rigidez.....	14
2.8.4	Teorías de falla	15
2.8.5	Relación con el diseño estructural	15
2.9	Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) al diseño estructural	15
2.9.1	NEC-SE: Estructuras	16
2.9.2	NEC-SE-AC: Hormigón armado.....	16
2.9.3	NEC-SE-DS: Diseño sísmico	16
2.9.4	NEC-SE-GT: Geotecnia	17
2.9.5	NEC-SE-CG: Cargas	17
2.9.6	Implicaciones prácticas en el diseño	17
2.10	Diseño sísmico	18

2.10.1	Factor Z.....	18
2.10.2	Tipo de suelo	19
2.10.3	Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	20
2.10.4	Espectro elástico de diseño.....	21
2.10.5	Coeficiente de importancia.....	21
2.10.6	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R	21
2.10.7	Carga sísmica.....	22
2.10.8	Periodo fundamental.....	22
2.10.9	Cortante basal sísmico	23
2.10.10	Derivas admisibles	23
3.	CAPITULO III	25
3.1	Marco metodológico	25
3.1.1	Enfoque de la investigación.....	25
3.1.2	Tipo de investigación.....	25
3.1.3	Métodos y técnicas	25
3.2	Descripción general de la estructura propuesta	25
3.3	Modelado de la estructura en el software ETABS.....	27
3.3.1	Parámetros iniciales y normativas aplicadas en el software ETABS	27
3.3.1	Propiedades de los materiales.....	28
3.3.2	Creación de secciones de los elementos estructurales.....	30
3.3.2.1	Columnas	30
3.3.2.2	Vigas	32
3.3.2.3	Losa.....	33
3.3.3	Definición de Espectro de Diseño	34
3.3.3.1	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (Z)	34
3.3.3.2	Zona Sísmica.....	35
3.3.3.3	Razón entre la aceleración espectral y el PGA	35

3.3.3.4	Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	35
3.3.3.5	Factor usado en el espectro de diseño elástico.....	36
3.3.3.6	Factor de reducción de resistencia sísmica	36
3.3.3.7	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	36
3.3.3.8	Resultados del espectro de respuesta según la NEC	37
3.3.4	Definición de Patrones de Carga	40
3.3.5	Aplicación del espectro de respuesta en los casos de carga sísmica	41
3.3.6	Definición de la fuente de masas para el análisis sísmico	42
3.3.7	Definición de la grilla estructural y alturas entre niveles	43
3.3.8	Visualización tridimensional del modelo estructural	44
3.3.9	Combinaciones de Carga	44
3.3.10	Configuración de cargas permanentes y variables en las losas	47
3.3.11	Configuración de restricciones fijas en la base del modelo.....	48
3.3.12	Verificación y validación del modelo estructural en ETABS	49
3.3.13	Creación y asignación de diafragmas en losas por niveles.....	50
3.3.14	Ejecución del análisis estructural del modelo en ETABS	53
4.	CAPITULO IV	54
4.1	Análisis de resultados	54
4.1.1	Período fundamental de vibración de la estructura	54
4.1.2	Masa modal acumulada	55
4.1.3	Participación modal y control de los primeros modos de vibración.....	56
4.1.4	Derivas de piso	57
4.1.5	Cortante Basal Estático vs Cortante Dinámico.....	59
4.1.6	Análisis de Diagramas de Momento y Cortante en Columnas	62
4.1.7	Análisis de Fuerzas Axiales en Columnas.....	65
4.1.8	Análisis de diagramas de momento y cortante en vigas	66
4.1.9	Análisis de Momentos Positivos y Negativos en Losa Aligerada	71

4.1.10	Reacciones en la Base.....	78
4.2	Diseño de Elementos	79
4.2.1	Columnas	79
4.2.2	Vigas.....	82
4.3	Identificación de fallas en elementos de hormigón	85
	CONCLUSIONES.....	87
	RECOMENDACIONES	89
	BIBLIOGRAFÍA	91

Índice de Tablas

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	19
Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo.	19
Tabla 3. Tipo de suelos y Factores de sitio Fa	20
Tabla 4. Tipo de suelos y factores de sitio Fd.	20
Tabla 5. Tipo de suelos y Factores de sitio Fs	20
Tabla 6. Tipos de uso, destinos e importancia de las estructuras	21
Tabla 7. Coeficientes R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.	22
Tabla 8. Valores de C_t y α para calcular el periodo fundamental.....	22
Tabla 9. Valores de derivas máximas expresados en función de la altura de piso	24
Tabla 10. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico - 10.2)	34
Tabla 11. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico - 3.1.1).....	35
Tabla 12. η en relación a las regiones (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico - 3.3.1)	35
Tabla 13. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.2.2).....	35
Tabla 14. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.2.2)	35
Tabla 15. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.2.2).....	36
Tabla 16. Factor usado en el espectro de diseño elástico (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.3.1)	36
Tabla 17. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico 6.3.4.d)	36
Tabla 18. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 4.1)	36
Tabla 19. Coeficiente que depende del tipo de edificio / Impedancia del semi espacio (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 6.3.3-a)	37
Tabla 20. Modos de vibración obtenidos en ETABS.....	55
Tabla 21. Acumulación de masa modal.....	56
Tabla 22. Participación modal.....	56
Tabla 23. Resultados de la verificación de las derivas de piso	59
Tabla 24. Tabla de valores en relación solo con los casos estático y dinámicos del sismo	60
Tabla 25. Tabla de valores de cortantes basales estáticos y dinámicos.....	60

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1. Ley de Hooke.....	14
Ecuación 2. Periodo Fundamental.....	22
Ecuación 3. Cortante basal.....	23
Ecuación 4. Deriva máxima inelástica.....	24
Ecuación 5. Módulo de Elasticidad del Hormigón.....	28
Ecuación 6. Deriva Inelástica.....	57

Índice de Figuras

Figura 1: Mapa de las zonas sísmicas del Ecuador para propósitos de diseño.....	19
Figura 2. Edificación - Elevación Frontal	26
Figura 3. Edificación - Corte	26
Figura 4. Distribución de los niveles	27
Figura 5. Preferencias generales del proyecto en el software.....	27
Figura 6. Propiedades mecánicas del hormigón	28
Figura 7. Compresión del Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	29
Figura 8. Módulo de fluencia del Acero.....	29
Figura 9. Propiedades mecánicas del acero	30
Figura 10. Inercias agrietadas NEC-SE-DS 6.1.6	30
Figura 11. Propiedades geométricas de columnas.....	31
Figura 12. Agrietamiento de la sección	31
Figura 13. Asignación de sección y criterios de diseño de acero en elementos columna	32
Figura 14. Propiedades geométricas de vigas.....	32
Figura 15. Asignación de sección y criterios de diseño de acero en elementos vigas....	32
Figura 16. Agrietamiento de la sección	33
Figura 17. Creación de sección.....	33
Figura 18. Definición de losa aligerada de 20 cm en el modelo estructural.....	34
Figura 19. Asignación del espectro de diseño	39
Figura 20. Definición de patrones de carga	40
Figura 21. Asignación del valor C y K, marcando la dirección de la excentricidad en X	40
Figura 22. Asignación del valor C y K, marcando la dirección de la excentricidad en Y	40
Figura 23. Casos de carga.....	41
Figura 24. Asignación de espectro de diseño sísmico X	41
Figura 25. Asignación de espectro de diseño sísmico Y	42
Figura 26. Configuración de la fuente de masas utilizada.....	42
Figura 27. Configuración de la grilla.....	43
Figura 28. Configuración de los niveles	43
Figura 29. Combinación 1 (NEC-SE-CG-3.4.3)	45

Figura 30. Combinación 2 (NEC-SE-CG-3.4.3)	45
Figura 31. Combinación 3 (NEC-SE-CG-3.4.3)	46
Figura 32. Combinaciones ocupadas 1/2 (NEC-SE-CG-3.4.3)	46
Figura 33. Combinaciones ocupadas 2/2 (NEC-SE-CG-3.4.3)	47
Figura 34. Asignación de carga muerta	47
Figura 35. Asignación de carga viva	48
Figura 36. Aplicación de restricciones en la base	48
Figura 37. Proceso de asignación de chequeo del modelo en ETABS	49
Figura 38. Ventana de confirmación que el modelo no presenta errores	50
Figura 39. Creación de diafragmas por niveles	51
Figura 40. Diafragmas creados para los distintos niveles	51
Figura 41. Asignación de diafragmas por niveles	51
Figura 42. Modelo Tridimensional con las asignaciones de diafragmas en sus niveles	52
Figura 43. Ejecución del análisis estructural con la opción “Run Analysis” en ETABS	53
Figura 44. Derivas de piso por sismo estático en X	57
Figura 45. Derivas de piso por sismo estático en Y	58
Figura 46. Derivas de piso por sismo dinámico en X.....	58
Figura 47. Derivas de piso por sismo dinámico en Y.....	59
Figura 48. Cortante basal estático X.....	60
Figura 49. Cortante basal dinámico X.....	61
Figura 50. Cortante basal estático Y.....	61
Figura 51. Cortante basal dinámico Y	62
Figura 52. Diagrama de momento sentido X.....	63
Figura 53. Diagrama de momento sentido Y.....	63
Figura 54. Diagrama de corte sentido X.....	64
Figura 55. Diagrama de corte sentido Y.....	64
Figura 56. Fuerzas axiales	65
Figura 57. Diagramas de momento Nv. 3.26m.....	66
Figura 58. Diagramas de corte Nv. 3.26m.....	67
Figura 59. Diagramas de momento Nv. 5.96m.....	67
Figura 60. Diagramas de corte Nv. 5.96m.....	68
Figura 61. Diagramas de momento Nv. 8.66m.....	68
Figura 62. Diagramas de corte Nv. 8.66m.....	69
Figura 63. Diagramas de momento Nv. 11.36m.....	69

Figura 64. Diagramas de corte Nv. 11.36m.....	70
Figura 65. Diagramas de momento Nv. 14.06m.....	70
Figura 66. Diagramas de corte Nv. 14.06m.....	71
Figura 67. Vista en 3D, momento negativo en X.....	72
Figura 68. Vista en 3D, momento positivo en X.....	72
Figura 69. Momento negativo en X -Nv. 3.26.....	73
Figura 70. Momento positivo en X -Nv. 3.26.....	73
Figura 71. Momento negativo en X -Nv. 5.96.....	74
Figura 72. Momento positivo en X -Nv. 5.96.....	74
Figura 73. Momento negativo en X -Nv. 8.66.....	75
Figura 74. Momento positivo en X -Nv. 8.66.....	75
Figura 75. Momento negativo en X -Nv. 11.36.....	76
Figura 76. Momento positivo en X -Nv. 11.36.....	76
Figura 77. Momento negativo en X -Nv. 14.06.....	77
Figura 78. Momento positivo en X -Nv. 14.06.....	77
Figura 79. Reacciones de la base.....	78
Figura 80. Diagrama de interacción.....	81
Figura 81. Porcentaje de acero de las columnas.....	82
Figura 82. Área de acero de vigas Nv. 3.26m.....	83
Figura 83. Área de acero de vigas Nv. 5.96m.....	83
Figura 84. Área de acero de vigas Nv. 8.66m.....	84
Figura 85. Área de acero de vigas Nv. 11.36m.....	84
Figura 86. Área de acero de vigas Nv. 14.06m.....	85
Figura 87. Modelo 3D de identificación de fallas en elementos de hormigón.....	86

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como finalidad llevar a cabo el diseño estructural de una edificación multifamiliar de cinco pisos, construida con hormigón armado y ubicada en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua. Como respuesta al crecimiento urbano y la necesidad de soluciones habitacionales seguras y reguladas, se desarrolla un modelo estructural conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y las directrices del American Concrete Institute (ACI 318).

El diseño arquitectónico propuesto considera una estructura conformada por losas aligeradas, columnas y vigas de hormigón armado, apoyadas sobre cimentaciones tipo zapata aislada, con una altura promedio de entrepiso de 2.70 metros. El proceso comprende el diseño y análisis estructural de la edificación, el cálculo de cargas gravitacionales y sísmicas, así como la modelación estructural utilizando el software ETABS. El análisis estructural realizado evalúa el comportamiento del edificio frente a cargas permanentes, variables y sísmicas, asegurando el cumplimiento de condiciones de estabilidad, resistencia y funcionalidad.

Los resultados obtenidos permiten definir las dimensiones adecuadas de los elementos estructurales y verificar su desempeño sísmico en base a los estándares de seguridad establecidos por la normativa vigente. Este proyecto se propone como una guía técnica útil para edificaciones con características similares en zonas urbanas de alta actividad sísmica dentro del territorio ecuatoriano.

Palabras clave: diseño estructural, concreto armado, vivienda multifamiliar, análisis sísmico.

ABSTRACT

This thesis aims to carry out the structural design and analysis of a four-story multifamily building constructed with reinforced concrete, located in the Ambato canton, Tungurahua province. In response to urban growth and the need for safe and regulated housing solutions, a structural model is developed in accordance with the Ecuadorian Construction Standard (NEC) and the guidelines of the American Concrete Institute (ACI 318).

The proposed architectural design considers a structure composed of lightened slabs, reinforced concrete columns and beams, supported on isolated footing foundations, with a typical floor-to-floor height of 2.70 meters. The process includes the development of architectural plans, the calculation of gravitational and seismic loads, as well as structural modeling using ETABS software. The structural analysis evaluates the building's behavior under permanent, variable, and seismic loads, ensuring compliance with stability, strength, and serviceability requirements.

The obtained results allow for determining the optimal dimensions of structural elements and verifying their seismic performance based on the safety criteria established by current regulations. This study is presented as a technical reference applicable to projects with similar characteristics in urban areas of Ecuador with high seismic activity.

Keywords: structural design, reinforced concrete, multifamily housing, seismic analysis.

1. CAPÍTULO I

1.1 Introducción

El acelerado proceso de urbanización en el cantón Ambato ha incrementado la necesidad de alternativas habitacionales que optimicen el uso del suelo disponible. En este contexto, las edificaciones multifamiliares de altura media representan una solución arquitectónica y estructural eficiente. No obstante, su diseño requiere el cumplimiento riguroso de criterios técnicos y normativos que garanticen la seguridad, estabilidad y durabilidad de las estructuras.

Este proyecto de titulación se orienta al diseño y análisis estructural de una edificación multifamiliar de cinco niveles en hormigón armado, con base en los lineamientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el American Concrete Institute (ACI 318). El estudio contempla la evaluación de cargas permanentes, variables y sísmicas, así como la modelación de la estructura en un entorno virtual especializado (ETABS), considerando las condiciones sísmicas propias del cantón Ambato.

El propósito de este trabajo es aportar con una propuesta técnica sólida y normada que pueda servir de guía para futuros proyectos estructurales similares en zonas urbanas con riesgos sísmicos moderados a elevados.

1.2 Planteamiento del problema

Ambato, como núcleo urbano en expansión, ha experimentado un notable crecimiento en la demanda de vivienda, promoviendo la proliferación de edificaciones multifamiliares. Sin embargo, este crecimiento exige que las estructuras cumplan con exigentes normativas sismo-resistentes, debido al nivel de amenaza sísmica presente en la región.

El problema central consiste en la necesidad de desarrollar un diseño estructural eficiente, capaz de garantizar la seguridad de los ocupantes, optimizar el uso de materiales y reducir los costos constructivos. Aunque existen investigaciones sobre diseño sismo-resistente en el país, son escasos los estudios enfocados específicamente en estructuras de mediana altura en hormigón armado en el contexto geográfico de Ambato.

Además, los estudios existentes abordan el comportamiento estructural frente a sismos, pero pocos proponen mejoras en eficiencia y reducción de tiempos constructivos. Esta investigación busca aportar conocimiento técnico para cerrar esa brecha.

1.3 Justificación

La ejecución del diseño estructural de una edificación en hormigón armado en el cantón Ambato responde a la necesidad creciente de construcciones funcionales, seguras y normadas en áreas urbanas con alto dinamismo. Como ciudad clave en el centro del país, Ambato demanda soluciones verticales que aprovechen de forma óptima el suelo urbano disponible.

Desde el enfoque ingenieril, diseñar una edificación en esta zona implica evaluar no solo cargas gravitacionales, sino también la amenaza sísmica significativa de la región. En este sentido, el proyecto busca asegurar el cumplimiento normativo y reducir la vulnerabilidad estructural mediante un diseño responsable y técnicamente sustentado.

El empleo del hormigón armado se justifica por sus características estructurales favorables: alta resistencia, durabilidad, disponibilidad local y flexibilidad arquitectónica. Además, este proyecto permite aplicar herramientas computacionales modernas para la modelación estructural, promoviendo el vínculo entre la teoría académica y la práctica profesional en contextos reales.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar estructuralmente una edificación multifamiliar en hormigón armado en el cantón Ambato, conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), evaluando su seguridad estructural y eficiencia en el uso de recursos constructivos.

1.4.2 Objetivos específicos

- Evaluar las condiciones sísmicas y normativas aplicables al diseño estructural de la edificación, con el fin de asegurar el cumplimiento de los parámetros establecidos en la normativa vigente.
- Modelar la estructura mediante el software especializado ETABS, incorporando las cargas gravitacionales y sísmicas definidas para el proyecto.
- Realizar el análisis estructural del modelo, evaluando la respuesta frente a cargas permanentes, variables y sísmicas, y verificando el control de desplazamientos laterales conforme a la normativa.

1.5 Hipótesis de investigación

"¿Si se aplica un diseño estructural basado en la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC) utilizando hormigón armado para una edificación en el cantón Ambato, entonces se podrá garantizar un comportamiento estructural seguro y eficiente frente a cargas gravitacionales y solicitaciones sísmicas propias de la zona, optimizando además el uso del suelo urbano y los recursos constructivos locales?"

2. CAPITULO II

2.1 Marco teórico

2.1.1 Diseño y análisis estructural de edificaciones

El diseño estructural constituye una etapa esencial en el desarrollo de edificaciones, ya que garantiza que las estructuras sean seguras, funcionales y capaces de resistir las diferentes solicitaciones a las que estarán sometidas durante su vida útil. Este proceso implica la aplicación de principios de la ingeniería estructural para determinar la forma, tamaño y disposición de los elementos que conforman una estructura, considerando cargas permanentes, variables y sísmicas (Nilson, Darwin , & Dolan, 2011)

En el caso de edificaciones de hormigón armado, el diseño estructural no solo busca cumplir con los requisitos de seguridad y servicio, sino también optimizar el uso de materiales y recursos, contribuyendo así a una construcción sostenible y económica. El enfoque actual del diseño moderno integra tanto criterios normativos como herramientas computacionales avanzadas, lo que permite modelar y analizar estructuras de manera precisa, anticipando su comportamiento ante diferentes escenarios de carga. (Chopra, 2017).

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño de edificaciones en zonas de alta sismicidad, como el cantón Ambato, es el análisis sísmico. Este permite evaluar la respuesta estructural frente a movimientos telúricos, asegurando que la edificación tenga la capacidad de disipar energía sin colapsar. Para ello, se aplican normativas técnicas específicas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), que establece parámetros y procedimientos para el diseño sismo-resistente.

Además, el uso de programas especializados como ETABS, SAP2000 o Robot Structural Analysis, facilita la simulación y análisis detallado del comportamiento estructural bajo diferentes tipos de cargas. Estas herramientas permiten obtener resultados más precisos en la determinación de esfuerzos internos, deformaciones, derivas y desplazamientos, lo cual es decisivo para un diseño adecuado.

En resumen, el diseño estructural de una edificación de hormigón armado requiere una comprensión profunda de los conceptos teóricos, normativos y prácticos que intervienen en su desarrollo. Esto implica la evaluación detallada del contexto sísmico, la aplicación de criterios técnicos apropiados y el uso de tecnología especializada que permita alcanzar un diseño seguro, eficiente y conforme a la normativa vigente.

2.1.2 Estructura

Una estructura puede definirse como un conjunto organizado de elementos vinculados entre sí, cuya función principal es sostener y distribuir las cargas a las que está expuesta. Este sistema debe mantener su estabilidad, resistencia y funcionalidad a lo largo del tiempo. Su objetivo esencial es contrarrestar las fuerzas externas —como cargas permanentes, variables, viento o movimientos sísmicos— y transferirlas eficientemente hacia la cimentación de la edificación. (Chopra, 2017)

2.1.3 Hormigón armado

El hormigón armado es un material estructural compuesto por concreto (mezcla de cemento, agua, agregados finos y gruesos) reforzado con barras de acero. Este sistema combina la resistencia a la compresión del concreto con la resistencia a la tracción y la ductilidad del acero, permitiendo la creación de elementos estructurales robustos y duraderos (Nilson et al., 2011).

2.1.4 Diseño estructural

El diseño estructural consiste en un procedimiento técnico orientado a definir la forma, tamaño y características constructivas de los componentes de una estructura, asegurando que cumplan con los requisitos de seguridad, estabilidad y funcionalidad exigidos por las normativas vigentes. Este proceso abarca la evaluación de las cargas actuantes, la elección adecuada de materiales y la comprobación del desempeño estructural ante diferentes tipos de solicitaciones.

2.1.5 Análisis estructural

El análisis estructural implica estudiar cómo responde una estructura ante cargas externas, evaluando parámetros como los esfuerzos internos (fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores), deformaciones, desplazamientos laterales, vibraciones, entre otros. Este análisis permite verificar que se cumplan los requisitos de seguridad y funcionalidad. Puede llevarse a cabo mediante procedimientos analíticos tradicionales o utilizando herramientas informáticas como ETABS, SAP2000, entre otros programas especializados.

2.1.6 Cargas estructurales

Las cargas estructurales son fuerzas que actúan sobre una edificación. Se clasifican generalmente en:

Cargas muertas: son permanentes e incluyen el peso propio de la estructura y de los materiales fijos (NEC-SE-DS).

Cargas vivas: cargas variables generadas por la ocupación, mobiliario o uso eventual del edificio.

Cargas sísmicas: fuerzas horizontales generadas por la aceleración del suelo durante un sismo. En zonas sísmicas como Ambato, su análisis es fundamental.

2.1.7 Sismo y aceleración sísmica

Un sismo ocurre cuando se libera de forma repentina la energía almacenada en la corteza terrestre, lo que provoca la propagación de ondas sísmicas capaces de generar daños significativos en las edificaciones. En el contexto del análisis estructural, un parámetro fundamental es la aceleración sísmica, la cual se representa a través de espectros de respuesta. Estos espectros varían en función de factores como la ubicación geográfica, las propiedades del terreno y las particularidades estructurales del edificio.

2.1.8 Deriva de entrepiso

La deriva entre pisos se define como la variación relativa en el desplazamiento lateral entre dos niveles adyacentes de una edificación, dividida por la altura correspondiente entre dichos pisos. Este indicador es concluyente para medir la deformación lateral que sufre la estructura cuando está sometida a cargas sísmicas. La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece límites máximos para este valor con el fin de evitar daños en elementos no estructurales y prevenir posibles colapsos progresivos

2.1.9 Ductilidad estructural

La ductilidad es la capacidad de una estructura o elemento estructural de deformarse significativamente antes de colapsar, absorbiendo y disipando energía durante un evento sísmico. Es una propiedad deseable en zonas sísmicas y se logra mediante un diseño adecuado del refuerzo, la configuración estructural y los detalles constructivos.

2.1.10 Factor de reducción sísmica (R)

El factor R es un coeficiente que representa la capacidad de disipación de energía de una estructura mediante mecanismos inelásticos. A mayor ductilidad, mayor puede ser este factor. La NEC-SE-DS establece valores de R según el sistema estructural utilizado (por ejemplo, pórticos especiales de hormigón armado, muros estructurales, sistemas duales, etc.).

2.1.11 Periodo fundamental

El periodo fundamental es el tiempo que tarda una estructura en completar una oscilación completa durante una vibración libre. Está relacionado con la rigidez y masa de la estructura. Es un parámetro crítico para el cálculo del espectro de respuesta sísmica, y su estimación correcta es esencial para un análisis dinámico preciso.

2.2 Hormigón armado como sistema estructural

El hormigón armado, combinación de concreto y acero de refuerzo, es uno de los materiales más utilizados a nivel mundial en la construcción de edificaciones. Su éxito se debe a la excelente sinergia entre sus componentes: el concreto, con alta resistencia a la compresión, y el acero, que proporciona resistencia a la tracción y ductilidad. (Mosley, Bungey, & Hulse, 2012).

Para estructuras de múltiples niveles, el hormigón armado permite desarrollar sistemas estructurales eficientes como pórticos resistentes a momento, muros estructurales, losas nervadas o macizas, y núcleos de rigidez. Estos sistemas ofrecen resistencia tanto a cargas verticales como horizontales, siendo adecuados para zonas sísmicas, siempre que se diseñen con criterios de ductilidad y capacidad de disipación de energía.

2.3 Normativa ecuatoriana de la construcción (NEC)

El diseño estructural en Ecuador se rige por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC), expedida por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). Entre los capítulos más relevantes para este trabajo se destacan:

NEC-SE-HORMIGÓN (2015): establece los requisitos para el diseño y construcción de estructuras de hormigón armado, siguiendo los principios del ACI 318. Incluye aspectos como cargas admisibles, requisitos de resistencia, disposición del refuerzo, condiciones de servicio y durabilidad.

NEC-SE-DS (Diseño Sismo-resistente): define los procedimientos de análisis sísmico, zonificación sísmica, aceleraciones espectrales, factores de importancia, y parámetros de comportamiento (R) para distintos sistemas estructurales. Para edificaciones en Ambato, se deben considerar factores sísmicos altos por estar en zona 3 (alta amenaza sísmica).

El cumplimiento de estas normas garantiza que la edificación tenga un comportamiento adecuado ante eventos extremos, evitando fallas estructurales catastróficas.

2.4 Sismicidad en el cantón Ambato

Ambato se encuentra en la región interandina del Ecuador, dentro de una zona geológicamente activa influenciada por la interacción de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana. Esta ubicación convierte al cantón en una zona de alta amenaza sísmica, clasificada como Zona Sísmica 3 según la NEC-SE-DS.

Históricamente, Ambato ha sido escenario de varios sismos destructivos, siendo el más significativo el terremoto del 5 de agosto de 1949, que alcanzó una magnitud estimada de 6.4 Mw, dejando más de 5.000 víctimas mortales y colapsando gran parte de su infraestructura. Estos antecedentes demuestran la necesidad de implementar diseños estructurales con alta capacidad de disipación de energía, redundancia estructural y configuración regular en planta y elevación.

2.5 Análisis estructural moderno y herramientas computacionales

El análisis estructural contemporáneo se apoya en el empleo de software avanzado que facilita la modelación y simulación del comportamiento de las estructuras bajo diversas cargas. Herramientas como ETABS, SAP2000 y SAFE son ampliamente reconocidas por su capacidad para ejecutar análisis estáticos y dinámicos, tanto lineales como no lineales, además de verificar el cumplimiento con las normativas vigentes.

Estas aplicaciones proporcionan información detallada y precisa acerca de los momentos flectores, fuerzas cortantes, esfuerzos axiales, desplazamientos, derivas y demás solicitaciones presentes en los componentes estructurales. Al combinar estos resultados con el juicio técnico del ingeniero, se logra optimizar el diseño estructural, asegurar la integridad y seguridad del edificio, y obtener una mayor eficiencia económica en el proyecto.

2.6 Edificaciones verticales y uso eficiente del suelo urbano

El aumento de la población y la rápida urbanización en ciudades intermedias como Ambato demandan la construcción de edificaciones verticales como una solución eficiente para aprovechar el espacio disponible. Las construcciones de altura media, que abarcan entre 5 y 12 pisos, contribuyen a la densificación de áreas urbanas ya consolidadas, evitando la expansión horizontal descontrolada y facilitando el acceso a servicios básicos, transporte público y equipamiento urbano.

Desde la perspectiva de la planificación urbana y la sostenibilidad, estas edificaciones verticales favorecen una mejor administración del espacio, disminuyen el impacto

ambiental y promueven un desarrollo urbano más compacto y funcional. En este escenario, el diseño estructural juega un papel fundamental para asegurar la factibilidad técnica y la seguridad de estos proyectos.

2.7 Mecánica de suelos aplicada al diseño estructural

La mecánica de suelos es una rama fundamental de la ingeniería geotécnica que estudia el comportamiento físico y mecánico de los suelos como material de soporte de estructuras. Según (Terzaghi, 1943), considerado el padre de la mecánica de suelos moderna, esta disciplina permite analizar la resistencia, deformabilidad y estabilidad del terreno, factores clave para el diseño seguro de cimentaciones y obras civiles.

En el contexto del diseño estructural de edificaciones de mediana y gran altura, como una estructura de ocho niveles, el análisis geotécnico del terreno cobra especial importancia, ya que las cargas transmitidas por la superestructura deben ser absorbidas por el suelo sin provocar asentamientos excesivos, fallas por corte o colapsos localizados.

2.7.1 Reconocimiento del terreno

El primer paso en el diseño de cimentaciones es el reconocimiento geotécnico del sitio, el cual se realiza mediante estudios de campo (sondeos, calicatas, perforaciones, ensayos in situ) y de laboratorio (análisis granulométrico, límites de Atterberg, ensayos de consolidación, corte directo, etc.). Estos permiten clasificar el tipo de suelo, determinar su capacidad portante, su compresibilidad y evaluar su comportamiento sísmico.

En el cantón Ambato, el perfil geotécnico suele estar compuesto por suelos volcánicos, cenizas compactadas y estratos de origen andino, con propiedades mecánicas variables que requieren un análisis detallado y específico en cada zona.

2.7.2 Capacidad portante

La capacidad portante del suelo es la máxima carga por unidad de área que un suelo puede soportar sin fallar por corte o generar asentamientos inadmisibles. Se expresa generalmente en $\frac{kN}{m^2}$ o $\frac{T}{m^2}$. Esta capacidad depende del tipo de suelo, su densidad relativa, contenido de humedad, cohesión, ángulo de fricción interna, entre otros.

El diseño estructural debe asegurar que las presiones transmitidas por las zapatas, losas o pilotes no excedan la capacidad portante admisible determinada por los estudios geotécnicos. En zonas sísmicas, como Ambato, debe incluirse un factor de reducción sísmico a la capacidad portante, según lo establece la NEC-SE-GT (Geotecnia).

2.7.3 Asentamientos

Los asentamientos son desplazamientos verticales del terreno inducidos por cargas estructurales. Pueden ser:

Elásticos (inmediatos): ocurren rápidamente tras la aplicación de cargas.

Consolidados (a largo plazo): debidos a la expulsión de agua en suelos cohesivos.

Diferenciales: cuando distintos puntos de la cimentación se hundeen en magnitudes distintas, pudiendo afectar gravemente la estabilidad estructural.

La NEC establece límites máximos para asentamientos diferenciales y totales, por lo que deben ser verificados en todo proyecto estructural.

2.7.4 Clasificación sísmica del suelo

La NEC-SE-DS clasifica los suelos en cinco tipos (A, B, C, D y E) según su rigidez, basándose en el perfil geotécnico y la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s).

Esta clasificación es esencial para determinar la amplificación sísmica y seleccionar el espectro de diseño correcto.

Tipo A: Roca muy rígida

Tipo B: Roca o grava densa

Tipo C: Suelo intermedio

Tipo D: Suelo blando o arenoso suelto

Tipo E: Rellenos no controlados o suelos muy blandos

En Ambato, muchas zonas presentan suelos tipo C o D, lo que implica una mayor amplificación sísmica y obliga a diseñar estructuras más resistentes y con mayor capacidad de disipación de energía.

2.7.5 Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales que transfieren las cargas de la superestructura al suelo. Se dividen en:

Cimentaciones superficiales: zapatas aisladas, combinadas, corridas, y losas de cimentación. Adecuadas para suelos con buena capacidad portante.

Cimentaciones profundas: pilotes o pilas, utilizadas cuando los estratos superficiales son inadecuados.

La selección del tipo de cimentación depende de la carga estructural, la capacidad portante del suelo, el nivel freático y la profundidad de los estratos resistentes. En edificaciones de ocho niveles, es común emplear zapatas combinadas o losas de cimentación, aunque en casos de suelos blandos se deben considerar soluciones profundas.

2.8 Resistencia de materiales

La resistencia de materiales es una rama de la mecánica aplicada que estudia el comportamiento de los cuerpos sólidos ante la acción de fuerzas externas, evaluando su capacidad para soportar cargas sin fallar o deformarse en exceso. Esta disciplina proporciona las bases fundamentales para el diseño estructural, ya que permite dimensionar adecuadamente los elementos que componen una estructura. (Nilson, Darwin , & Dolan, 2011)

En el contexto del diseño de edificaciones de varios niveles, como una estructura de ocho pisos, la resistencia de materiales es esencial para evaluar el comportamiento de vigas, columnas, losas, muros estructurales y cimentaciones, asegurando que trabajen dentro de los límites admisibles de esfuerzo y deformación.

2.8.1 Esfuerzos internos

Cuando una estructura es sometida a cargas, en su interior se generan distintos tipos de esfuerzos, que deben ser controlados durante el diseño. Entre los más importantes se encuentran:

Esfuerzo axial (σ): se produce cuando una fuerza actúa a lo largo del eje del elemento (tracción o compresión).

Esfuerzo cortante (τ): resultado de fuerzas paralelas a la sección transversal, que tienden a deslizar las partículas unas sobre otras.

Momento flector (M): genera esfuerzos normales en elementos como vigas, debido a la tendencia de curvatura.

Momento torsor (T): produce torsión en elementos estructurales circulares o no simétricos.

El dimensionamiento de cada elemento estructural se basa en la correcta determinación de estos esfuerzos y en la comparación con las resistencias admisibles del material.

2.8.2 Propiedades mecánicas del hormigón y del acero

Los materiales más utilizados en estructuras de hormigón armado tienen características específicas que deben ser consideradas:

Hormigón:

Alta resistencia a la compresión.

Baja resistencia a la tracción (por lo que se refuerza con acero).

Comportamiento frágil si no está adecuadamente armado.

Su resistencia se mide por la $f'c$ (resistencia a compresión del cilindro estándar a 28 días).

Acero de refuerzo:

Alta resistencia a la tracción y compresión.

Excelente ductilidad, permitiendo grandes deformaciones antes de fallar.

Su comportamiento se evalúa mediante el límite elástico (f_y).

Estos dos materiales, cuando se combinan adecuadamente, permiten resistir esfuerzos complejos y garantizar la seguridad estructural, especialmente en zonas sísmicas.

2.8.3 Deformaciones y rigidez

La deformación es el cambio en la forma o tamaño de un cuerpo debido a cargas aplicadas. En el diseño estructural, se debe garantizar que estas deformaciones estén dentro de límites aceptables. La relación entre carga y deformación está regida por la ley de Hooke en el rango elástico:

$$\sigma = E * \epsilon$$

Ecuación 1. Ley de Hooke

Donde:

σ : esfuerzo

E : módulo de elasticidad del material

ϵ : deformación unitaria

La rigidez estructural depende del módulo de elasticidad y la geometría de la sección. Por ejemplo, un aumento en el área o en el momento de inercia incrementa la resistencia a la deformación.

2.8.4 Teorías de falla

En ingeniería estructural, es importante conocer los criterios que determinan el fallo de los materiales. Para el hormigón armado se utilizan principalmente:

Teoría de resistencia última: considera la capacidad máxima del material antes de la falla. Es la base del método de diseño por resistencia (LRFD), adoptado por normas como la ACI 318 y la NEC.

Teoría elástica: válida para cargas de servicio, analiza el comportamiento en el rango lineal del material, útil para evaluar condiciones de servicio como fisuración y deflexión.

2.8.5 Relación con el diseño estructural

La resistencia de materiales se aplica directamente en:

El cálculo de dimensiones mínimas de elementos estructurales (vigas, columnas).

La verificación de esfuerzos admisibles frente a los actuantes.

El diseño de refuerzos de acero según los momentos y cortantes desarrollados.

La evaluación de estabilidad y rigidez estructural bajo cargas gravitacionales y sísmicas.

En edificaciones altas, la adecuada comprensión de estos principios es indispensable para evitar fallas por pandeo, fisuración excesiva, colapsos progresivos o inestabilidad lateral.

2.9 Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) al diseño estructural

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) constituye el marco legal y técnico que regula la planificación, diseño, construcción y control de obras civiles en el Ecuador. Su aplicación es obligatoria en todo el territorio nacional y tiene como objetivo principal garantizar la seguridad estructural, el comportamiento sísmico adecuado de las edificaciones, la funcionalidad y la durabilidad de las estructuras.

Para el diseño de edificaciones de mediana y gran altura, como una estructura de ocho niveles en el cantón Ambato, el cumplimiento de los requisitos de la NEC es esencial, especialmente debido a la alta amenaza sísmica que caracteriza a esta región.

2.9.1 NEC-SE: Estructuras

El capítulo NEC-SE establece los criterios generales de diseño estructural. Incluye disposiciones sobre:

Seguridad estructural bajo cargas permanentes y variables.

Métodos de diseño aceptados (resistencia última, estados límites).

Compatibilidad entre materiales, incluyendo combinaciones de hormigón armado, acero estructural y mampostería.

Este capítulo exige que todas las edificaciones sean diseñadas considerando no solo las cargas gravitacionales, sino también aquellas inducidas por eventos sísmicos, viento y otras sollicitaciones laterales.

2.9.2 NEC-SE-AC: Hormigón armado

Esta sección se basa en los principios del ACI 318 y establece las disposiciones específicas para el diseño de elementos de hormigón armado. Algunos puntos clave:

Resistencia mínima del concreto (f'_c): depende del uso de la edificación, generalmente no menor a 21 MPa para estructuras de vivienda.

Límites de cuantías de refuerzo: se regulan para garantizar la ductilidad de vigas, columnas y muros.

Relaciones geométricas mínimas: para secciones, recubrimientos y espaciamientos.

Diseño de nudos, confinamientos y zonas críticas: obligatorio en estructuras sismorresistentes.

Diseño por resistencia (LRFD): se adopta como método estándar de cálculo.

2.9.3 NEC-SE-DS: Diseño sísmico

Este capítulo es fundamental en zonas de alta sismicidad como Ambato, ubicada en una región con amenaza sísmica alta (zona sísmica 3) según el mapa de zonificación de la NEC. Establece:

- Espectros de respuesta sísmica elástica para diferentes tipos de suelo.
- Clasificación de suelos (tipo A a E): en función de su rigidez, afecta al análisis sísmico.

- Factores de importancia, comportamiento (R), sobrerresistencia (Ω) y modificación de respuesta (C_d).

Métodos de análisis sísmico:

- Método estático equivalente (edificios regulares hasta 40 m).
- Análisis dinámico modal espectral (obligatorio en estructuras irregulares o mayores de 40 m).

Para un edificio de ocho niveles (aproximadamente 24–28 metros de altura), ubicado en terreno tipo C o D, se recomienda aplicar el análisis dinámico espectral, especialmente si la estructura presenta irregularidades en planta o elevación.

2.9.4 NEC-SE-GT: Geotecnia

Establece los requisitos para la investigación del subsuelo y el diseño de cimentaciones, fundamentales para garantizar que las cargas estructurales sean correctamente transmitidas al terreno. Esta norma regula:

- Estudios de suelos obligatorios: número mínimo de sondeos según el área y complejidad.
- Evaluación de capacidad portante y asentamientos.
- Análisis de licuefacción: en zonas susceptibles.
- Factores de reducción sísmica para cimentaciones.

En Ambato, dada la presencia de suelos volcánicos y depósitos blandos, es común encontrar condiciones geotécnicas variables, lo que refuerza la necesidad de aplicar esta norma con rigor.

2.9.5 NEC-SE-CG: Cargas

Define las cargas mínimas de diseño que deben considerarse en todo proyecto estructural:

- Cargas muertas: peso propio de la estructura y acabados.
- Cargas vivas: uso según el tipo de ocupación (residencial, comercial, etc.).
- Cargas de viento y nieve (en este caso, el viento es más relevante que la nieve).
- Cargas sísmicas: definidas en NEC-SE-DS.

2.9.6 Implicaciones prácticas en el diseño

La correcta aplicación de la NEC implica que:

- El modelo estructural debe incorporar todos los parámetros sísmicos locales, según el tipo de suelo y la zona de amenaza.
- El diseño de elementos de hormigón armado debe asegurar ductilidad, confinamiento y continuidad estructural, para un buen desempeño sísmico.
- La cimentación debe ser diseñada con base en estudios geotécnicos confiables y alinearse con las restricciones del NEC-SE-GT.
- Los métodos de análisis estructural deben cumplir los criterios de regularidad, torsión y estabilidad definidos en la NEC.

2.10 Diseño sísmico

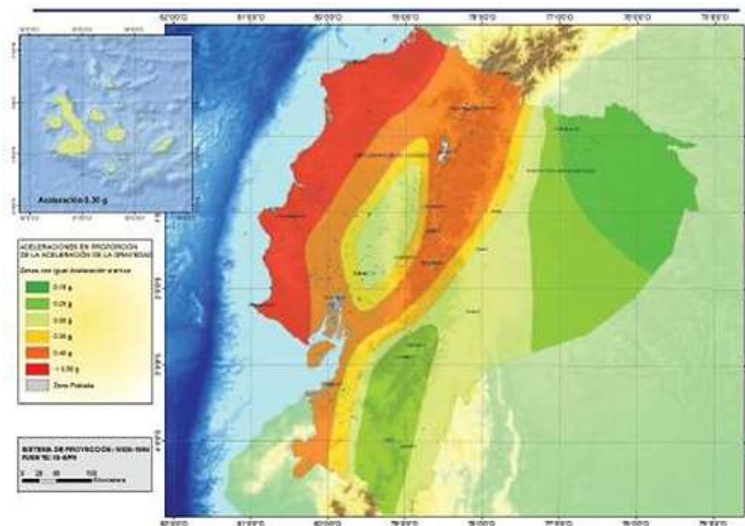
Se establecerán un conjunto de requisitos mínimos para el diseño de estructuras que puedan estar expuestas a la acción de sismos durante su vida útil. La respuesta de un edificio ante sollicitaciones sísmicas se manifiesta en las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus componentes, especialmente en los niveles o pisos. Estos requisitos están fundamentados en el análisis del comportamiento estructural tanto en su rango elástico lineal como en el comportamiento no lineal.

La filosofía del diseño basado en el desempeño tiene como propósito primordial evitar la pérdida de vidas humanas, asegurando que la estructura no colapse durante un evento sísmico. Además, para edificaciones de uso especial y esencial, se busca garantizar un nivel elevado de protección y funcionalidad después de un sismo extremo.

2.10.1 Factor Z

En el caso de las estructuras de uso común, se emplea el factor Z, el cual indica la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración gravitacional.

Figura 1: Mapa de las zonas sísmicas del Ecuador para propósitos de diseño



Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.10.2 Tipo de suelo

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contenga un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.10.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Tabla 3. Tipo de suelos y Factores de sitio Fa.

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	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 4. Tipo de suelos y factores de sitio Fd.

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	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
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	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 5. Tipo de suelos y Factores de sitio Fs

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	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.10.4 Espectro elástico de diseño

El espectro elástico de respuesta, representado por la aceleración S_a y expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel correspondiente al sismo de diseño, está determinado por los siguientes factores:

- El factor de la zona sísmica, Z .
- La clasificación del tipo de suelo en el lugar donde se encuentra la estructura.
- Los coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s .

Los valores correspondientes a la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z en roca), varían según la región del Ecuador, adoptándose los siguientes valores:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

2.10.5 Coeficiente de importancia

El propósito del factor I es aumentar la demanda sísmica de diseño en aquellas estructuras que, debido a su función, deben continuar operando o tolerar daños significativos durante y tras un evento sísmico de diseño.

Tabla 6. Tipos de uso, destinos e importancia de las estructuras

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: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.10.6 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R posibilita disminuir las fuerzas sísmicas de diseño, siempre que las estructuras y sus uniones estén diseñadas para formar un mecanismo de falla controlado y con

suficiente ductilidad, concentrando el daño en zonas específicas diseñadas para actuar como rótulas plásticas.

Tabla 7. Coeficientes R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas 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

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.10.7 Carga sísmica

La carga sísmica W corresponde a la carga reactiva generada por un sismo. Sin importar el método de análisis empleado, se considerará esta carga sísmica reactiva W .

Caso general: $W=D$

Dónde D : Carga muerta total de la estructura.

2.10.8 Periodo fundamental

En el caso de estructuras de edificios, el valor del periodo T puede estimarse de forma aproximada utilizando la siguiente ecuación:

Ecuación 2. Periodo Fundamental

$$T = C_t * h^\alpha$$

Tabla 8. Valores de C_t y α para calcular el periodo fundamental.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Después de realizar el dimensionamiento inicial de la estructura, es necesario recalculer los períodos fundamentales mediante un análisis modal. De igual forma, se debe reevaluar el cortante basal y las secciones estructurales. Este procedimiento se debe repetir iterativamente hasta que la variación de los períodos entre interacciones sucesivas sea igual o inferior al 10%.

2.10.9 Cortante basal sísmico

El cortante basal total de diseño VVV, calculado en el nivel de cargas últimas para una estructura en una dirección determinada, se obtendrá utilizando las siguientes fórmulas:

Ecuación 3. Cortante basal

$$V = C_S * W$$

$$C_S = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}; I = 1, R = 8, \phi_P = 1, \phi_E = 1$$

2.10.10 Derivas admisibles

Se realizará un control de deformaciones mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas por piso. El diseñador debe verificar que la estructura será capaz de soportar deformaciones inelásticas controladas, lo que representa una mejora significativa en el diseño conceptual.

Los límites máximos establecidos consideran que el calculista trabajará con secciones que pueden presentar grietas. Para la evaluación de las derivas de entrepiso, se empleará el valor máximo de la respuesta inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, generada por el sismo de diseño.

Las derivas que resulten de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño, reducidas mediante el método DBF, ya sean estáticas o dinámicas, se calcularán para cada dirección de las fuerzas laterales y para cada nivel, realizando un análisis elástico de la estructura bajo dichas fuerzas.

El cálculo de las derivas de entrepiso deberá considerar:

- Las deflexiones producidas por efectos tanto traslacionales como torsionales.
- Los efectos de segundo orden conocidos como P- Δ .

La derivada máxima inelástica ΔM de cada nivel debe determinarse mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 4. Deriva máxima inelástica

$$\sqrt[3]{M} = 0,75 * R * \sqrt[3]{E}$$

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 1) 0.5 I para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 2) 0.8 I para columnas
- 3) 0.6 I para muros estructurales

La deriva máxima permitida para cada nivel no deberá exceder los límites de deriva inelástica indicados en la tabla siguiente, donde dicha deriva máxima se expresa como un porcentaje respecto a la altura del entrepiso:

Tabla 9. Valores de derivas máximas expresados en función de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

3. CAPITULO III

3.1 Marco metodológico

3.1.1 Enfoque de la investigación

El estudio se desarrollará bajo un enfoque cuantitativo, utilizando modelos de simulación estructural para evaluar el comportamiento de la edificación bajo cargas estáticas y dinámicas.

3.1.2 Tipo de investigación

Investigación aplicada: Busca solucionar un problema específico en el diseño estructural.

Investigación descriptiva y experimental: Se describen los parámetros de diseño y se realizan simulaciones para evaluar el rendimiento estructural.

3.1.3 Métodos y técnicas

Recolección de información:

Revisión bibliográfica de normativas y estudios previos sobre estructuras de hormigón armado y diseño sismo-resistente.

Análisis de casos de estudio de edificaciones similares.

Diseño y análisis estructural:

- Modelado de la estructura en software especializado.
- Aplicación de cargas de diseño según la NEC.

Validación de resultados:

Comparación de los resultados obtenidos con valores normativos y estudios previos.

3.2 Descripción general de la estructura propuesta

Se plantea el diseño de una edificación de cinco niveles localizada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua. La planta baja, con una altura libre de 3.26 metros, está destinada al uso de oficinas y locales comerciales. Los siguientes tres niveles están distribuidos en departamentos de vivienda multifamiliar, mientras que el último nivel corresponde a una losa tapa grada. La edificación adopta un sistema estructural aporticado, y las plantas superiores presentan una altura entre pisos de 2.70 metros. Para el análisis estructural se desarrollará una evaluación sísmica mediante métodos estático y

dinámico, considerando un perfil de suelo tipo C, de acuerdo con los lineamientos de la normativa ecuatoriana vigente.

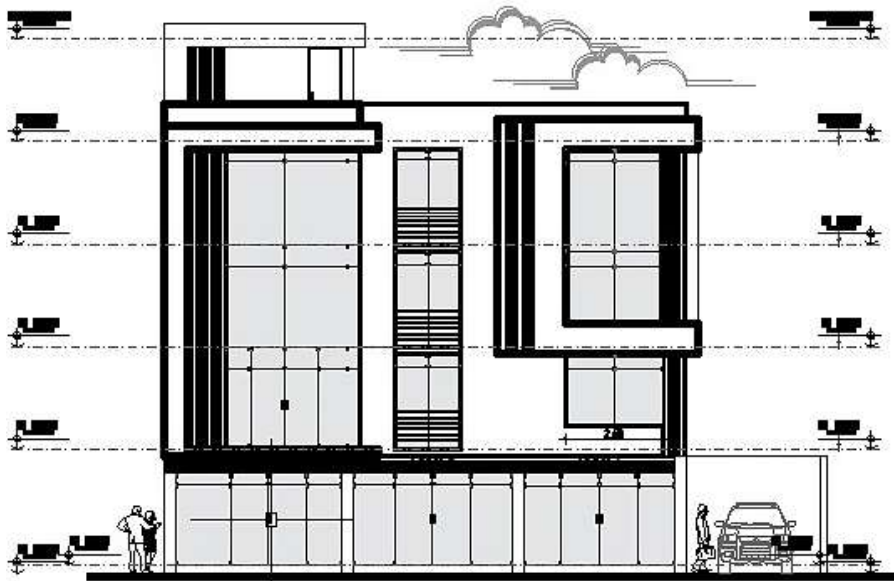


Figura 2. Edificación - Elevación Frontal

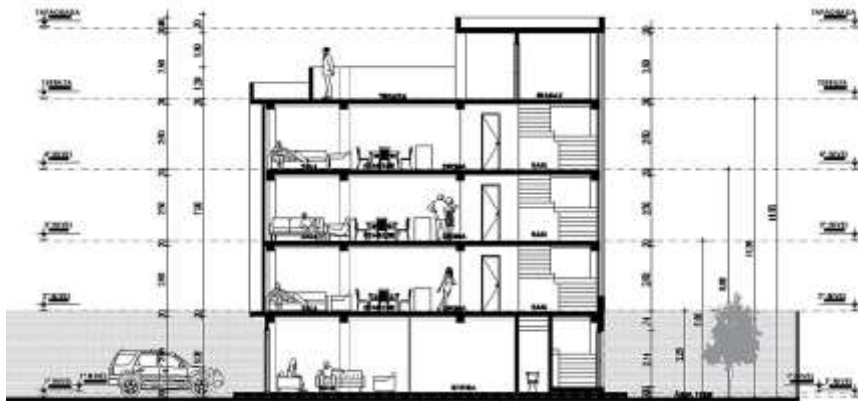


Figura 3. Edificación - Corte

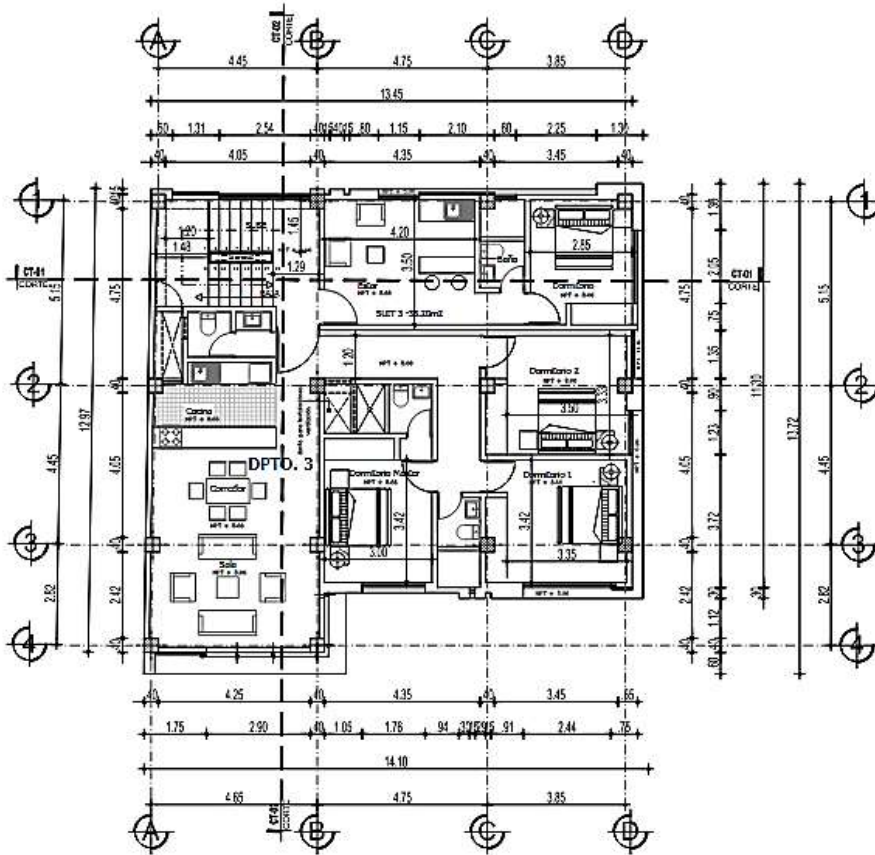


Figura 4. Distribución de los niveles

3.3 Modelado de la estructura en el software ETABS

3.3.1 Parámetros iniciales y normativas aplicadas en el software ETABS

Durante esta fase se configuran los parámetros globales del entorno de modelado, lo cual permite que el análisis estructural se realice conforme a los requerimientos específicos del proyecto. Se seleccionan las normativas de diseño correspondientes, se definen las unidades de medida y se ajustan otros criterios esenciales para el correcto funcionamiento del software

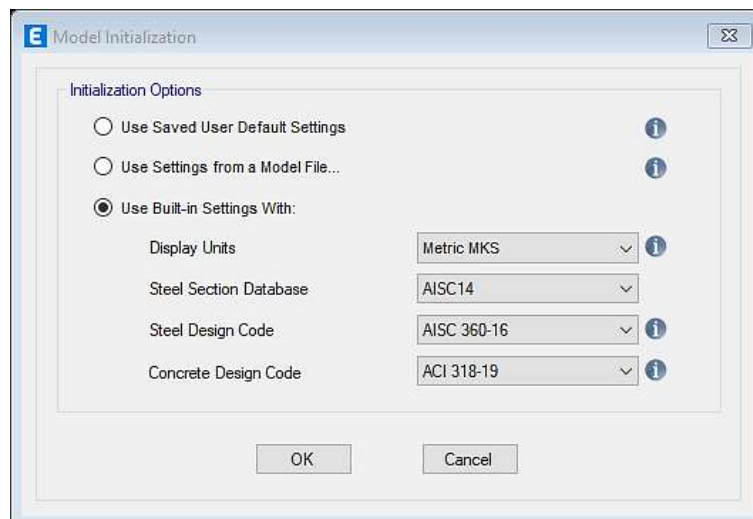


Figura 5. Preferencias generales del proyecto en el software

3.3.1 Propiedades de los materiales

3.3.1.1 Hormigón $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

El hormigón utilizado presenta una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 . Su módulo de elasticidad se determina con la fórmula.

Ecuación 5. Módulo de Elasticidad del Hormigón

$$Ec = 13100\sqrt{F'c}$$

Lo que proporciona un valor representativo de la rigidez del material para efectos de diseño estructural. Por otro lado, el coeficiente de Poisson asignado al hormigón es 0.2, indicador que relaciona las deformaciones transversales con las longitudinales cuando el material está sometido a esfuerzos.

The screenshot shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: F'c= 210kg/cm2; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: [Color swatch]; Material Notes: [Modify/Show Notes...]
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density".
 - Weight per Unit Volume: 0,0024 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0,000002 kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 189837,035375081 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0,2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 79098,76 kgf/cm²
- Design Property Data:** [Modify/Show Material Property Design Data...]
- Advanced Material Property Data:** [Nonlinear Material Data...], [Material Damping Properties...], [Time Dependent Properties...]
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Radio buttons for "Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)" (selected) and "User Specified".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 6. Propiedades mecánicas del hormigón

Figura 7. Compresión del Hormigón $f'c=210 \frac{kg}{cm^2}$

3.3.1.2 Acero de Refuerzo $F_y = 4200kg/cm^2$

El acero de refuerzo empleado en el proyecto presenta una resistencia mínima a la fluencia F_y de 4200 kg/cm^2 , lo que garantiza una adecuada capacidad para soportar las cargas y esfuerzos de tensión en los elementos estructurales. Esta característica es fundamental para asegurar la ductilidad y seguridad del sistema estructural frente a sollicitaciones normales y sísmicas.

Figura 8. Módulo de fluencia del Acero

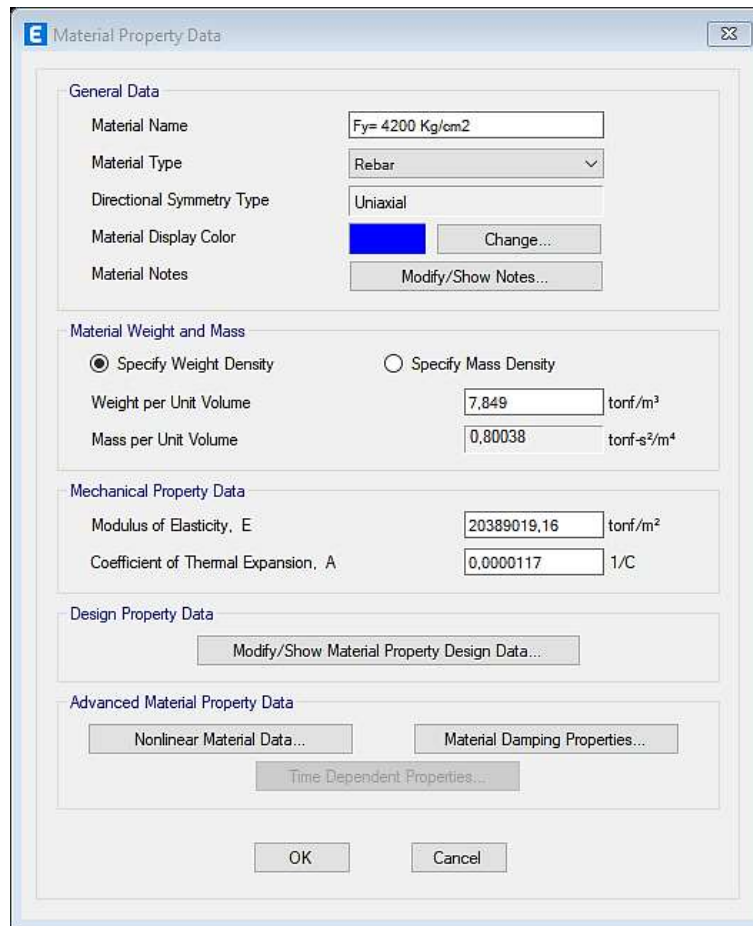


Figura 9. Propiedades mecánicas del acero

3.3.2 Creación de secciones de los elementos estructurales

Las columnas de la estructura tienen dimensiones de 40 x 40 cm, asegurando la capacidad requerida para soportar las cargas verticales del edificio. Se emplearán vigas con secciones de 30 x 40 cm y de 25 x 30 cm, las cuales colaboran en la distribución y transmisión de cargas a las columnas. La losa aligerada contará con un espesor de 20 cm, lo que permite disminuir el peso propio de la estructura sin comprometer su rigidez ni resistencia.

3.3.2.1 Columnas

Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales:
 - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación

Figura 10. Inercias agrietadas NEC-SE-DS 6.1.6

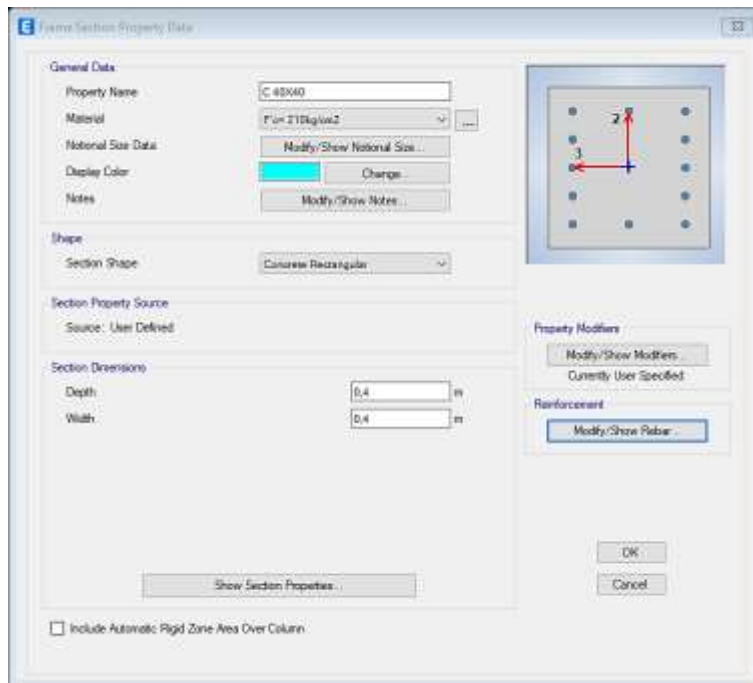


Figura 11. Propiedades geométricas de columnas

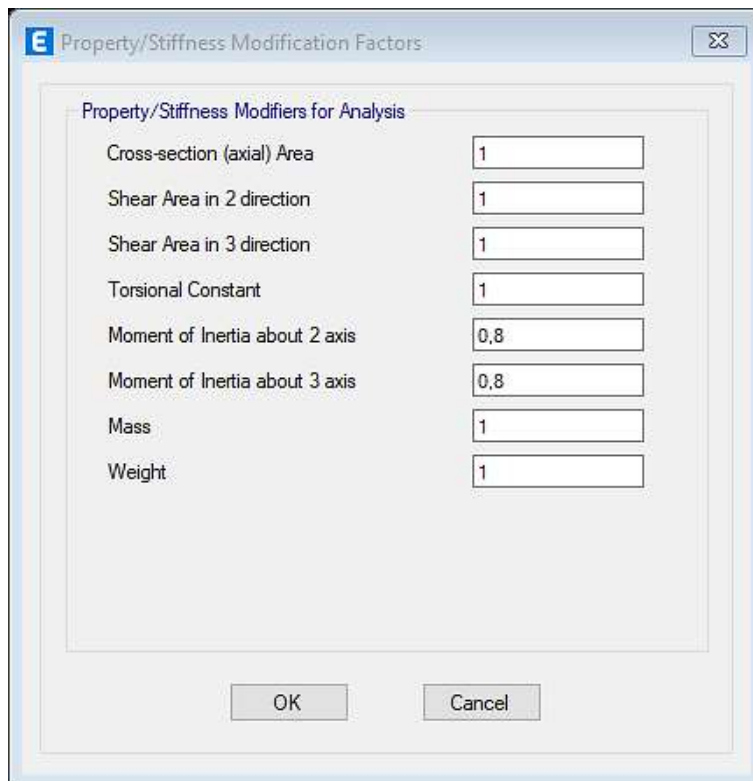


Figura 12. Agrietamiento de la sección

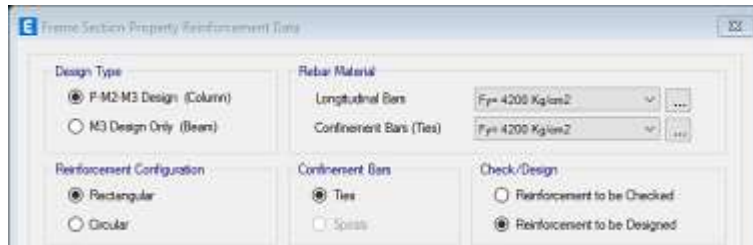


Figura 13. Asignación de sección y criterios de diseño de acero en elementos columna

3.3.2.2 Vigas

Las vigas utilizadas en el proyecto estructural presentan secciones de 30 x 40 cm y de 25 x 30 cm, según su ubicación y función dentro del sistema. Estas vigas están diseñadas para resistir los momentos flectores y cortantes generados por las cargas gravitacionales y sísmicas, asegurando la transmisión eficiente de esfuerzos hacia los elementos verticales. Además, su geometría permite una adecuada rigidez y compatibilidad con el sistema de losas y columnas.

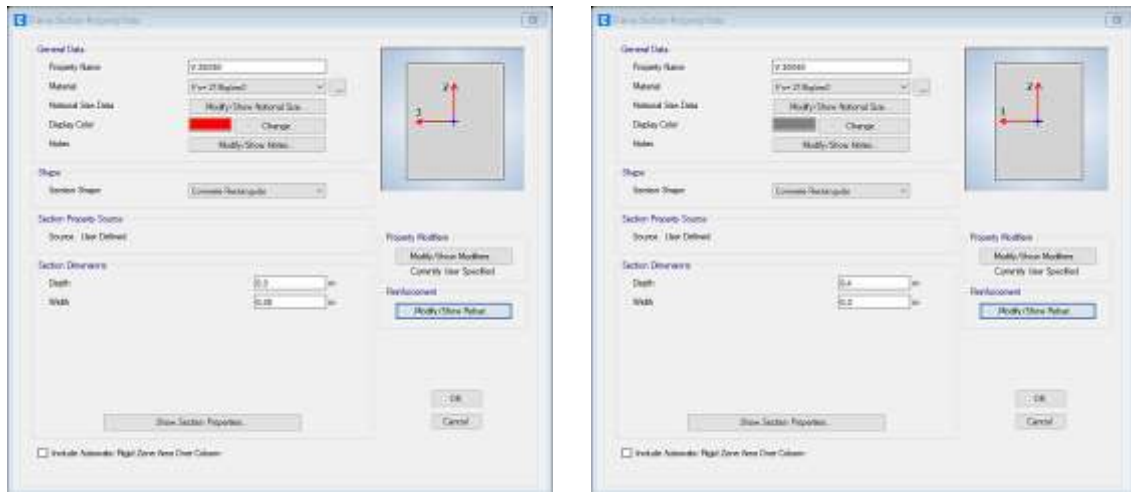


Figura 14. Propiedades geométricas de vigas

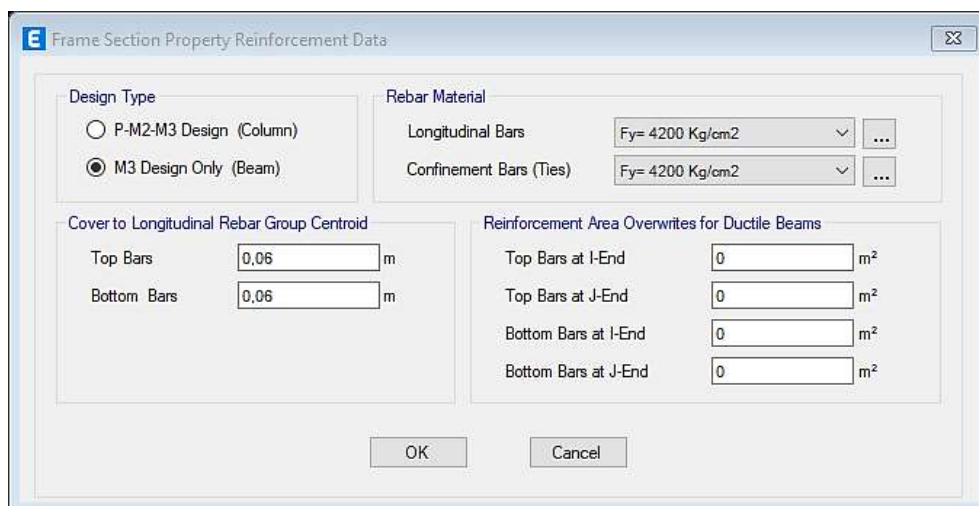


Figura 15. Asignación de sección y criterios de diseño de acero en elementos vigas

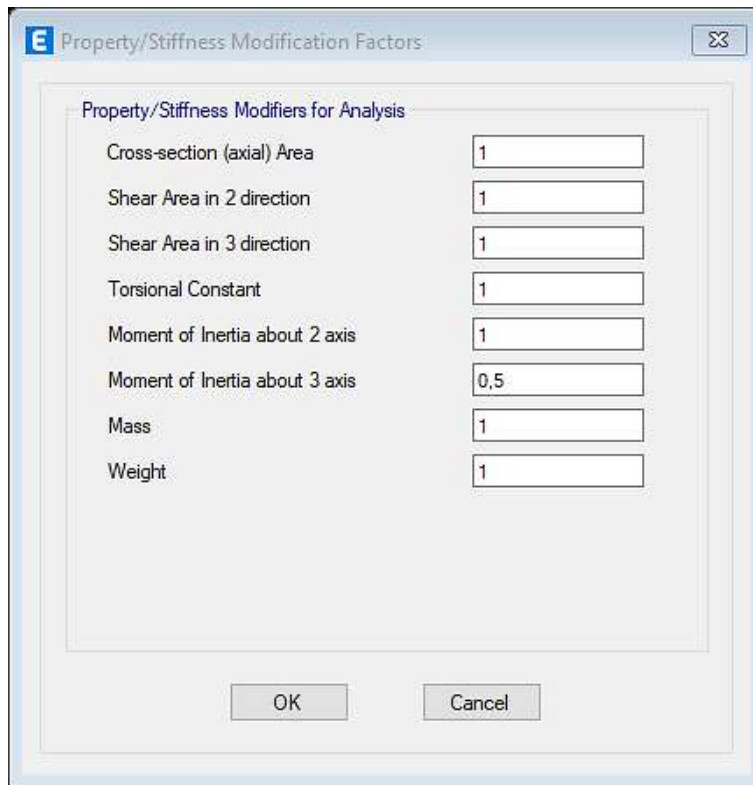


Figura 16. Agrietamiento de la sección

3.3.2.3 Losa

La losa empleada en la edificación es de tipo aligerada con un espesor de 20 cm, diseñada para reducir el peso propio de la estructura sin comprometer su capacidad resistente ni su rigidez. Este tipo de losa permite una distribución uniforme de las cargas hacia las vigas, contribuyendo a la eficiencia estructural del sistema y mejorando el comportamiento sísmico del conjunto.

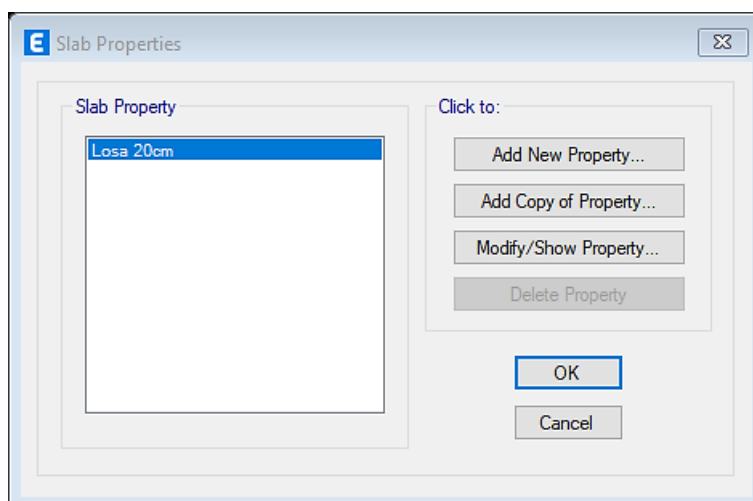


Figura 17. Creación de sección

Figura 18. Definición de losa aligerada de 20 cm en el modelo estructural.

3.3.3 Definición de Espectro de Diseño

El espectro de respuesta sísmica representa la variación de la aceleración máxima que puede experimentar una estructura en función de su periodo natural de vibración. Este se construye según las características sísmicas del sitio, tipo de suelo y zona de amenaza, conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Su uso es fundamental en el análisis dinámico modal espectral, ya que permite estimar las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura con base en su comportamiento vibratorio.

3.3.3.1 Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (Z)

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
SAN MIGUELITO	SAN MIGUELITO	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
HUACHI GRANDE	HUACHI GRANDE	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SANTA ROSA	SANTA ROSA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
AMBATO	AMBATO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40

Tabla 10. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico - 10.2)

3.3.3.2 Zona Sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 11. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico - 3.1.1)

3.3.3.3 Razón entre la aceleración espectral y el PGA

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

Tabla 12. η en relación a las regiones (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico - 3.3.1)

3.3.3.4 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Zona sísmica y factor Z						
Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 13. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.2.2)

Zona sísmica y factor Z						
Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
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	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 14. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.2.2)

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	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
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	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 15. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.2.2)

3.3.3.5 Factor usado en el espectro de diseño elástico

$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.

Tabla 16. Factor usado en el espectro de diseño elástico (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 3.3.1)

3.3.3.6 Factor de reducción de resistencia sísmica

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sísmo 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

Tabla 17. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico 6.3.4.d)

3.3.3.7 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

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

Tabla 18. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 4.1)

Tipo de estructura	C _s	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 19. Coeficiente que depende del tipo de edificio / Impedencia del semi espacio (NEC-SE-DS-Peligro Sísmico – 6.3.3-a)

3.3.3.8 Resultados del espectro de respuesta según la NEC

ESPECTRO DE ACELERACIONES ELÁSTICO Y REDUCIDO NEC-SE-DS-2015

Ingrese datos en las celdas en celeste	
Datos calculados	

PROYECTO	DISEÑO SISMICO
SITIO	AMBATO
SUELO	C
USO	Vivienda

DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO			
PARAMETROS	VALOR	NEC-SE-DS	OBSERVACIONES
Z (%g)	0,40	3.1.1	Factor de zona sísmica
η	2,48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
fa	1,20	3.2.2.a	Amplificación de las ordenadas de aceleración
fd	1,11	3.2.2.b	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
fs	1,11	3.2.2.c	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1,00	3.3.1	Factor depende de la ubicación geográfica
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO - INELASTICO			
R	8,00	6.3.4.b	Factor de reducción de resistencia sísmica
I	1,00	4.1 Tabla 6	Otras estructuras
Φ _p	1,00	5.2.3. Tabla 13	1 - 2 3 - 4 Coeficiente de irregularidad en planta
Φ _e	1,00	5.2.3. Tabla 14	1 - 2 3 Coeficiente de irregularidad en elevación
hn (m)	14,06	T	Altura de estructura
C _t	0,055	6.3.3.a	PEHA sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras
α	0,900		

CÁLCULOS			
Ta (s)	0,5937	Tmax (1.3T)	0,7718
To(s)	0,1027		
Tc(s)	0,5647		
Sa(%g)	1,1323	Sa (Tmax)	0,8710
C (%g)	0,1415	C (Tmax)	0,1089
k	1,047	k (max)	1,136

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%g)
0,00	0,4800	0,0600
0,05	0,8259	0,1032
0,10	1,1719	0,1465
0,15	1,1904	0,1488
0,20	1,1904	0,1488
0,25	1,1904	0,1488
0,30	1,1904	0,1488
0,35	1,1904	0,1488
0,40	1,1904	0,1488
0,45	1,1904	0,1488
0,50	1,1904	0,1488
0,55	1,1904	0,1488
0,60	1,1204	0,1400
0,65	1,0342	0,1293
0,70	0,9603	0,1200
0,75	0,8963	0,1120
0,80	0,8403	0,1050
0,85	0,7909	0,0989
0,90	0,7469	0,0934
0,95	0,7076	0,0885
1,00	0,6722	0,0840
1,05	0,6402	0,0800
1,10	0,6111	0,0764
1,15	0,5846	0,0731
1,20	0,5602	0,0700
1,25	0,5378	0,0672
1,30	0,5171	0,0646
1,35	0,4980	0,0622
1,40	0,4802	0,0600
1,45	0,4636	0,0580
1,50	0,4482	0,0560
1,55	0,4337	0,0542
1,60	0,4201	0,0525
1,65	0,4074	0,0509
1,70	0,3954	0,0494
1,75	0,3841	0,0480
1,80	0,3735	0,0467
1,85	0,3634	0,0454
1,90	0,3538	0,0442
1,95	0,3447	0,0431
2,00	0,3361	0,0420
2,05	0,3279	0,0410
2,10	0,3201	0,0400
2,15	0,3127	0,0391
2,20	0,3056	0,0382
2,25	0,2988	0,0373
2,30	0,2923	0,0365
2,35	0,2861	0,0358
2,40	0,2801	0,0350
2,45	0,2744	0,0343
2,50	0,2689	0,0336

2,55	0,2636	0,0330
2,60	0,2586	0,0323
2,65	0,2537	0,0317
2,70	0,2490	0,0311
2,75	0,2444	0,0306
2,80	0,2401	0,0300
2,85	0,2359	0,0295
2,90	0,2318	0,0290
2,95	0,2279	0,0285
3,00	0,2241	0,0280
3,05	0,2204	0,0276
3,10	0,2168	0,0271
3,15	0,2134	0,0267
3,20	0,2101	0,0263
3,25	0,2068	0,0259
3,30	0,2037	0,0255
3,35	0,2007	0,0251
3,40	0,1977	0,0247
3,45	0,1949	0,0244
3,50	0,1921	0,0240
3,55	0,1894	0,0237
3,60	0,1867	0,0233
3,65	0,1842	0,0230
3,70	0,1817	0,0227
3,75	0,1793	0,0224
3,80	0,1769	0,0221
3,85	0,1746	0,0218
3,90	0,1724	0,0215
3,95	0,1702	0,0213
4,00	0,1681	0,0210
4,05	0,1660	0,0207
4,10	0,1640	0,0205
4,15	0,1620	0,0202
4,20	0,1601	0,0200
4,25	0,1582	0,0198
4,30	0,1563	0,0195
4,35	0,1545	0,0193
4,40	0,1528	0,0191
4,45	0,1511	0,0189
4,50	0,1494	0,0187
4,55	0,1477	0,0185
4,60	0,1461	0,0183
4,65	0,1446	0,0181
4,70	0,1430	0,0179
4,75	0,1415	0,0177
4,80	0,1400	0,0175
4,85	0,1386	0,0173
4,90	0,1372	0,0171
4,95	0,1358	0,0170
5,00	0,1344	0,0168

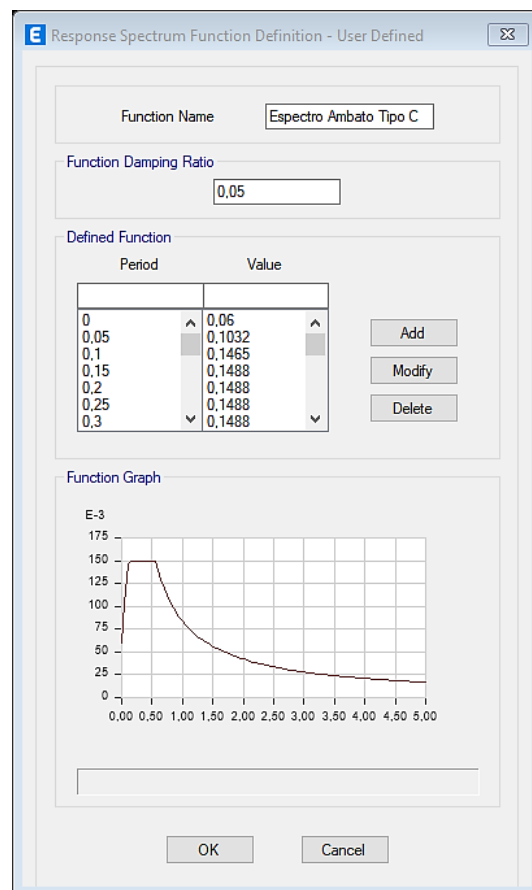
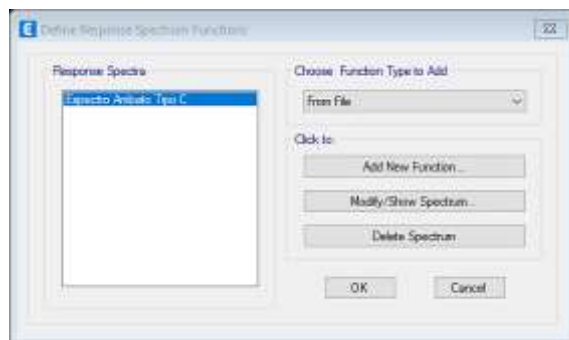
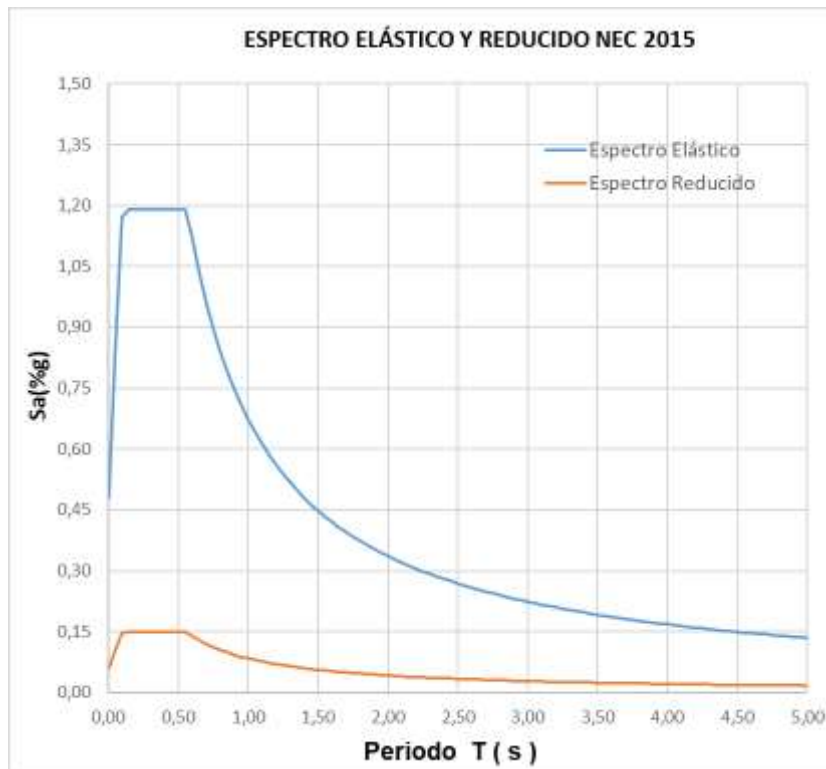


Figura 19. Asignación del espectro de diseño

3.3.4 Definición de Patrones de Carga

Los patrones de carga representan las diferentes condiciones de solicitación que actúan sobre la estructura durante su vida útil. Estos incluyen cargas muertas, cargas vivas, cargas sísmicas, entre otras. Cada patrón de carga se define de manera individual en el entorno de modelado, permitiendo su posterior combinación para realizar análisis estructurales más precisos. La correcta asignación de estos patrones es fundamental para simular el comportamiento real de la edificación frente a diversas acciones, tanto estáticas como dinámicas, de acuerdo con los criterios establecidos en la normativa vigente

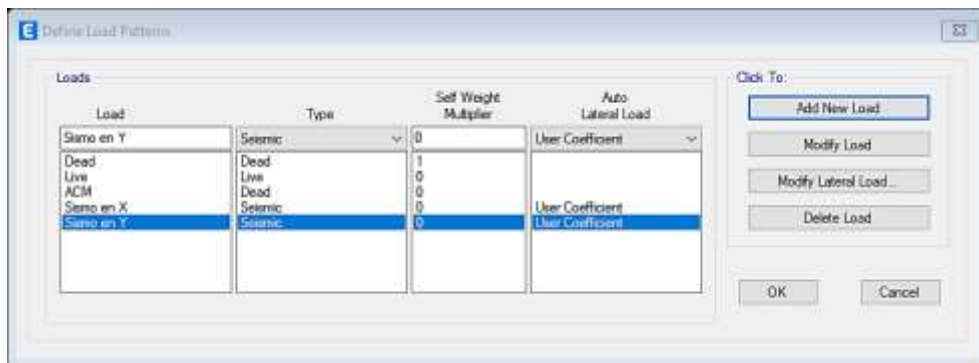


Figura 20. Definición de patrones de carga

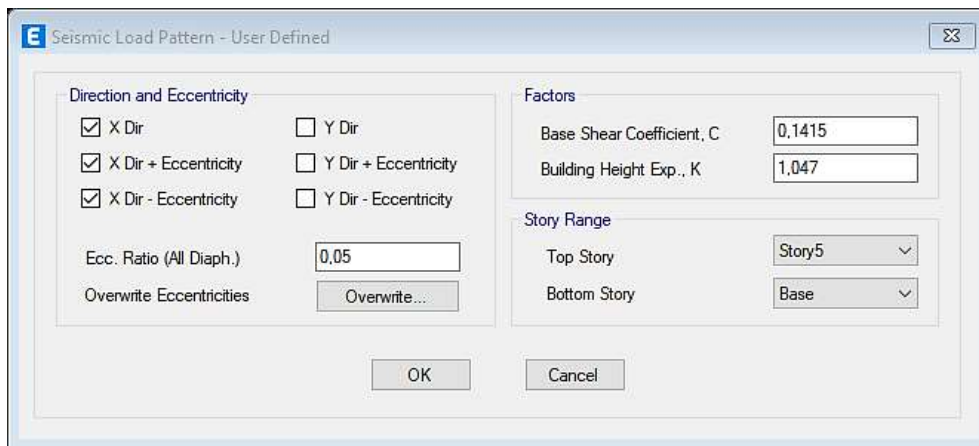


Figura 21. Asignación del valor C y K, marcando la dirección de la excentricidad en X

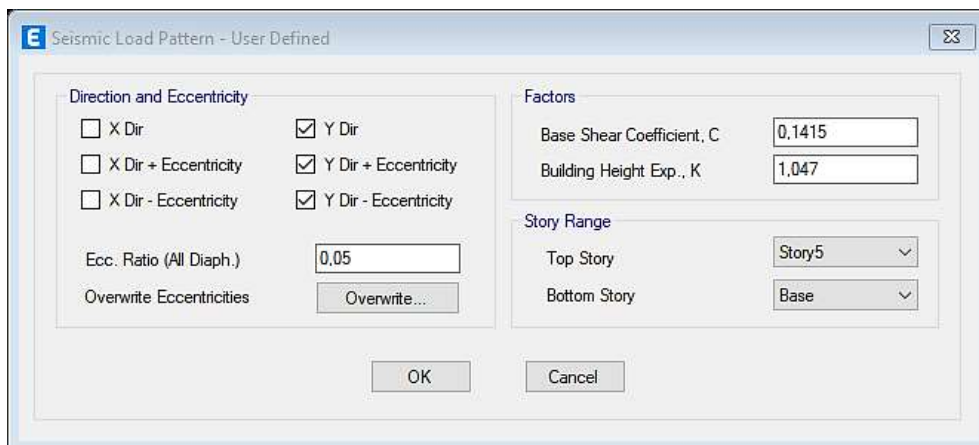


Figura 22. Asignación del valor C y K, marcando la dirección de la excentricidad en Y

3.3.5 Aplicación del espectro de respuesta en los casos de carga sísmica

Para realizar el análisis dinámico modal espectral, se asigna el espectro de respuesta sísmica a los casos de carga sísmica en las direcciones X y Y. Esta asignación se realiza dentro del entorno del software estructural, estableciendo la relación entre la aceleración espectral y la aceleración de la gravedad (g), lo cual permite representar de forma adecuada la demanda sísmica sobre la estructura. El espectro se aplica de manera independiente en cada dirección, considerando los efectos de la excitación sísmica horizontal según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), lo que garantiza una evaluación precisa del comportamiento dinámico del sistema estructural.

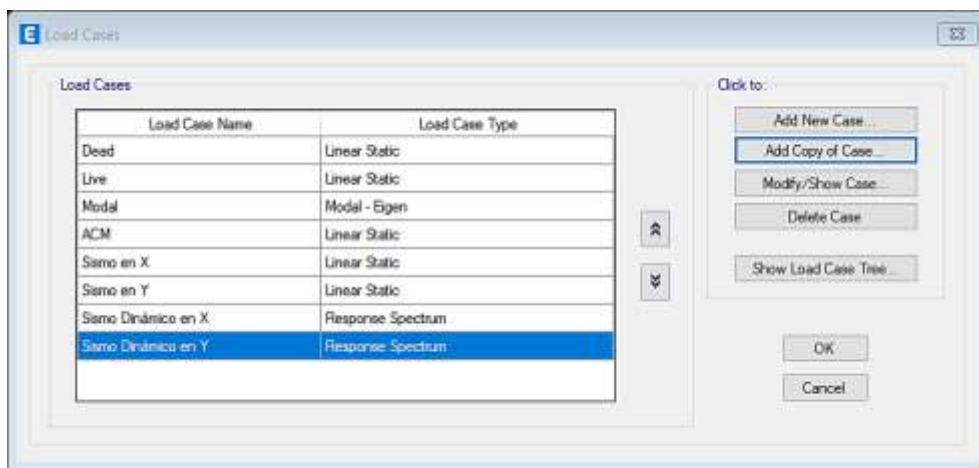


Figura 23. Casos de carga

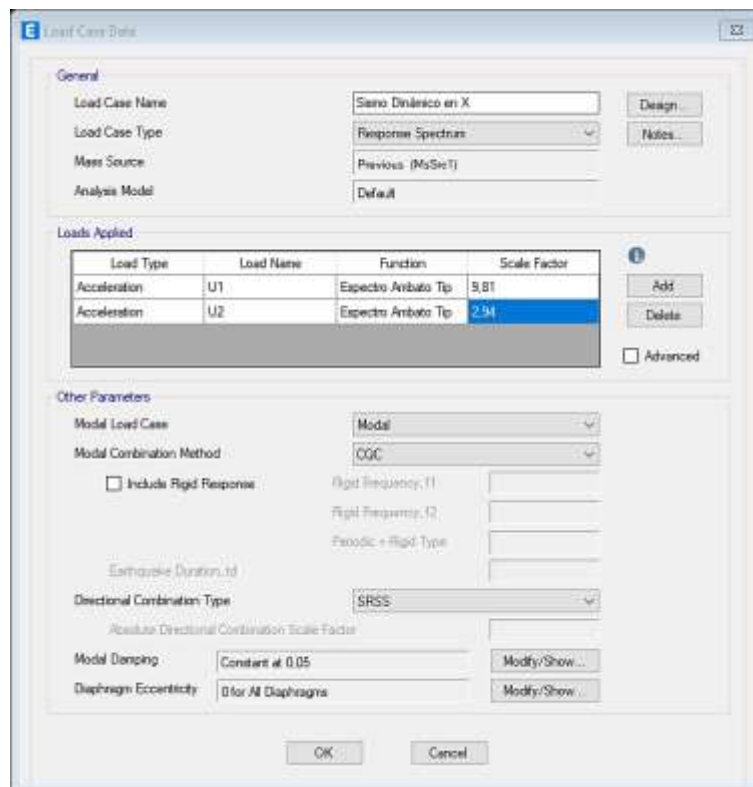


Figura 24. Asignación de espectro de diseño sísmico X

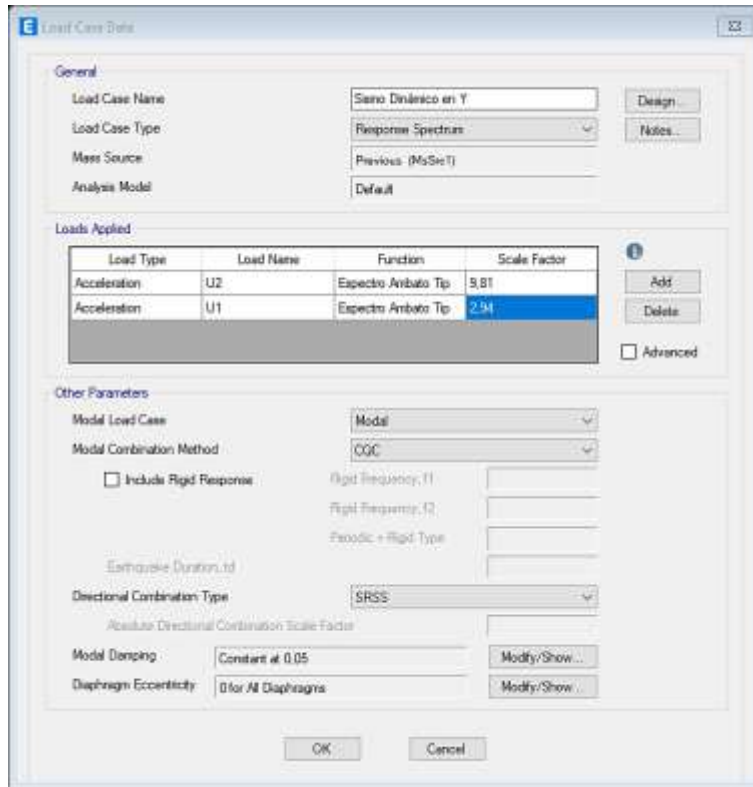


Figura 25. Asignación de espectro de diseño sísmico Y

3.3.6 Definición de la fuente de masas para el análisis sísmico

Previo al análisis dinámico modal espectral, es necesario definir adecuadamente la fuente de masas dentro del modelo estructural. Esta configuración permite determinar qué cargas serán consideradas en el cálculo de la masa sísmica de la edificación. En el software ETABS, se asigna la fuente de masa especificando los patrones de carga que contribuyen al peso total del sistema estructural, como las cargas muertas y una fracción de las cargas vivas, de acuerdo con lo establecido en la normativa sísmica ecuatoriana

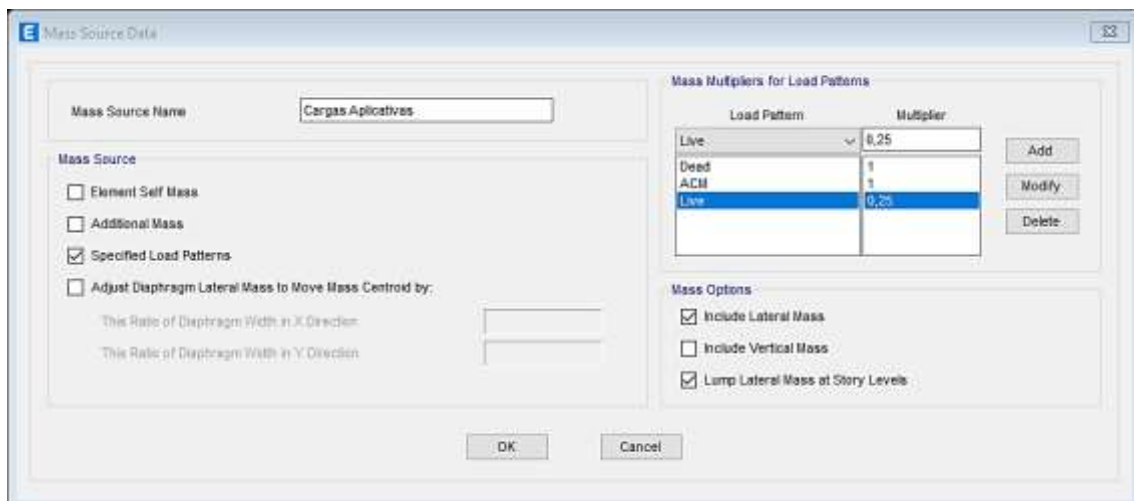


Figura 26. Configuración de la fuente de masas utilizada

3.3.7 Definición de la grilla estructural y alturas entre niveles

Para iniciar la modelación estructural en el software ETABS, se procede a la definición de la grilla estructural, la cual permite ubicar de manera precisa los elementos verticales y horizontales del sistema portante. La grilla se diseña considerando la disposición arquitectónica y estructural del proyecto, con líneas distribuidas en las direcciones X y Y según la modulación de columnas y ejes principales. Asimismo, se establecen las alturas entre niveles: la planta baja cuenta con una altura de 3.26 metros, mientras que los niveles superiores poseen una altura uniforme de 2.70 metros. Esta configuración es fundamental para garantizar un modelado coherente con las dimensiones reales de la edificación.

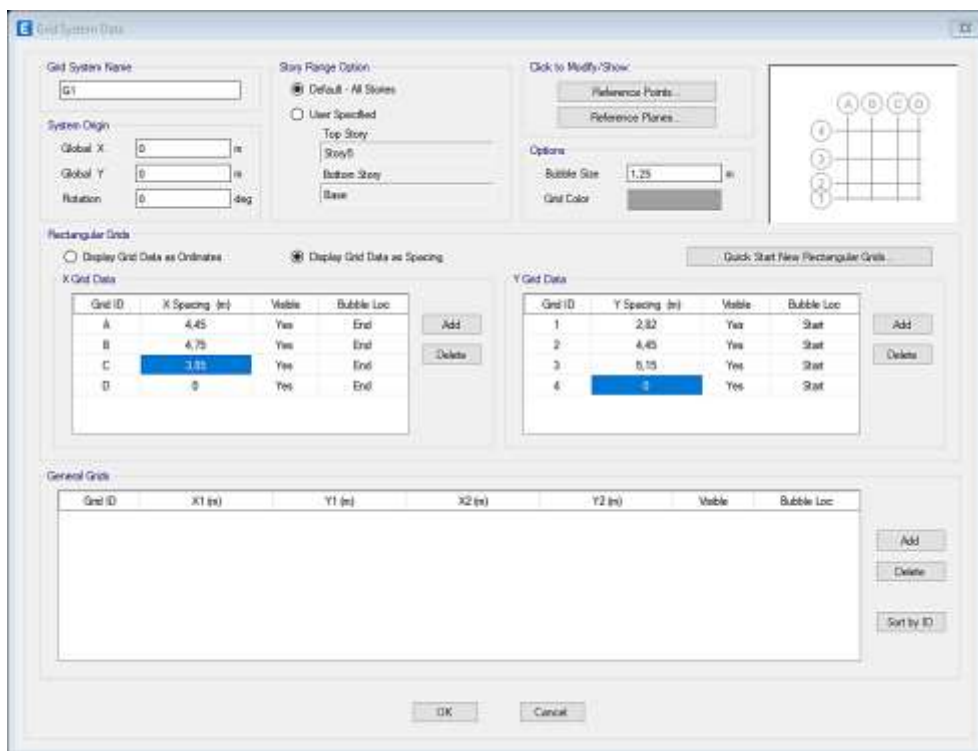


Figura 27. Configuración de la grilla

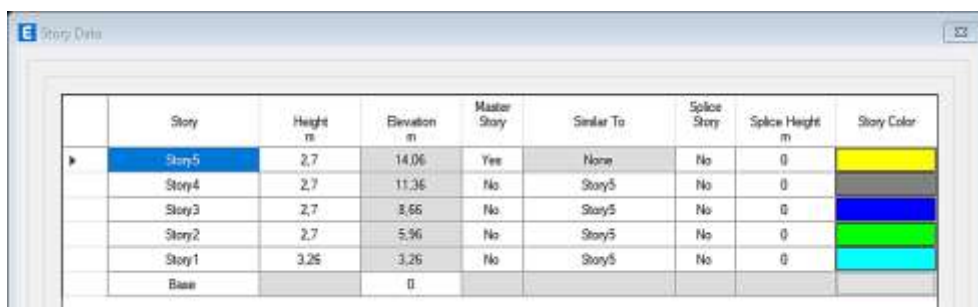


Figura 28. Configuración de los niveles

3.3.8 Visualización tridimensional del modelo estructural

La representación tridimensional del modelo estructural permite verificar la correcta asignación de elementos como columnas, vigas, losas y niveles dentro del entorno de trabajo. Esta vista general facilita la validación geométrica del proyecto y asegura que la distribución de los componentes estructurales corresponda con el diseño arquitectónico y los criterios establecidos para el análisis.

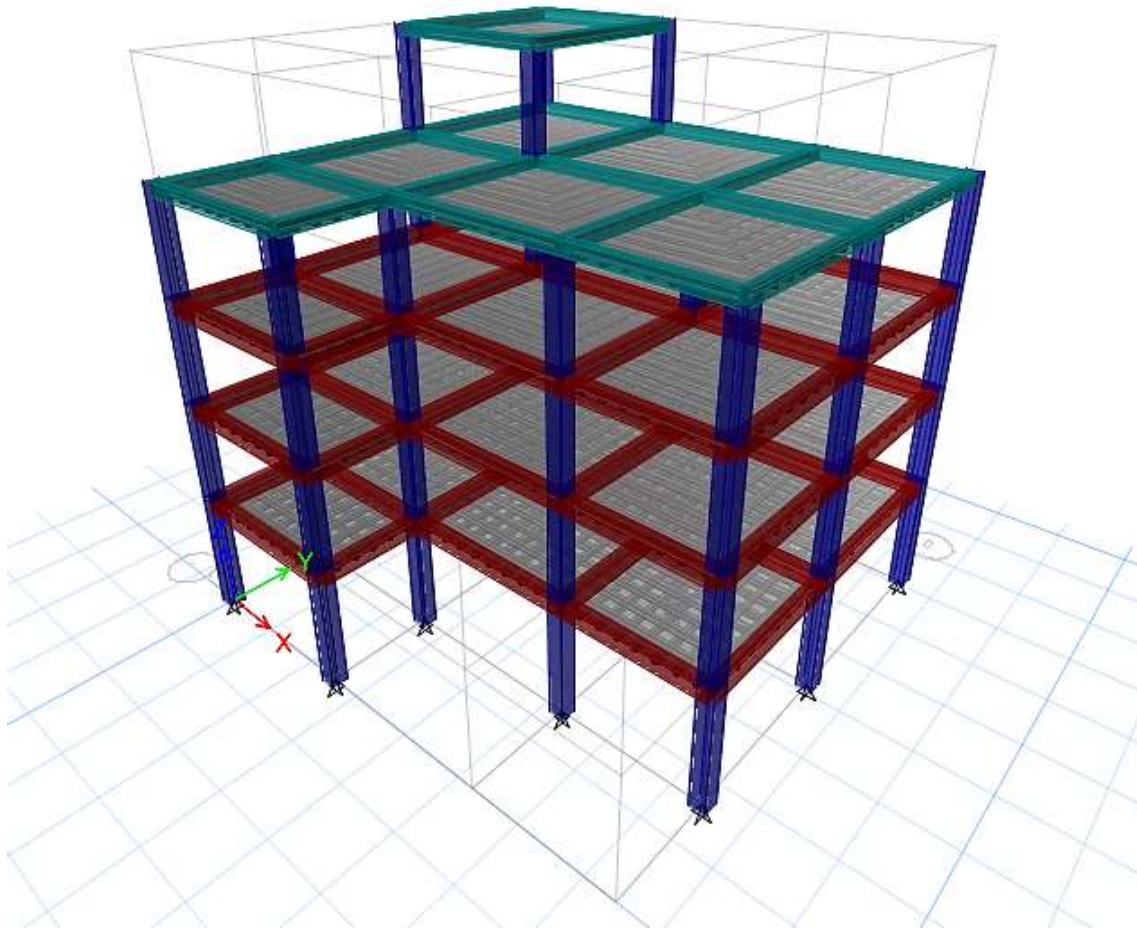


Figura 29. Modelado tridimensional de la edificación

3.3.9 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga permiten evaluar el comportamiento estructural bajo diferentes escenarios que consideran la interacción simultánea de cargas permanentes, variables y accidentales. En el modelado estructural, estas combinaciones se crean conforme a las especificaciones normativas vigentes, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), para garantizar que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad y desempeño. La correcta formulación y aplicación de estas combinaciones es esencial

para un análisis preciso y confiable, especialmente en regiones sísmicas donde las cargas dinámicas juegan un papel fundamental.

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: 1,4 D

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1,4
ACM	1,4

Add

Delete

OK Cancel

Figura 30. Combinación 1 (NEC-SE-CG-3.4.3)

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: 1,2 D + 1,6 L

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1,2
Live	1,6
ACM	1,2

Add

Delete

OK Cancel

Figura 31. Combinación 2 (NEC-SE-CG-3.4.3)

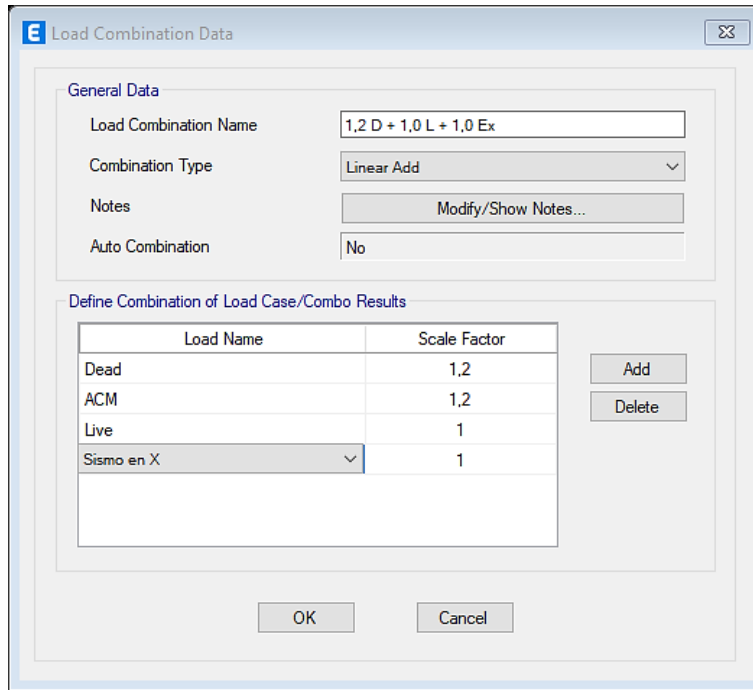


Figura 32. Combinación 3 (NEC-SE-CG-3.4.3)

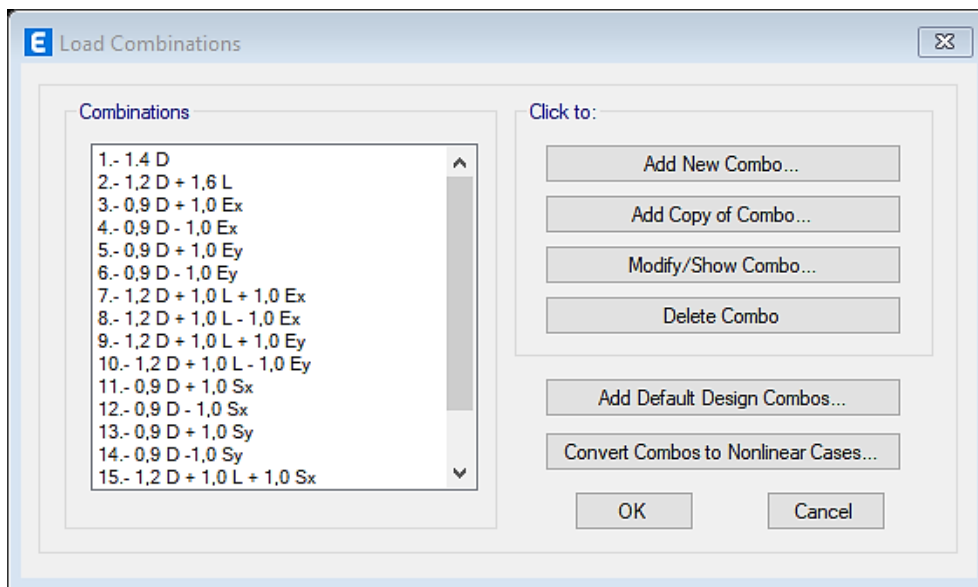


Figura 33. Combinaciones ocupadas 1/2 (NEC-SE-CG-3.4.3)

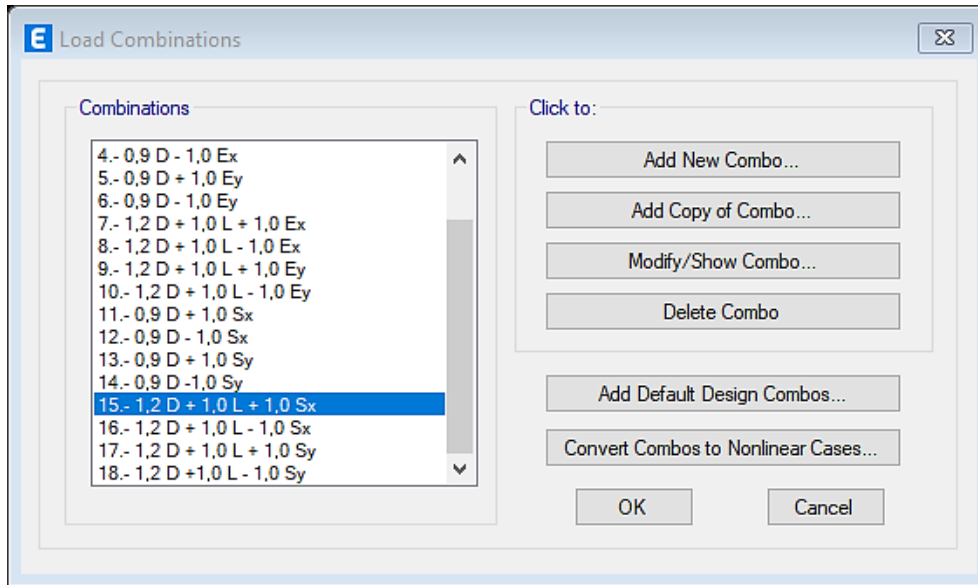


Figura 34. Combinaciones ocupadas 2/2 (NEC-SE-CG-3.4.3)

3.3.10 Configuración de cargas permanentes y variables en las losas

En el modelo estructural desarrollado en ETABS, las cargas muertas y vivas se asignan específicamente a las losas para reflejar las condiciones reales de servicio. Las cargas muertas corresponden al peso propio de la losa, incluyendo acabados y elementos permanentes, mientras que las cargas vivas representan las solicitaciones variables originadas por la ocupación y uso del espacio. Estas cargas se introducen como patrones independientes en el software, permitiendo su correcta combinación y análisis conforme a las normativas vigentes. La adecuada asignación de estas cargas es fundamental para obtener resultados precisos en el dimensionamiento y verificación estructural.

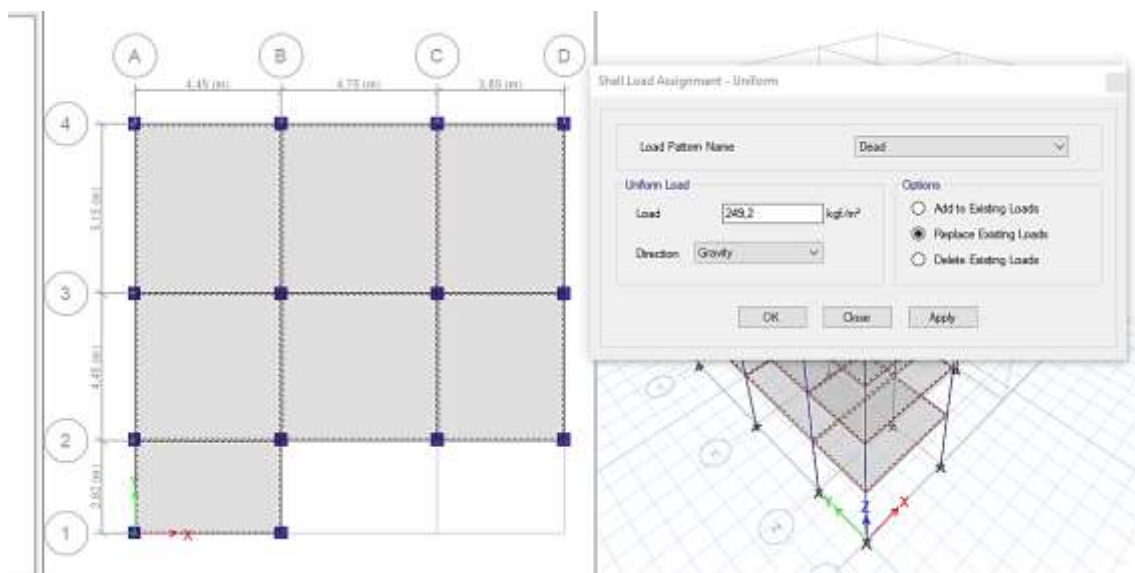


Figura 35. Asignación de carga muerta

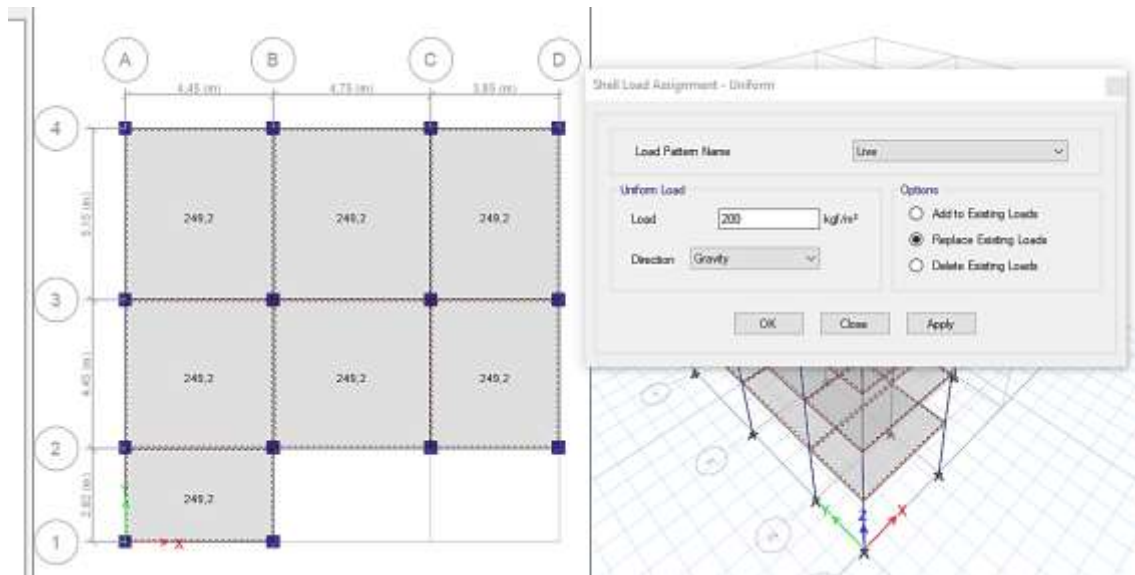


Figura 36. Asignación de carga viva

3.3.11 Configuración de restricciones fijas en la base del modelo

Para garantizar la estabilidad y correcto comportamiento del modelo estructural, se establecen restricciones de tipo empotrado en la base de la edificación. Estas condiciones de soporte impiden traslaciones y rotaciones en los tres grados de libertad, simulando una conexión rígida entre la cimentación y el suelo. La definición adecuada de estas restricciones es fundamental para reflejar la interacción estructural-realista y asegurar que las cargas se transmitan correctamente hacia la cimentación durante el análisis.

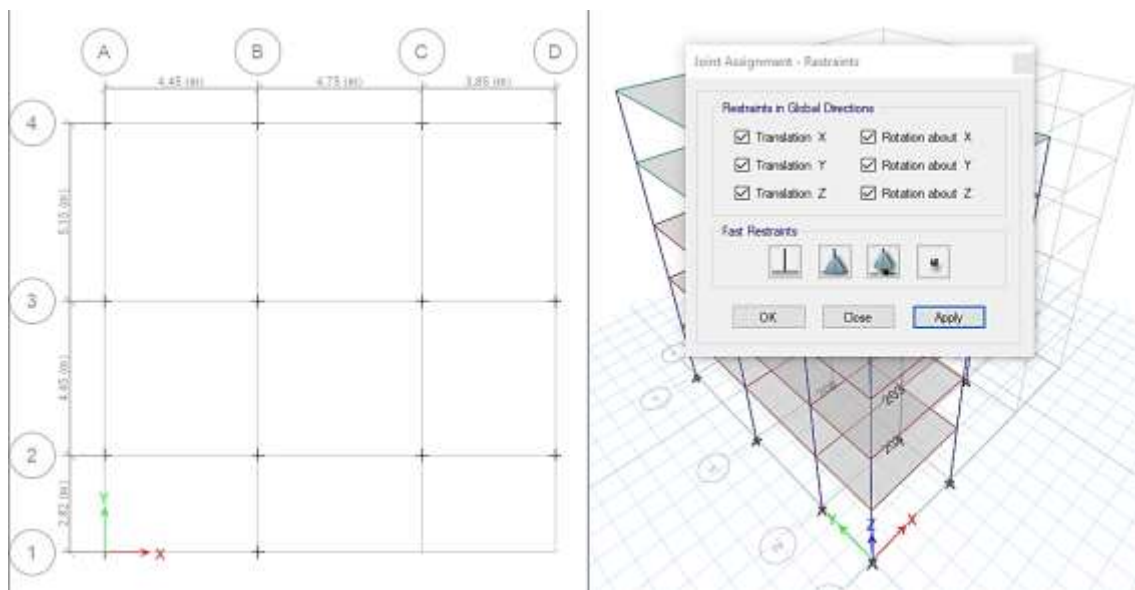


Figura 37. Aplicación de restricciones en la base

3.3.12 Verificación y validación del modelo estructural en ETABS

La función “Check Model” en ETABS permite realizar una revisión exhaustiva del modelo estructural, identificando errores, inconsistencias o elementos mal definidos antes de proceder con el análisis. Esta herramienta verifica aspectos como la conectividad entre elementos, asignación correcta de materiales, cargas y condiciones de frontera. Emplear esta opción asegura que el modelo cumpla con los requisitos técnicos y estructurales, lo que contribuye a obtener resultados precisos y confiables durante el proceso de diseño y análisis.

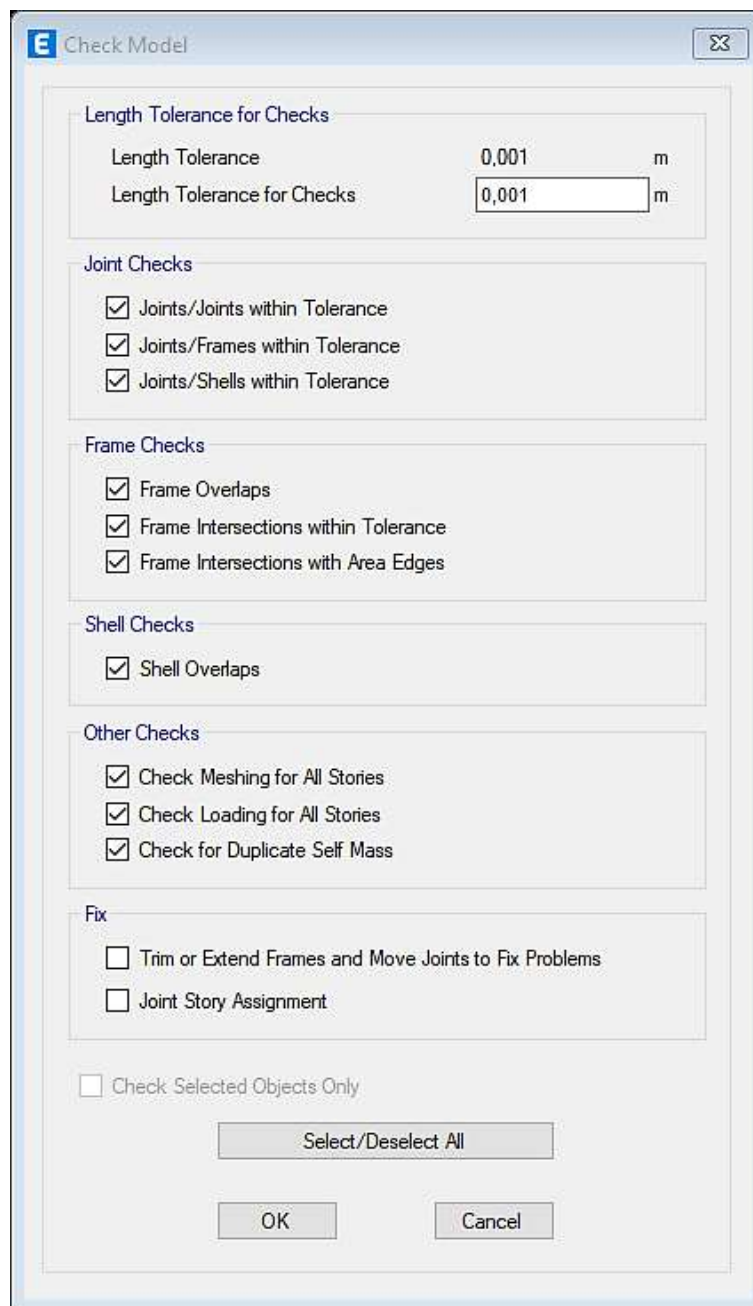


Figura 38. Proceso de asignación de chequeo del modelo en ETABS

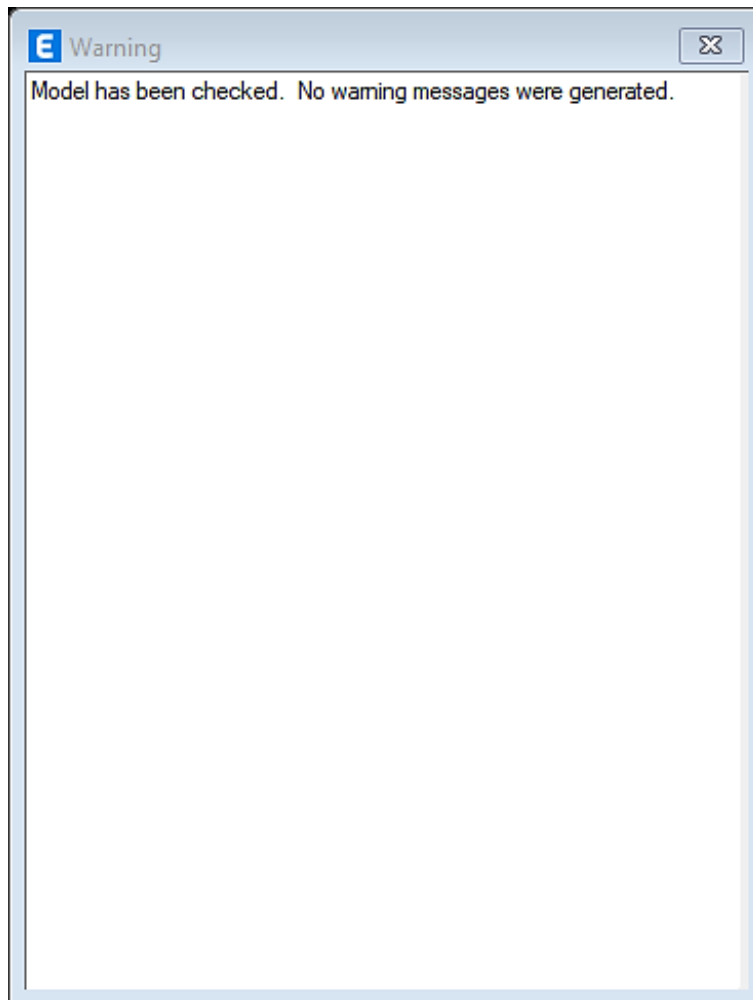


Figura 39. Ventana de confirmación que el modelo no presenta errores

3.3.13 Creación y asignación de diafragmas en losas por niveles

En el modelado estructural, la creación de diafragmas rígidos es fundamental para garantizar la distribución adecuada de las fuerzas laterales entre los elementos verticales de soporte. En ETABS, estos diafragmas se definen comúnmente en las losas de cada nivel, actuando como superficies rígidas que transfieren cargas sísmicas y otras cargas horizontales a las columnas y muros. La asignación de los diafragmas por nivel permite simular de manera precisa el comportamiento conjunto de la estructura, asegurando que las deformaciones y esfuerzos se distribuyan correctamente durante el análisis sísmico y estático.

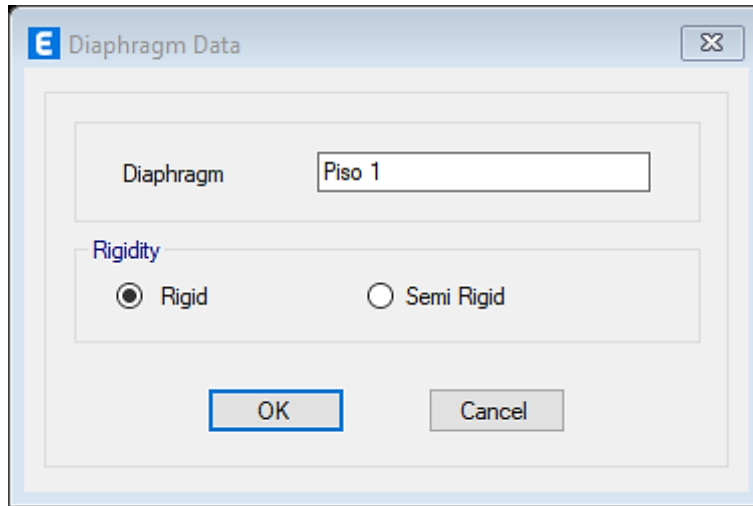


Figura 40. Creación de diafragmas por niveles

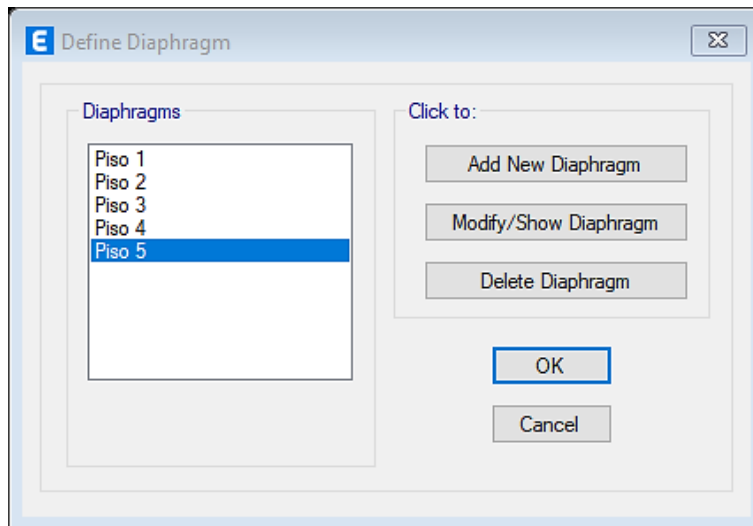


Figura 41. Diafragmas creados para los distintos niveles

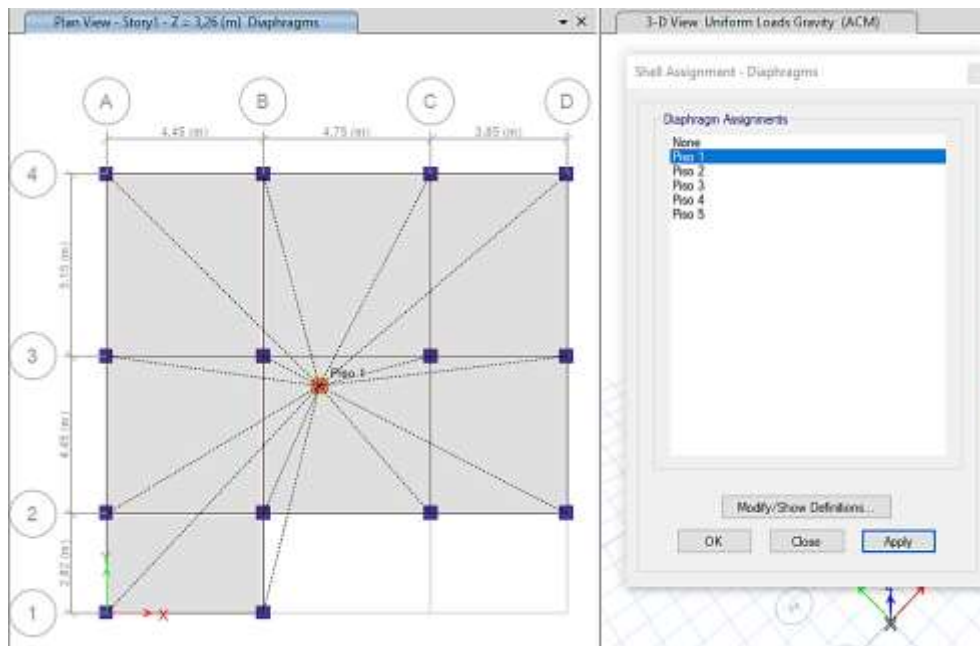


Figura 42. Asignación de diafragmas por niveles

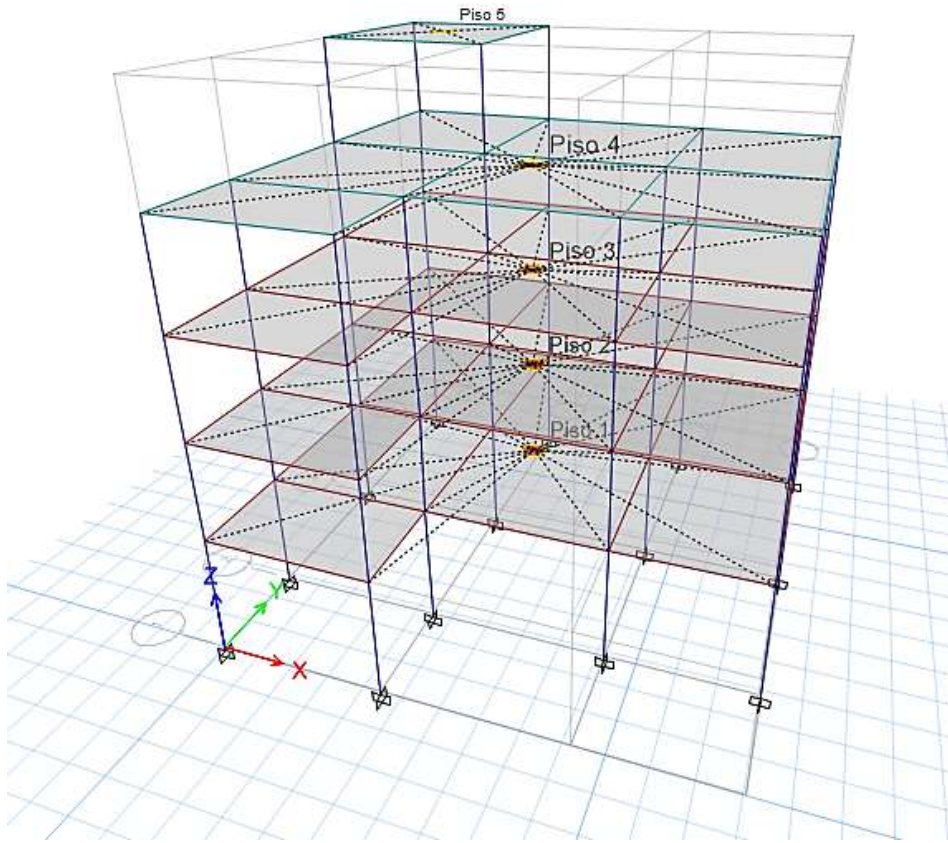


Figura 43. Modelo Tridimensional con las asignaciones de diafragmas en sus niveles

3.3.14 Ejecución del análisis estructural del modelo en ETABS

Una vez completado el modelado y verificada la correcta asignación de cargas, materiales, secciones y restricciones, se procede a ejecutar el análisis estructural mediante la función “Run Analysis” de ETABS. Esta etapa permite evaluar el comportamiento global de la edificación frente a las distintas combinaciones de carga previamente definidas. El análisis entrega resultados esenciales como desplazamientos, fuerzas internas, reacciones y deformaciones, que servirán como base para la posterior etapa de diseño y comprobación estructural.

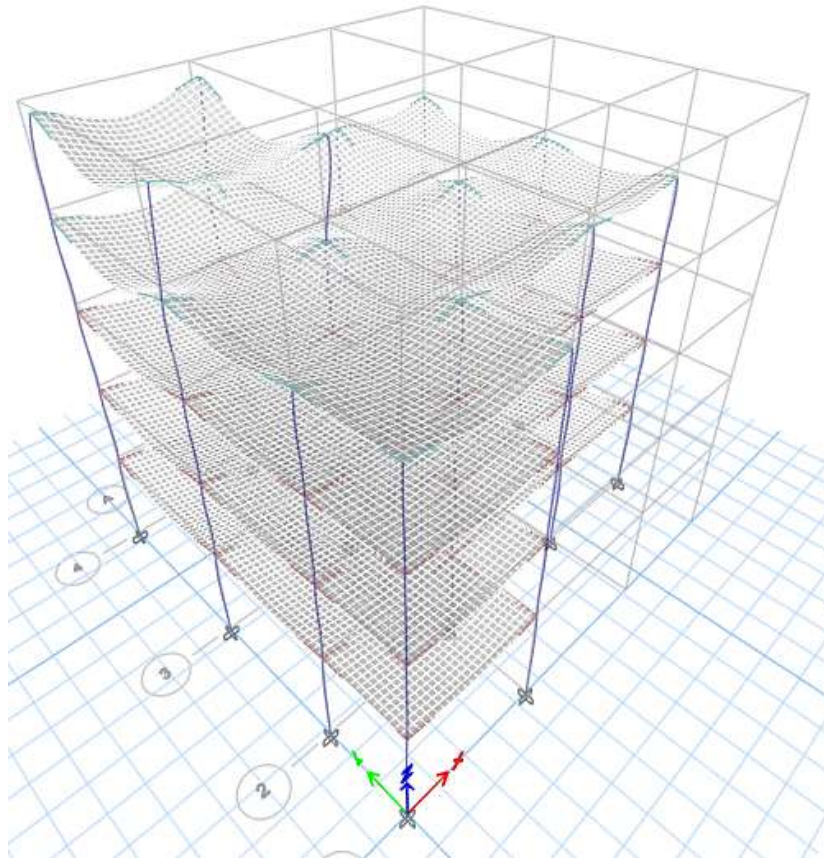


Figura 44. Ejecución del análisis estructural con la opción “Run Analysis” en ETABS

4. CAPITULO IV

4.1 Análisis de resultados

El análisis de resultados constituye una etapa clave dentro del proceso de evaluación estructural, ya que permite interpretar el comportamiento del modelo frente a las distintas combinaciones de carga aplicadas. A partir de la ejecución del análisis estructural en ETABS, se obtienen parámetros fundamentales como desplazamientos, derivas, esfuerzos internos y reacciones en los apoyos. Estos datos permiten verificar el cumplimiento de los criterios de seguridad y servicio establecidos por la normativa vigente. La interpretación adecuada de estos resultados es esencial para garantizar la estabilidad, funcionalidad y eficiencia del diseño estructural de la edificación proyectada.

4.1.1 Período fundamental de vibración de la estructura

El período fundamental de vibración representa el tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo de oscilación bajo una excitación sísmica. Este parámetro es fundamental en el análisis dinámico, ya que influye directamente en la forma en que el edificio responde a movimientos del suelo. En el modelo estructural desarrollado, el período se obtiene mediante el análisis modal en ETABS, considerando las características geométricas, materiales y condiciones de apoyo del edificio. Verificado el período de vibración teórico mediante el método empírico propuesto por la normativa, se obtuvo un valor aproximado de **0.77 segundos**, mientras que el valor arrojado por el software fue de **0.689 segundos**, lo que demuestra una adecuada correspondencia entre ambos métodos. Esta coherencia confirma que el modelo estructural presenta una rigidez y masa adecuadas, garantizando una respuesta sísmica dentro de los márgenes esperados por el reglamento.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0,689	0,8157	2,977E-05	0	0,8157	2,977E-05	0	0,001
Modal	2	0,681	2,830E-06	0,8585	0	0,8157	0,8585	0	0,1762
Modal	3	0,584	0,8445	0,0004	0	0,8603	0,8589	0	0,004
Modal	4	0,234	0,0702	0,0094	0	0,9304	0,8683	0	0,0657
Modal	5	0,229	0,8131	0,079	0	0,9436	0,9483	0	0,5488
Modal	6	0,187	0,0115	0,0078	0	0,955	0,9562	0	0,0429
Modal	7	0,145	0,017	0,0077	0	0,972	0,9639	0	0,0292
Modal	8	0,138	0,0048	0,0125	0	0,9767	0,9765	0	0,0483
Modal	9	0,112	0	0,001	0	0,9767	0,9766	0	0,002
Modal	10	0,183	4,448E-06	0,0177	0	0,9767	0,9843	0	0,0637
Modal	11	0,162	0,8184	9,625E-07	0	0,9952	0,9843	0	5,585E-06
Modal	12	0,086	2,377E-08	0,001	0	0,9952	0,9952	0	0,0043

Tabla 20. Modos de vibración obtenidos en ETABS

4.1.2 Masa modal acumulada

La masa modal acumulada representa la suma del porcentaje de participación modal de cada modo en la respuesta dinámica de la estructura, tanto en las direcciones X como Y. Según las normativas sísmicas, como la NEC-SE-DS, es requisito considerar un número de modos suficientes que acumulen al menos el 90% de la masa total del sistema en cada dirección principal. En el presente modelo estructural, se verifica que al alcanzar el modo número 5, la masa acumulada supera el 90% tanto en dirección X como en Y. Esto asegura una representación adecuada del comportamiento dinámico de la edificación y valida la calidad del análisis modal realizado en el software ETABS.

Tabla 21. Acumulación de masa modal

4.1.3 Participación modal y control de los primeros modos de vibración

En el análisis modal de la estructura, los dos primeros modos corresponden a traslaciones en las direcciones principales, mientras que el tercer modo está asociado a una torsión pura. Conforme a las reglas de diseño sísmico y los chequeos normativos, la participación modal del modo torsional debe mantenerse por debajo del 30% para evitar concentraciones excesivas de energía torsional que puedan comprometer la estabilidad y seguridad de la edificación. Este control asegura un comportamiento más uniforme y predecible durante eventos sísmicos, minimizando riesgos asociados a efectos torsionales severos.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		sec						
Modal	1	0,689	0,8157	0,00002977	0	0,0001	0,1766	0,0442
Modal	2	0,681	0,000002838	0,8595	0	0,1762	8,447E-07	0,0003
Modal	3	0,564	0,0445	0,0004	0	0,004	0,0014	0,8109
Modal	4	0,234	0,0702	0,0094	0	0,0657	0,4949	0,0147
Modal	5	0,229	0,0131	0,079	0	0,5468	0,0897	0,0009
Modal	6	0,187	0,0115	0,0079	0	0,0429	0,0701	0,0769
Modal	7	0,145	0,017	0,0077	0	0,0292	0,0634	0,000003247
Modal	8	0,138	0,0048	0,0125	0	0,0463	0,015	0,0151
Modal	9	0,112	0	0,0001	0	0,0002	0,000008705	0,0093
Modal	10	0,103	0,000004446	0,0177	0	0,0637	0,000007697	0,0032
Modal	11	0,102	0,0184	9,625E-07	0	0,000005585	0,0682	0,001
Modal	12	0,086	0,000002377	0,001	0	0,0043	0,00001572	0,0179

Tabla 22. Participación modal

4.1.4 Derivas de piso

Uno de los criterios fundamentales para el control de desplazamientos laterales en edificaciones sometidas a cargas sísmicas es la verificación de derivas entre niveles consecutivos. Según lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS 2015), la deriva de entrepiso no debe superar el 2% de la altura del piso considerado. En este proyecto, se realizó el análisis dinámico mediante el método modal espectral, obteniéndose los desplazamientos relativos para cada entrepiso en ambas direcciones principales del modelo. Los resultados muestran que los valores máximos de deriva no superan dicho límite normativo, lo que confirma que la estructura presenta una rigidez lateral adecuada, y garantiza tanto la estabilidad como la integridad de los elementos no estructurales durante un evento sísmico.

$$\Delta_{ines} \leq 2\%$$

Ecuación 6. Deriva Inelástica

$$\Delta_{ines} = 0.75 * R * \Delta_{elas}$$

En donde:

Δ_{ines} = deriva inelástica

Δ_{elas} = deriva elástica

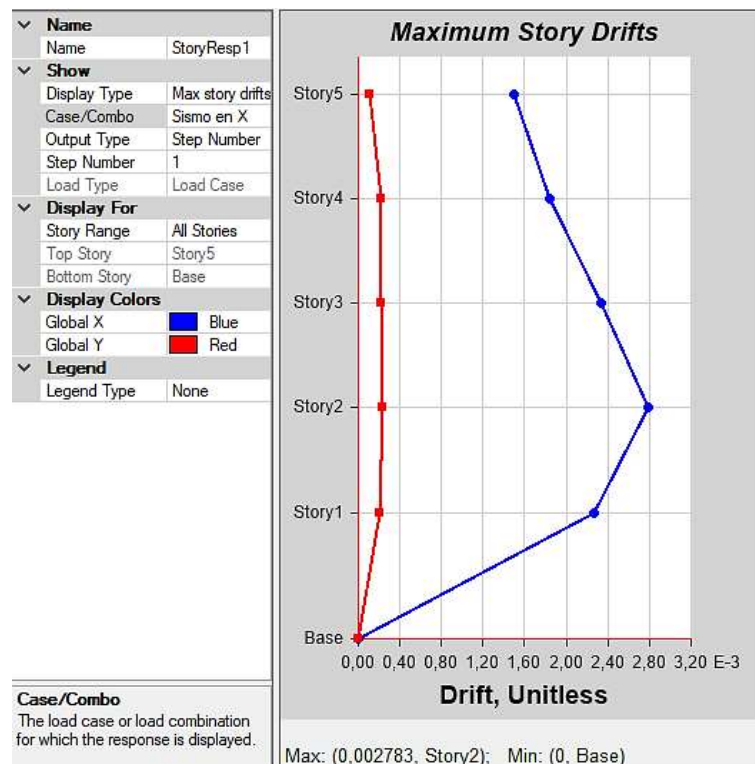


Figura 45. Derivas de piso por sismo estático en X

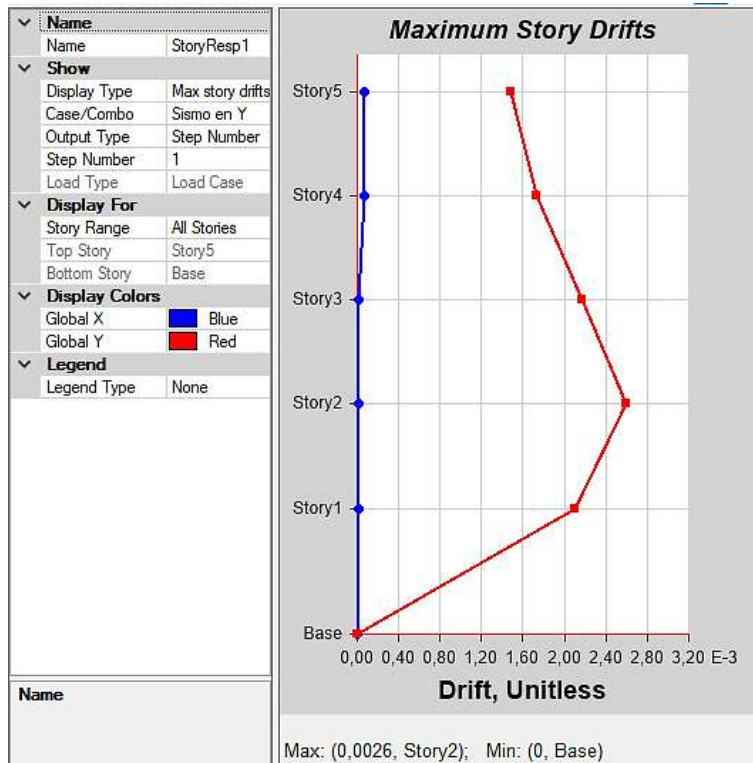


Figura 46. Derivas de piso por sismo estático en Y

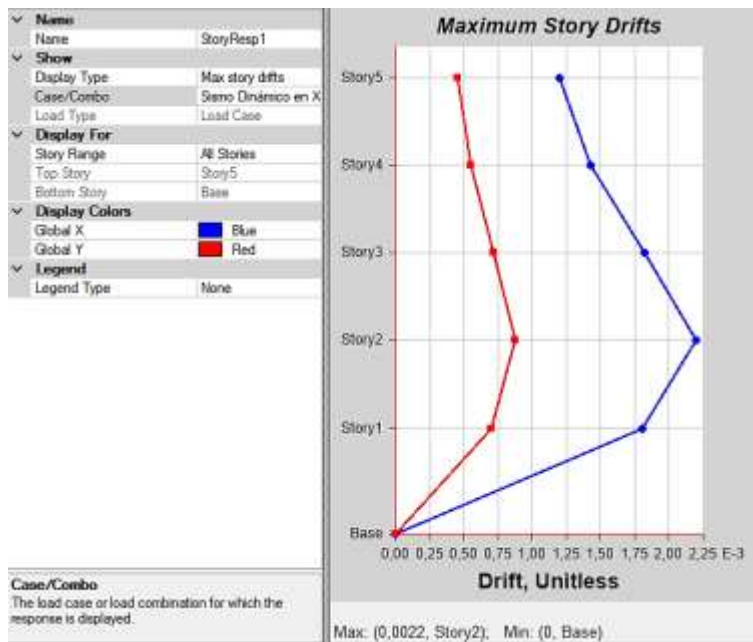


Figura 47. Derivas de piso por sismo dinámico en X

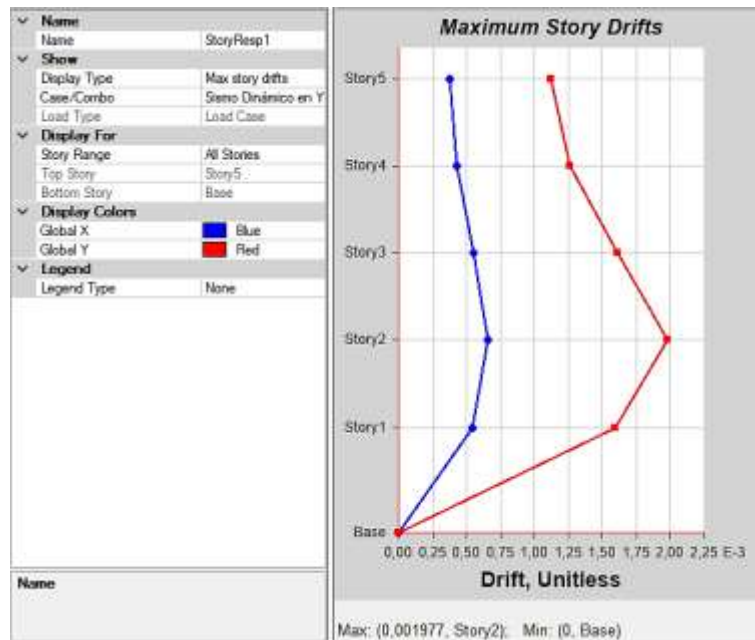


Figura 48. Derivas de piso por sismo dinámico en Y

R			8		
Derivas por corte estático					
Sentido	ΔE	ΔM	%	Condición	Observación
En X	0,002783	0,017	1,67%	< 2%	CUMPLE
En Y	0,0026	0,016	1,56%	< 2%	CUMPLE
Derivas por corte dinámico					
En X	0,0022	0,013	1,32%	< 2%	CUMPLE
En Y	0,001977	0,012	1,19%	< 2%	CUMPLE

Tabla 23. Resultados de la verificación de las derivas de piso

4.1.5 Cortante Basal Estático vs Cortante Dinámico

En el análisis estructural sísmico, el cortante basal es una fuerza crítica que refleja la demanda lateral sobre la estructura. El cortante basal estático se determina mediante métodos simplificados que aplican cargas laterales equivalentes, facilitando un análisis preliminar. En contraste, el cortante basal dinámico se calcula a partir de análisis más detallados que consideran la respuesta modal, efectos de inercia y amortiguamiento bajo cargas sísmicas reales. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), el cortante basal dinámico obtenido no debe ser inferior al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares y al 85% para estructuras irregulares, garantizando así una adecuada seguridad estructural y evitando subestimaciones en la capacidad sísmica. Esta relación permite validar y corregir los resultados obtenidos por métodos estáticos, mejorando la precisión del diseño frente a eventos sísmicos.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Sismo en X	LinStatic	Step By Step	1	-54,5174	0	0	0	-488,5472	389,2082
Sismo en X	LinStatic	Step By Step	2	-54,5174	0	0	0	-488,5472	421,759
Sismo en X	LinStatic	Step By Step	3	-54,5174	0	0	0	-488,5472	356,6575
Sismo en Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-54,5174	0	488,5472	0	-317,6547
Sismo en Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-54,5174	0	488,5472	0	-351,6841
Sismo en Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-54,5174	0	488,5472	0	-283,6253
Sismo Diná...	LinRespSpec	Max		39,3083	12,4144	0	108,2015	344,2886	325,6061
Sismo Diná...	LinRespSpec	Max		11,8098	41,3305	0	361,0206	103,2045	262,3256

Tabla 24. Tabla de valores en relación solo con los casos estático y dinámicos del sismo

TABLE: Base Reactions										
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	
Sismo en X	LinStatic	Step By Step	1	-54,5174	0	0	0	-488,5472	389,2082	
Sismo en X	LinStatic	Step By Step	2	-54,5174	0	0	0	-488,5472	421,759	
Sismo en X	LinStatic	Step By Step	3	-54,5174	0	0	0	-488,5472	356,6575	
Sismo en Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-54,5174	0	488,5472	0	-317,6547	
Sismo en Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-54,5174	0	488,5472	0	-351,6841	
Sismo en Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-54,5174	0	488,5472	0	-283,6253	
Sismo Dinámico en X	LinRespSpec	Max		39,3083	12,4144	0	108,2015	344,2886	325,6061	
Sismo Dinámico en Y	LinRespSpec	Max		11,8098	41,3305	0	361,0206	103,2045	262,3256	

Tabla 25. Tabla de valores de cortantes basales estáticos y dinámicos

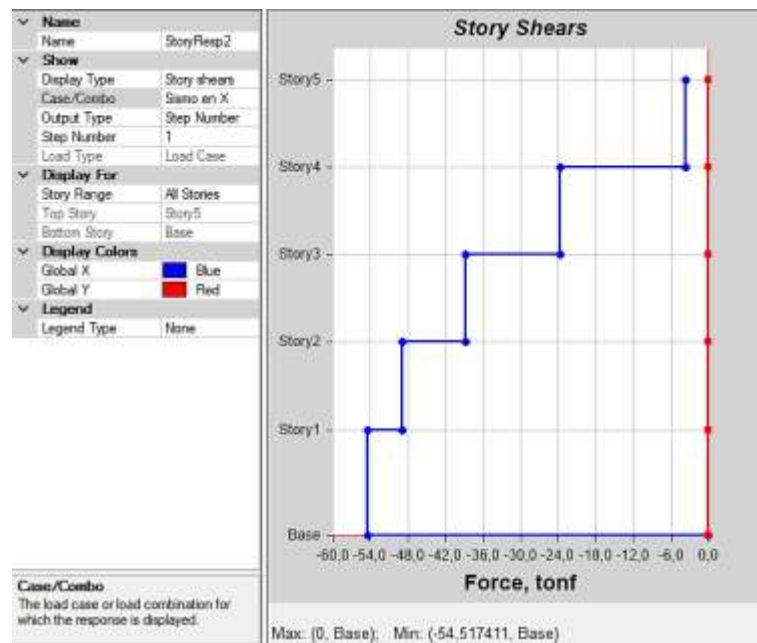


Figura 49. Cortante basal estático X

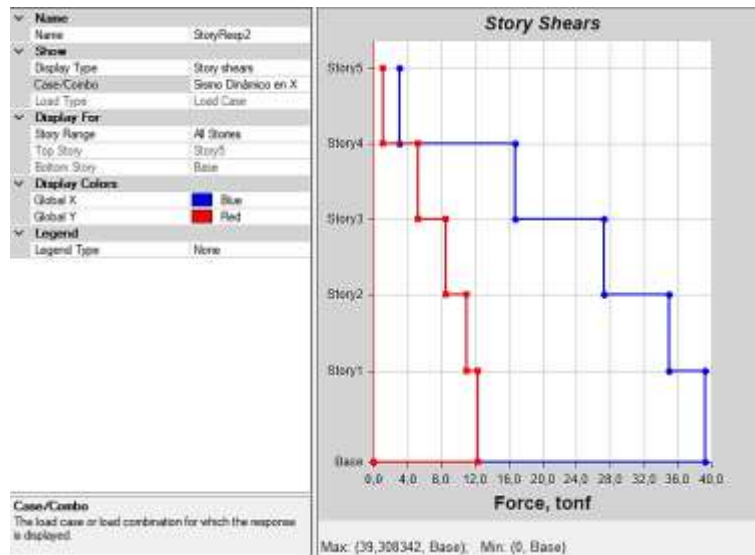


Figura 50. Cortante basal dinámico X

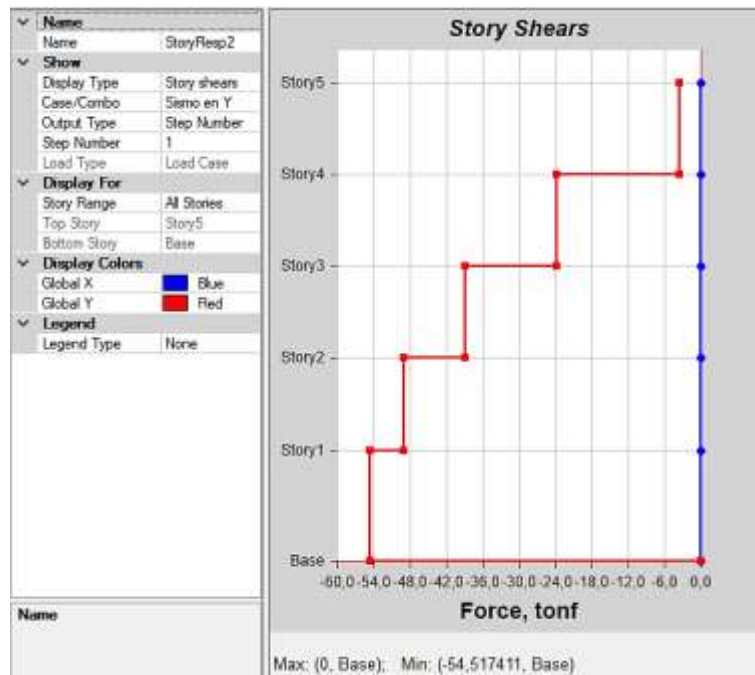


Figura 51. Cortante basal estático Y

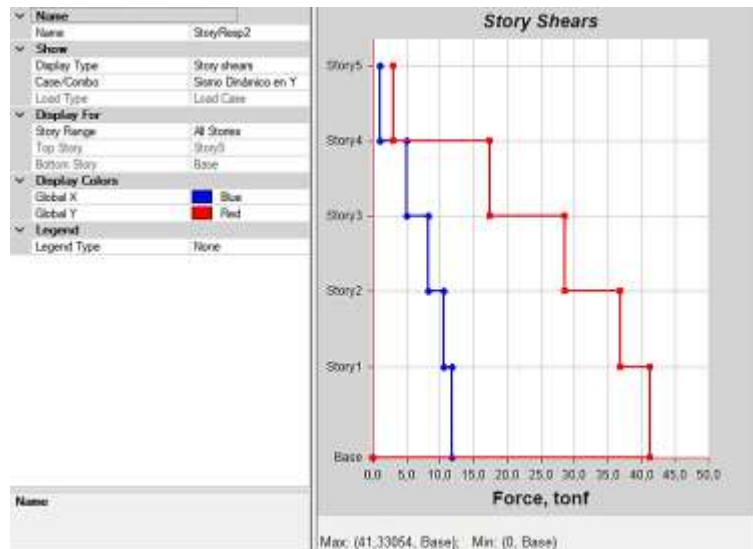


Figura 52. Cortante basal dinámico Y

4.1.6 Análisis de Diagramas de Momento y Cortante en Columnas

En el análisis estructural realizado mediante el software ETABS, los diagramas de momento flector y cortante de los ejes principales 2-2 y 3-3 en columnas proporcionan información clave sobre el comportamiento de la estructura ante cargas laterales y verticales. El diagrama de momento **2-2** representa la flexión en el plano local X-X de la columna (momento menor), mientras que el momento **3-3** refleja la flexión en el plano Y-Y (momento mayor), usualmente más crítico debido a la orientación del sismo o de las cargas gravitacionales principales. Por su parte, los diagramas de cortante **2-2 y 3-3** muestran la distribución del esfuerzo cortante en ambas direcciones ortogonales, siendo esenciales para verificar que las columnas resistan adecuadamente las acciones transversales inducidas por el sismo. La interpretación de estos diagramas permite identificar zonas de máximos esfuerzos, evaluar la eficiencia del diseño y verificar el cumplimiento de los requerimientos normativos de resistencia y ductilidad establecidos en la NEC.

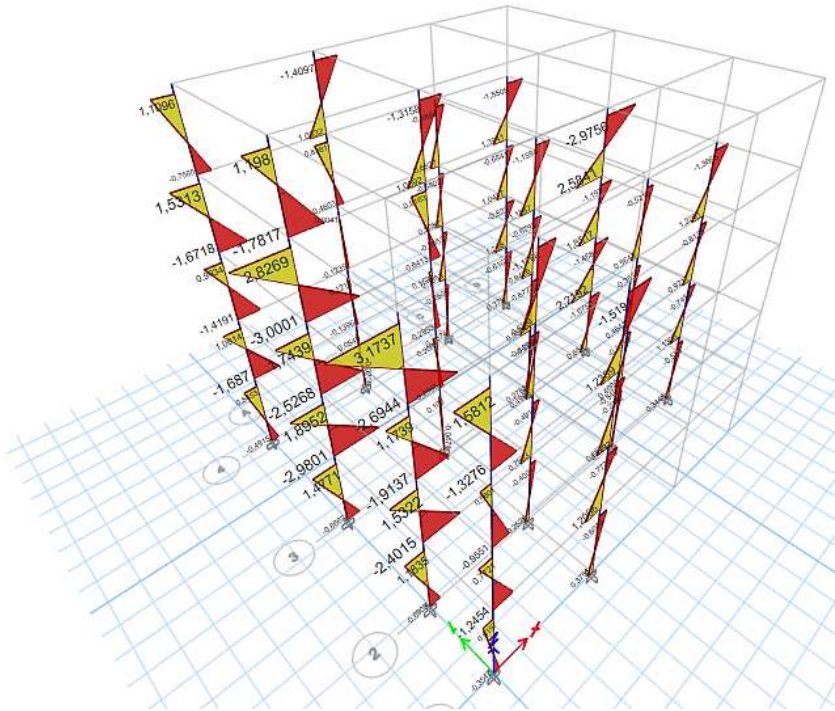


Figura 53. Diagrama de momento sentido X

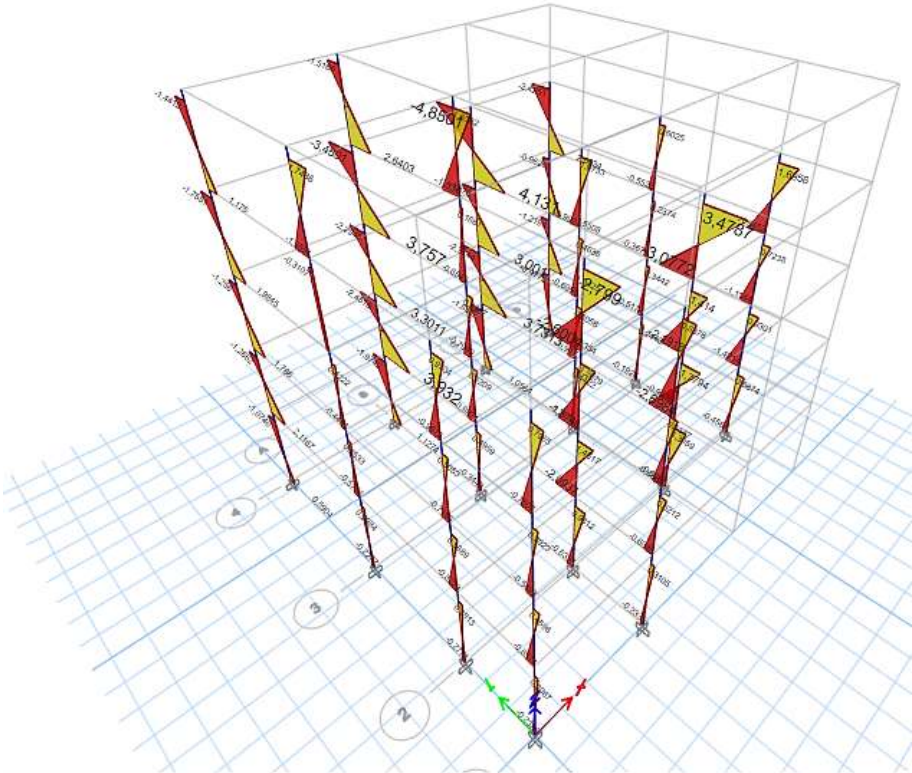


Figura 54. Diagrama de momento sentido Y

4.1.8 Análisis de diagramas de momento y cortante en vigas

En el modelado estructural realizado con ETABS, los diagramas correspondientes al momento 3-3 y al cortante 2-2 en vigas permiten comprender el comportamiento fuera del plano principal de flexión y las solicitaciones transversales asociadas. El momento 3-3 representa la flexión en el eje menor o plano débil de la viga, y aunque en estructuras de hormigón armado este componente suele ser de menor magnitud que el momento 2-2, su análisis es relevante en situaciones especiales, como estructuras irregulares, cargas accidentales o cuando se consideran efectos tridimensionales. Por otro lado, el cortante 2-2 muestra la distribución del esfuerzo cortante perpendicular al eje longitudinal de la viga en el plano fuerte, siendo crítico para el diseño del refuerzo transversal o estribos. La correcta interpretación de estos diagramas es esencial para asegurar que las vigas puedan resistir las solicitaciones combinadas, y que cumplan con los criterios de resistencia y seguridad definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

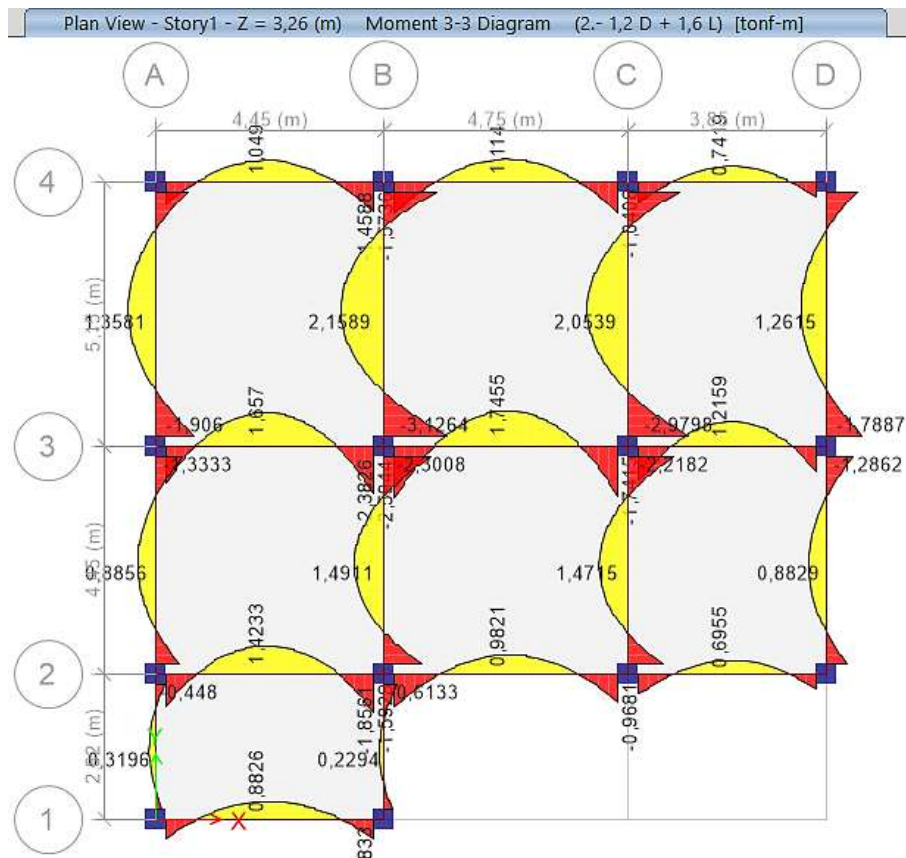


Figura 58. Diagramas de momento Nv. 3.26m

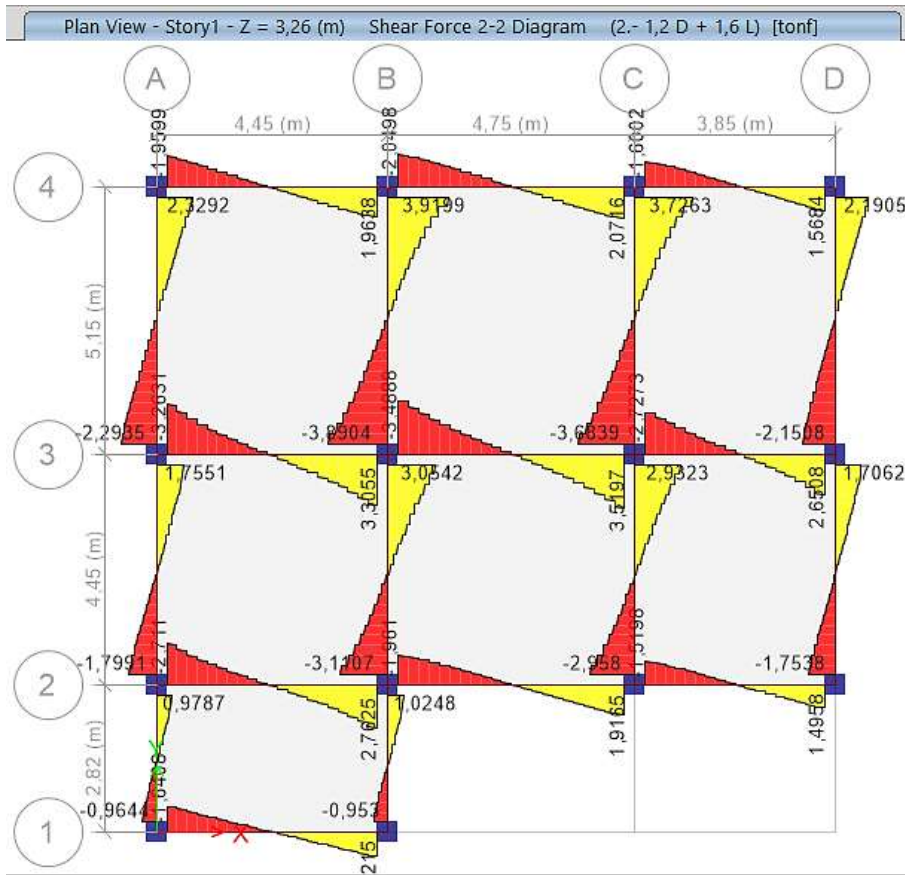


Figura 59. Diagramas de corte Nv. 3.26m

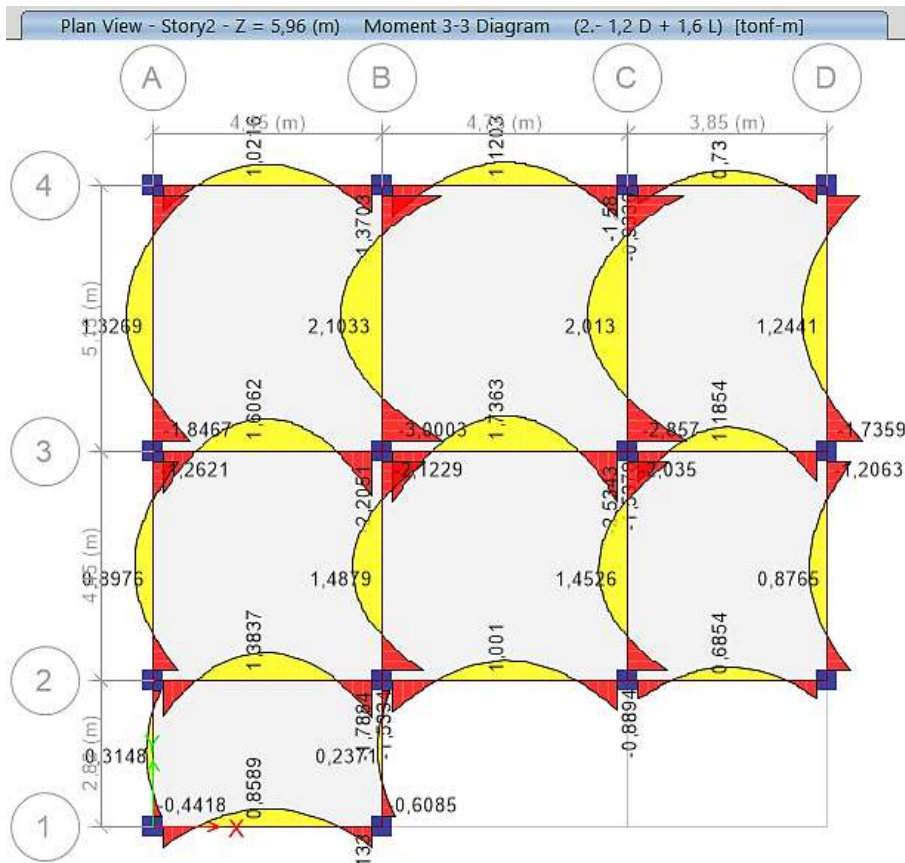


Figura 60. Diagramas de momento Nv. 5.96m

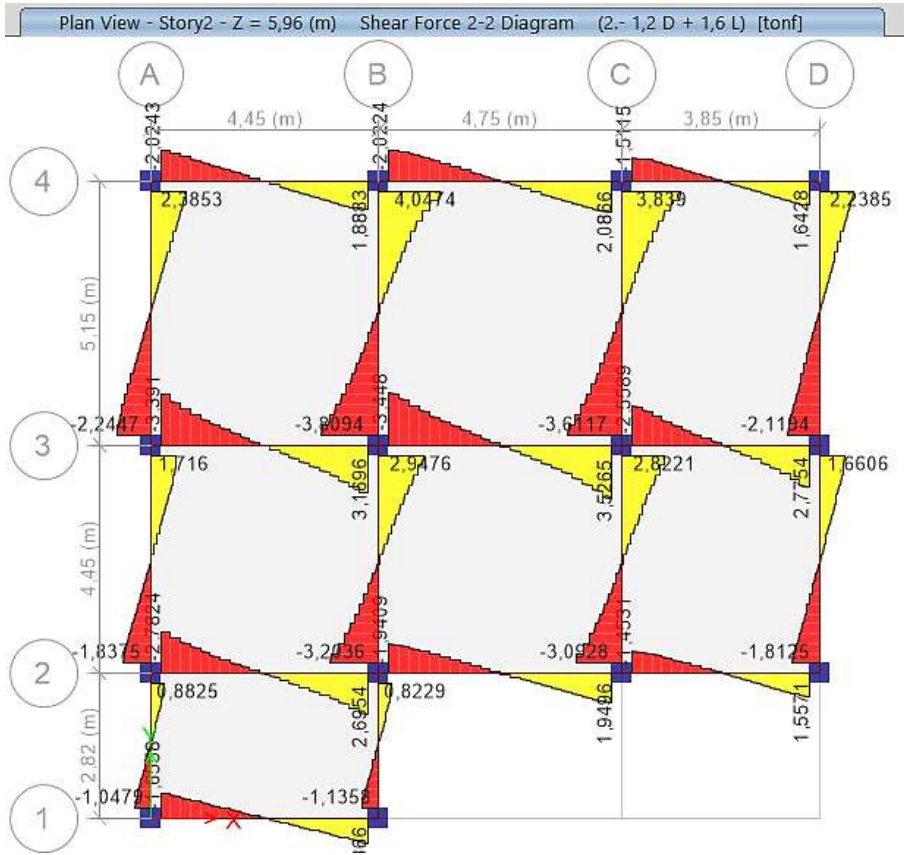


Figura 61. Diagramas de corte Nv. 5.96m

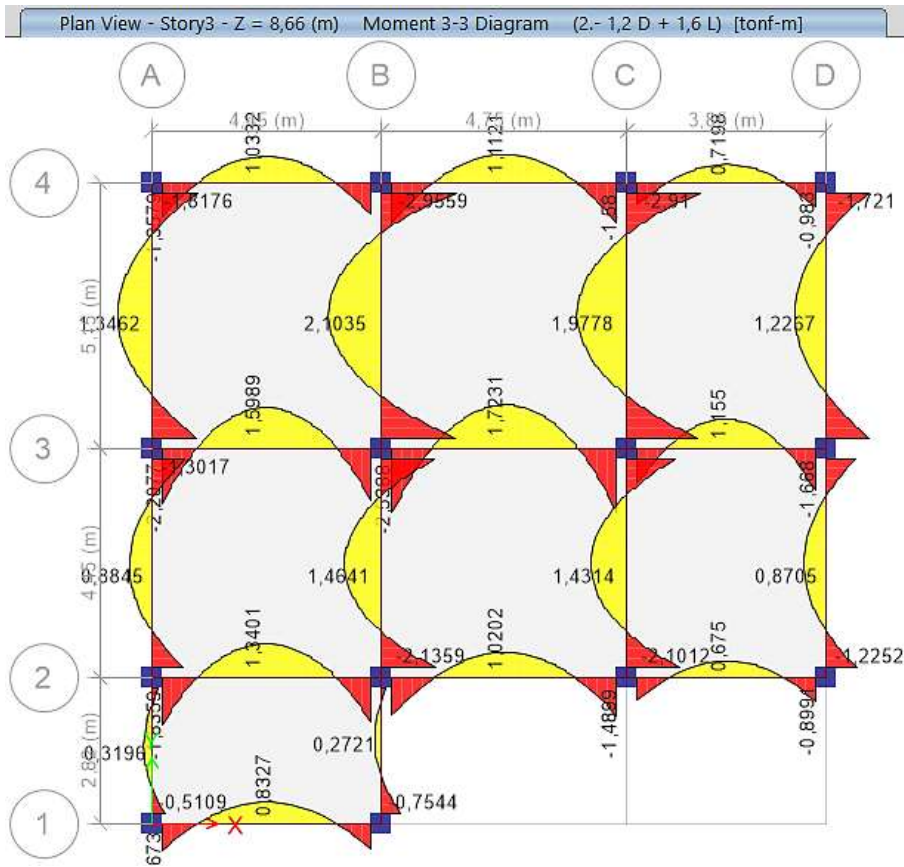


Figura 62. Diagramas de momento Nv. 8.66m

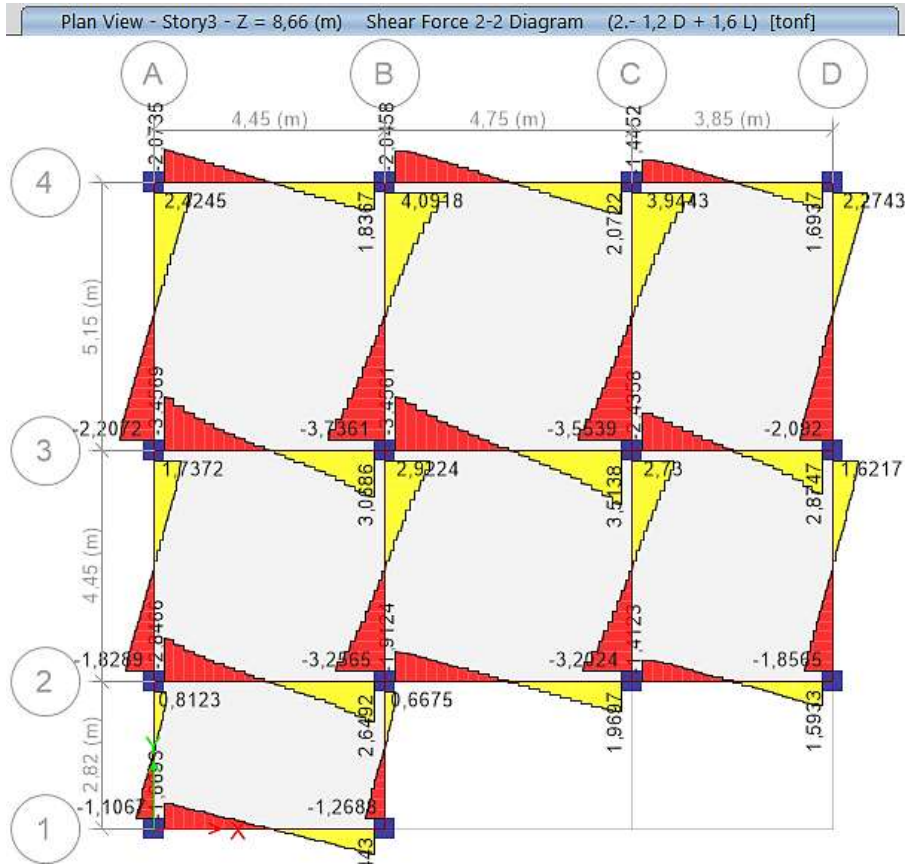


Figura 63. Diagramas de corte Nv. 8.66m

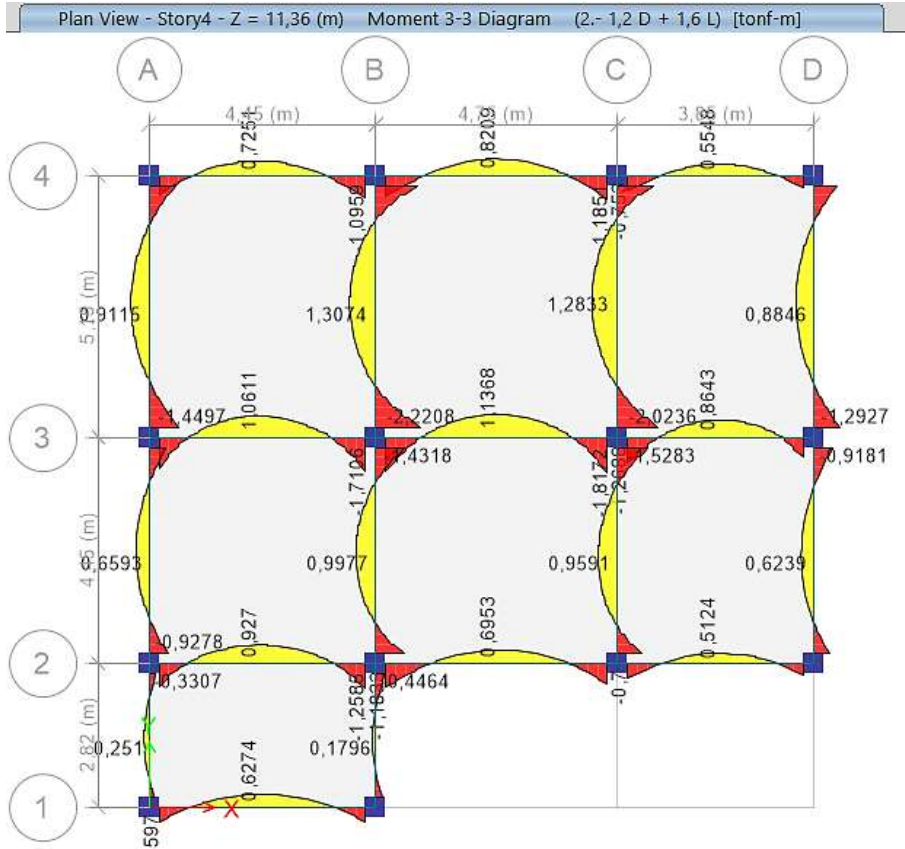


Figura 64. Diagramas de momento Nv. 11.36m

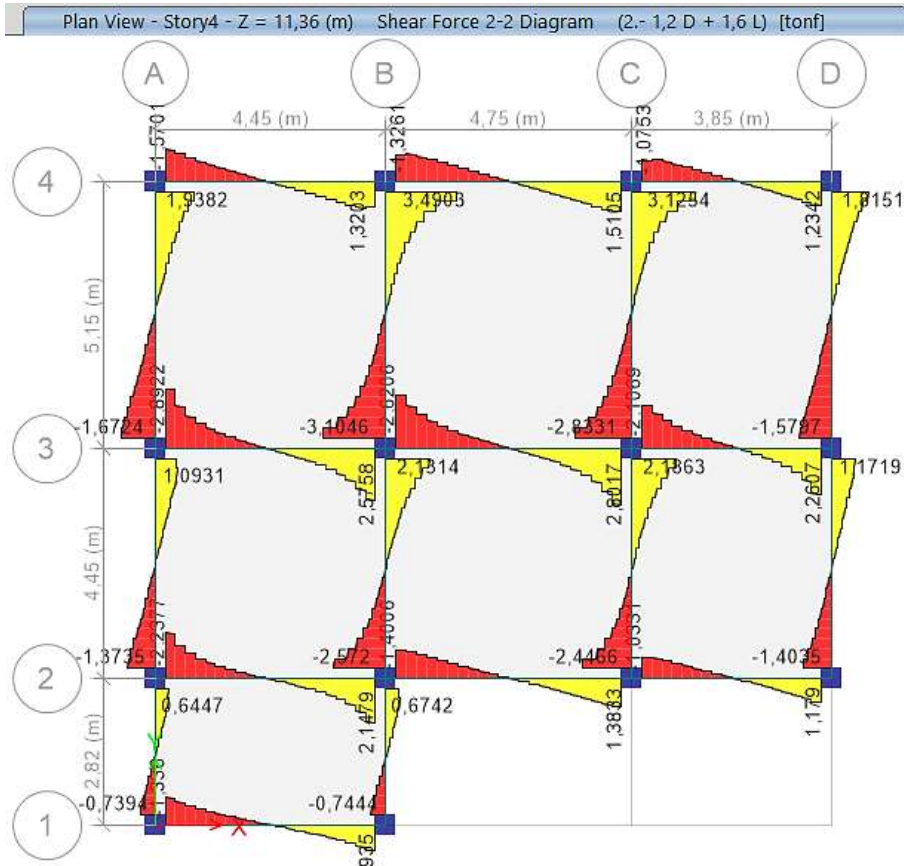


Figura 65. Diagramas de corte Nv. 11.36m

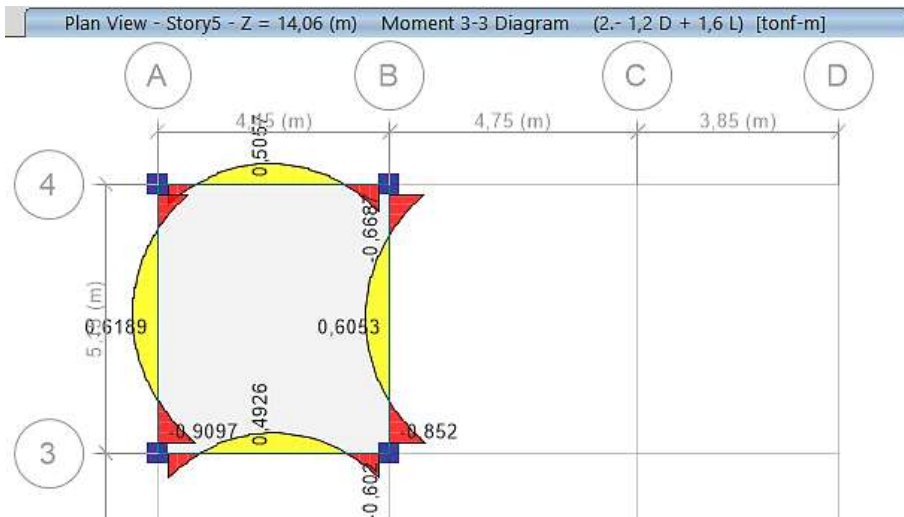


Figura 66. Diagramas de momento Nv. 14.06m

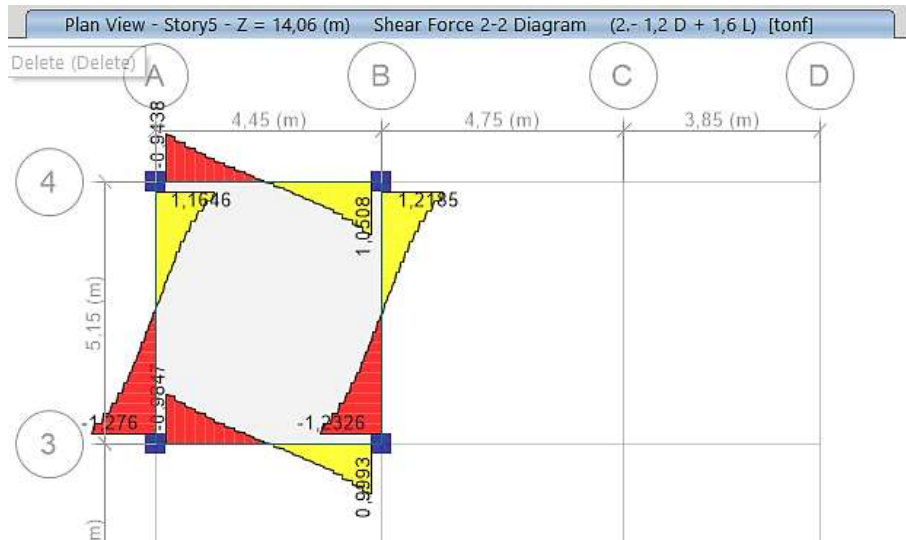


Figura 67. Diagramas de corte Nv. 14.06m

4.1.9 Análisis de Momentos Positivos y Negativos en Losa Aligerada

En el análisis estructural de losas aligeradas utilizando ETABS, los resultados de momento flector se expresan comúnmente mediante los componentes M11 y M22, que representan los momentos en las direcciones ortogonales del plano de la losa. El momento M11 corresponde a la dirección local 1 de la losa (habitualmente paralela al eje X del modelo), mientras que el momento M22 se refiere a la dirección local 2 (paralela al eje Y). Estos valores permiten identificar tanto momentos positivos (flexión en el centro de vano) como negativos (flexión sobre apoyos), lo cual es clave para la adecuada disposición del refuerzo superior e inferior en cada dirección. En losas aligeradas, donde la sección transversal varía por la inclusión de elementos de aligeramiento, la interpretación de M11 y M22 debe considerar también la distribución de rigidez aportada por las nervaduras. Este análisis detallado garantiza un diseño eficiente del refuerzo de acuerdo con las zonas más solicitadas, cumpliendo con los requisitos de resistencia, ductilidad y servicio establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

3-D View Resultant M11 Diagram (2.- 1,2 D + 1,6 L) [tonf-m/m] ▾ ×

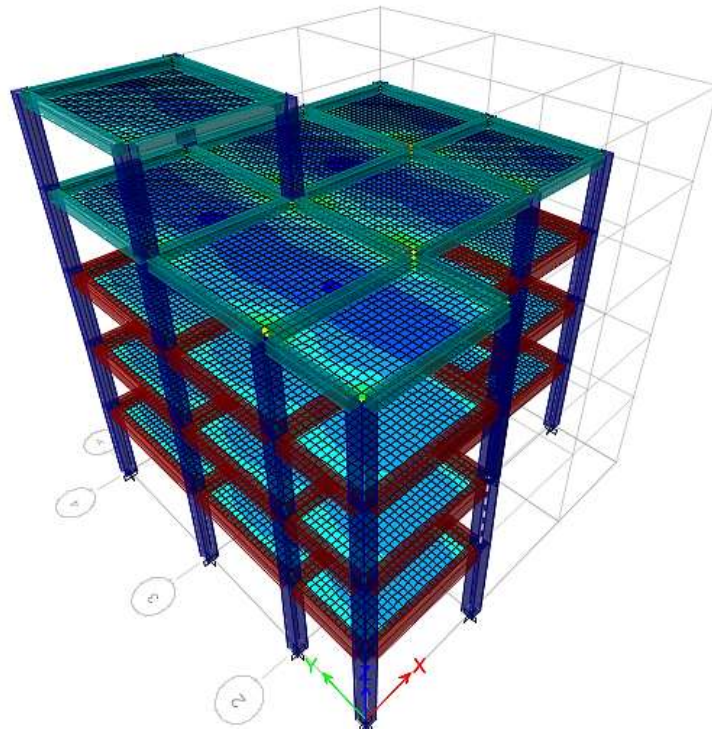


Figura 68. Vista en 3D, momento negativo en X

3-D View Resultant M22 Diagram (2.- 1,2 D + 1,6 L) [tonf-m/m] ▾ ×

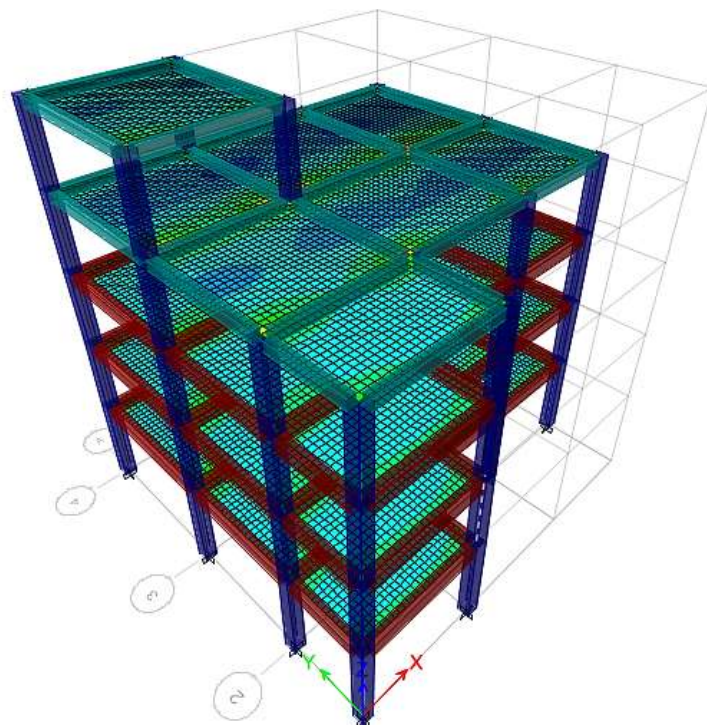


Figura 69. Vista en 3D, momento positivo en X

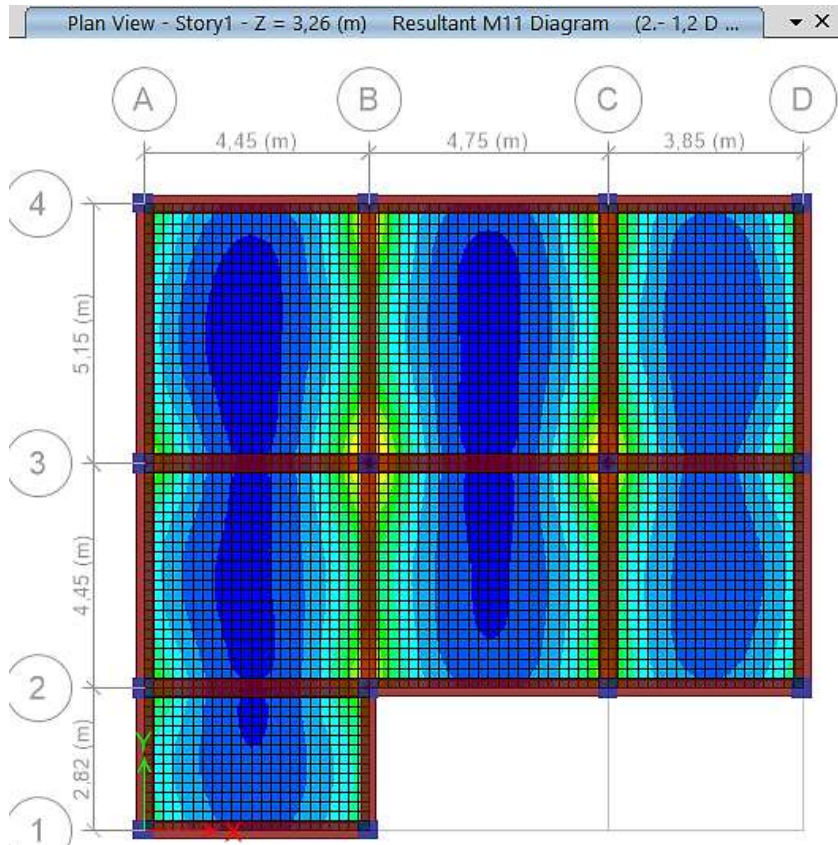


Figura 70. Momento negativo en X -Nv. 3.26

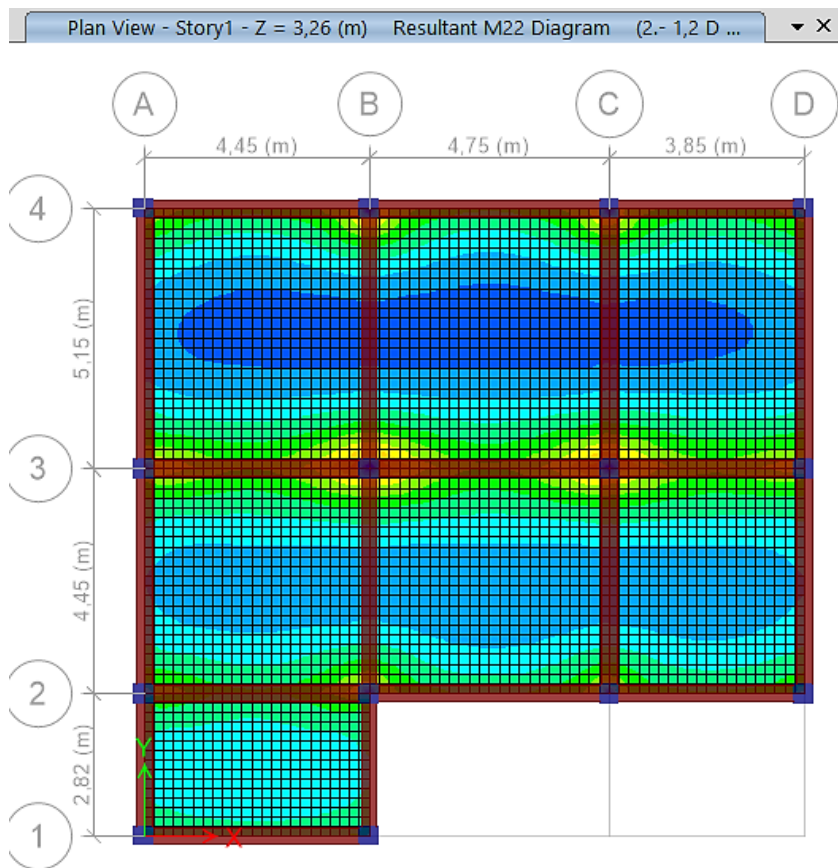


Figura 71. Momento positivo en X -Nv. 3.26

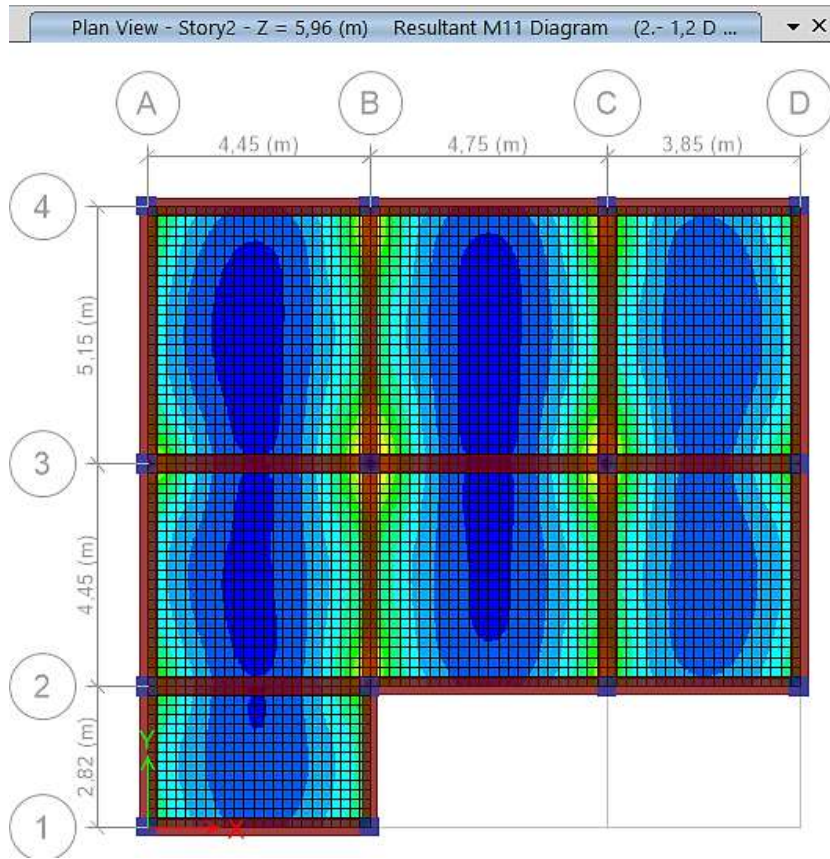


Figura 72. Momento negativo en X -Nv. 5.96

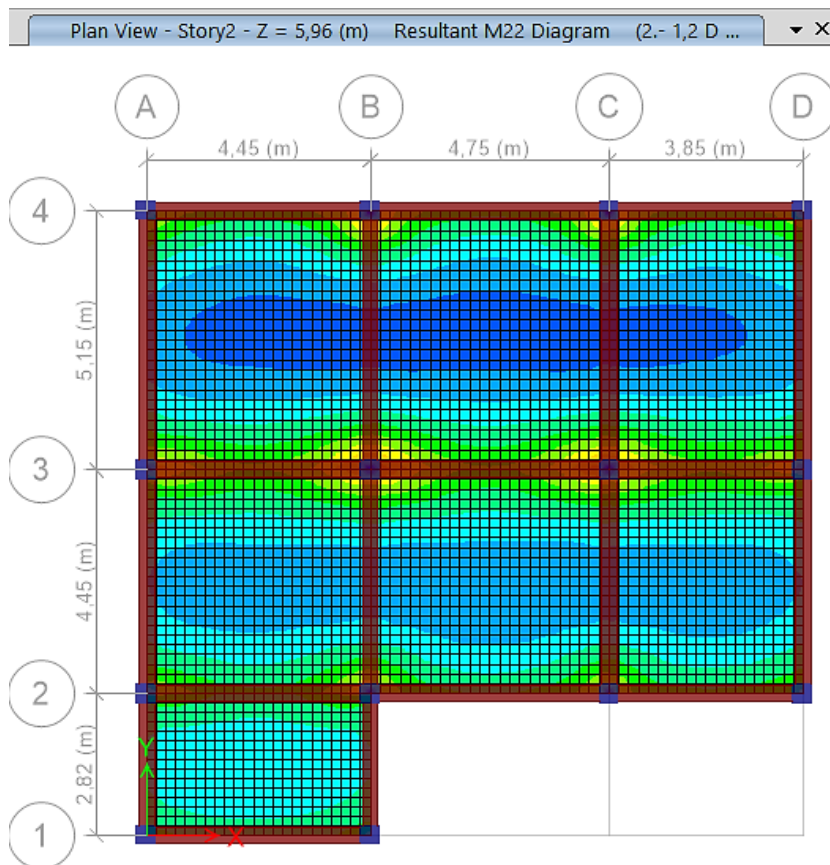


Figura 73. Momento positivo en X -Nv. 5.96

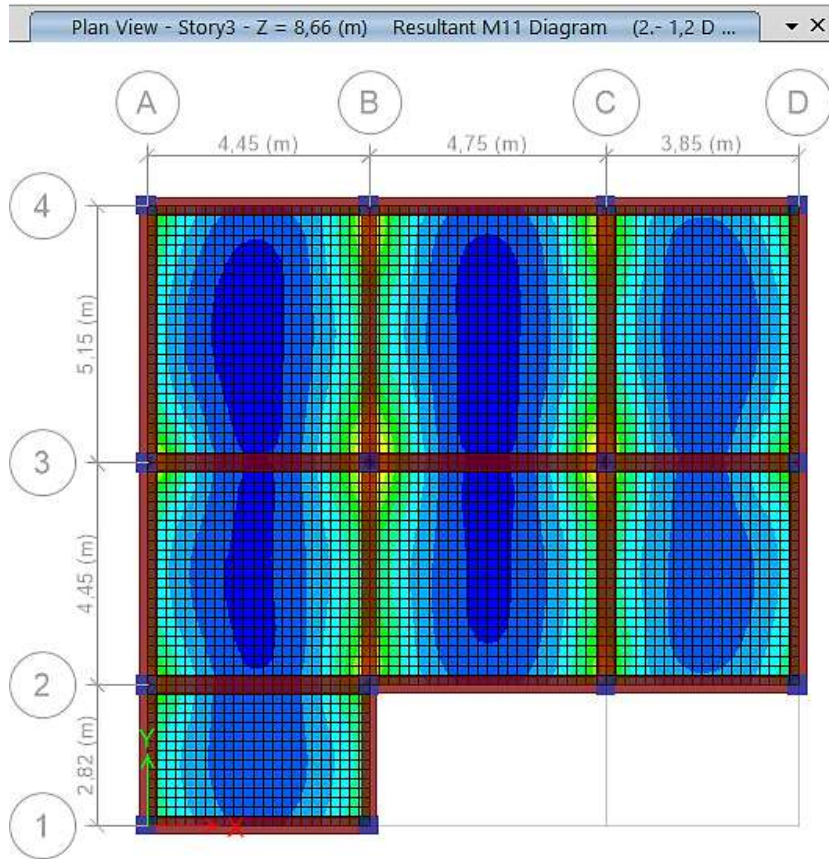


Figura 74. Momento negativo en X -Nv. 8.66

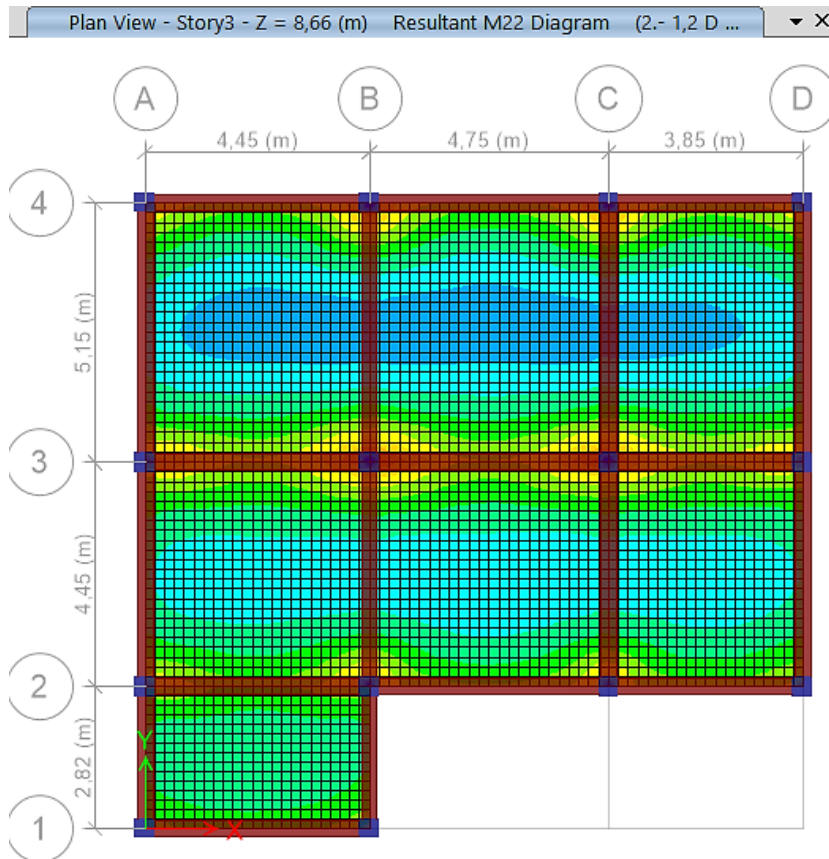


Figura 75. Momento positivo en X -Nv. 8.66

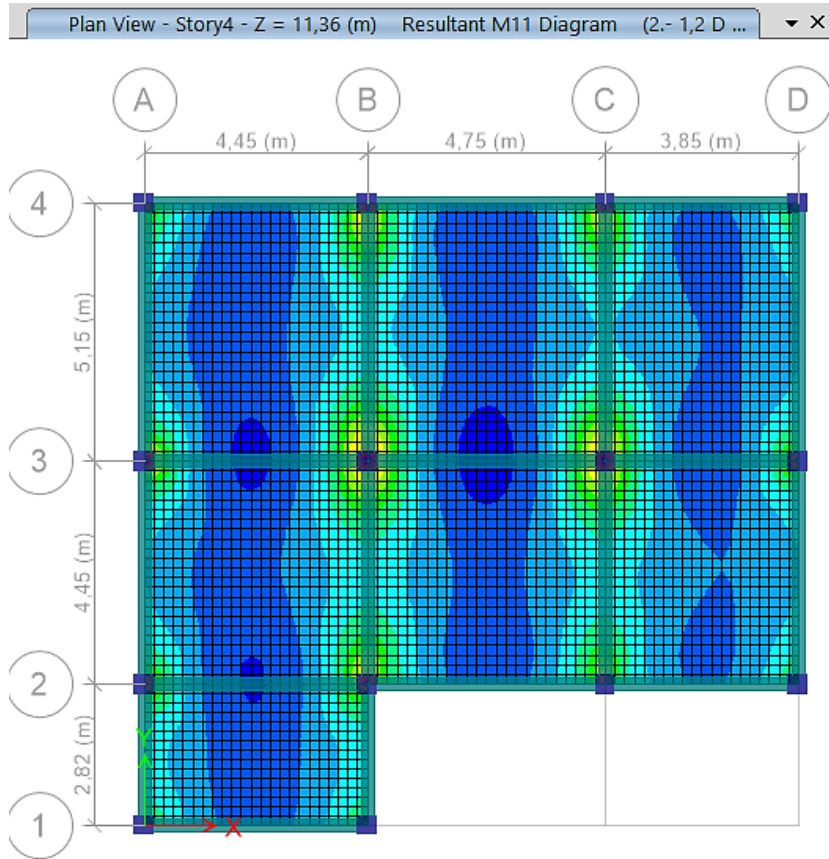


Figura 76. Momento negativo en X -Nv. 11.36

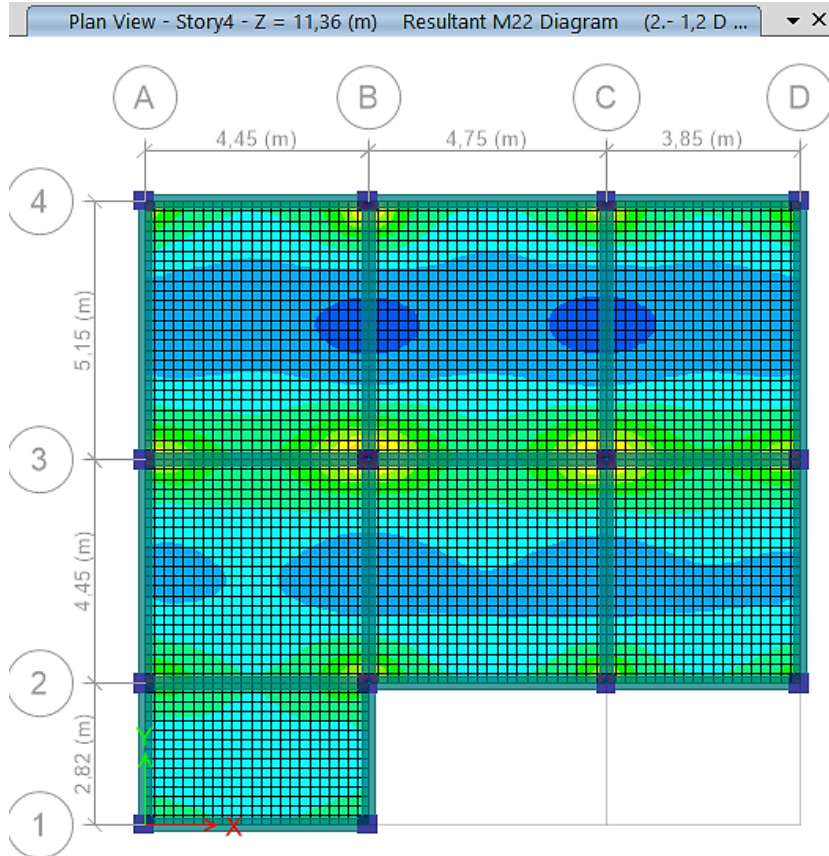


Figura 77. Momento positivo en X -Nv. 11.36

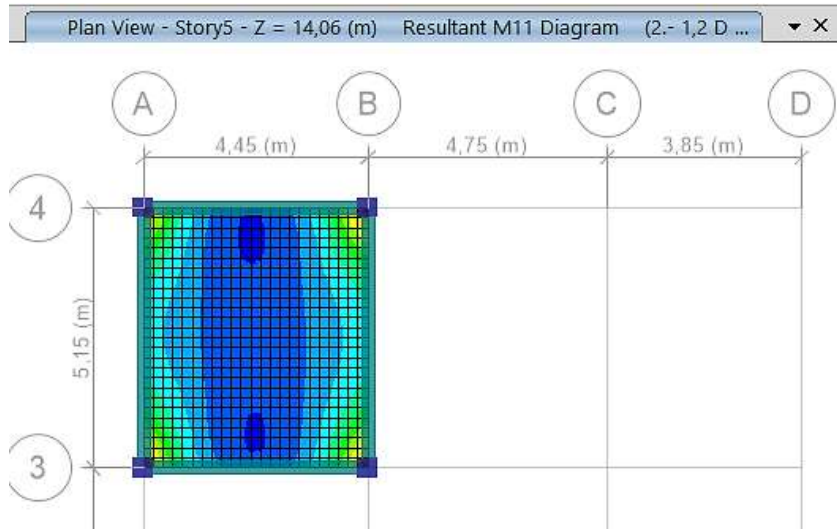


Figura 78. Momento negativo en X -Nv. 14.06

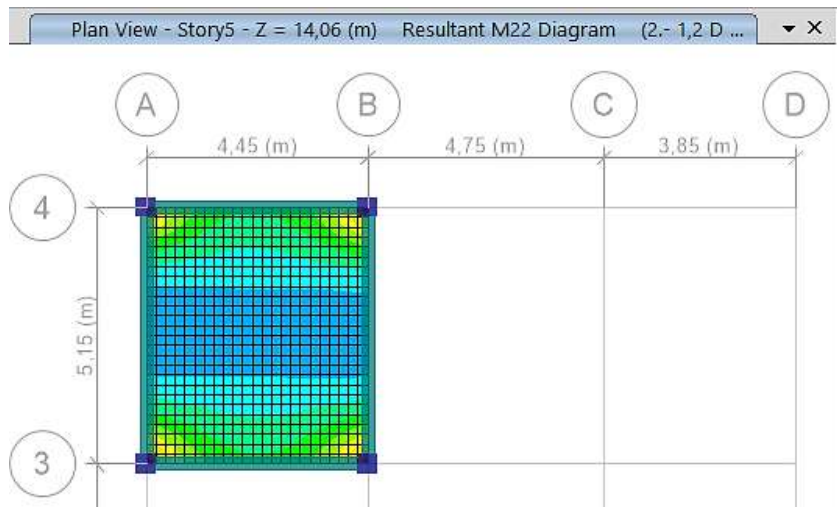


Figura 79. Momento positivo en X -Nv. 14.06

4.1.10 Reacciones en la Base

Como parte del análisis estructural global, se obtuvieron las reacciones en la base de los elementos verticales, las cuales representan las cargas transmitidas por la superestructura hacia la cimentación. Estos valores son fundamentales para el diseño de las zapatas o cualquier sistema de cimentación que se adopte. No obstante, es importante señalar que el análisis y diseño de la cimentación no forma parte del alcance de este trabajo, por lo que las reacciones obtenidas se presentan únicamente como referencia técnica para futuros estudios de diseño geotécnico y estructural de la cimentación.

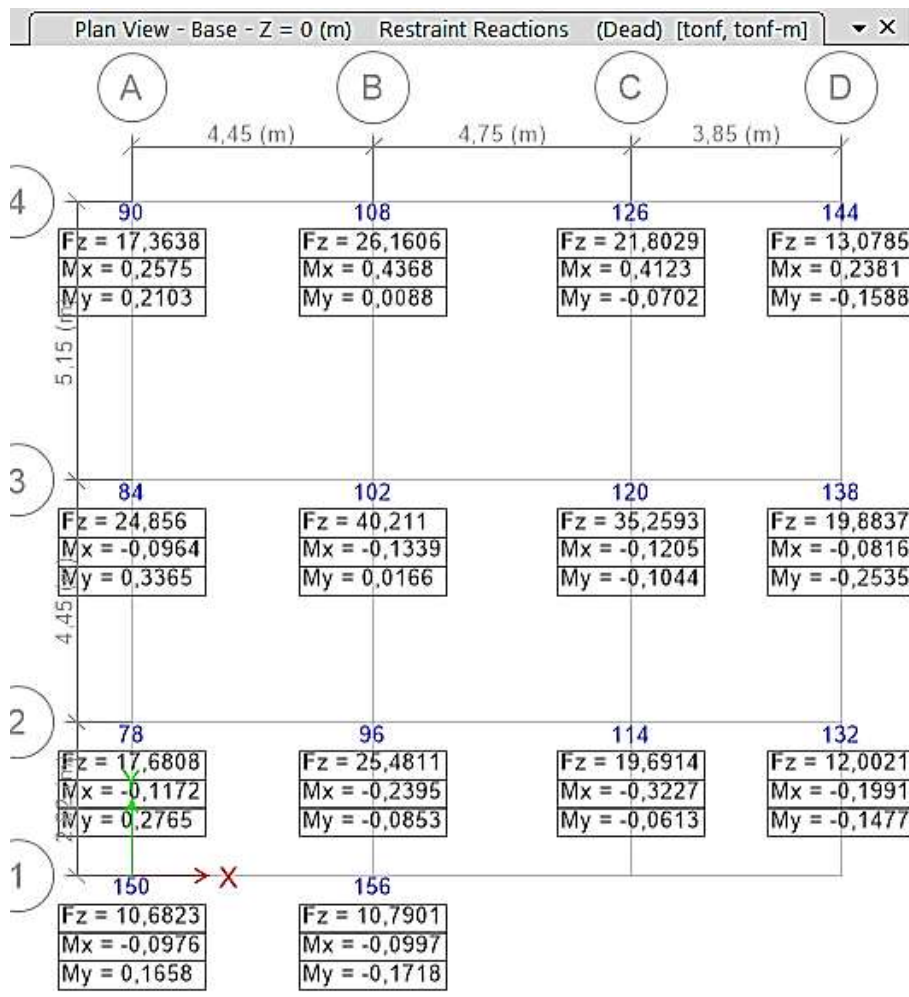


Figura 80. Reacciones de la base

4.2 Diseño de Elementos

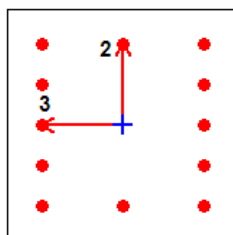
La herramienta **Concrete Frame Design** del software ETABS fue utilizada para realizar el diseño automático de los elementos estructurales de concreto, tales como vigas y columnas, de acuerdo con los parámetros definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Esta función permite obtener de manera eficiente el refuerzo longitudinal y transversal requerido, considerando combinaciones de carga, factores de resistencia y criterios de ductilidad. El proceso incluye la verificación de los esfuerzos actuantes frente a las capacidades de diseño, generando resultados detallados para cada elemento, tales como cuantías de acero, áreas mínimas y máximas, y chequeos de corte y flexión. Los resultados obtenidos fueron revisados y ajustados en función del criterio ingenieril y la coherencia con el comportamiento estructural esperado, lo que garantiza un diseño seguro, económico y normativamente aceptable.

4.2.1 Columnas

El diseño de las columnas de concreto armado se realizó utilizando la herramienta *Concrete Frame Design* de ETABS, considerando las combinaciones de carga definidas por la NEC y los factores de resistencia correspondientes. Para verificar la capacidad de carga de estos elementos ante esfuerzos combinados de flexión y compresión, se generaron los diagramas de interacción momento-axil (P-M), los cuales permiten evaluar si las solicitaciones actuantes se encuentran dentro del dominio resistente de la sección transversal. En todos los casos analizados, los puntos de diseño se ubicaron dentro del diagrama de interacción, lo que confirma que las columnas cumplen con los requisitos estructurales en términos de seguridad y desempeño ante cargas gravitacionales y sísmicas. Esta verificación es fundamental para garantizar el equilibrio interno de la sección y evitar modos de falla frágiles.

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story3	C11	155	C 40X40	12.- 0,9 D - 1,0 Sx	0	2,7	0,786	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0,4	0,4	0,06	0,0273

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
1898370,35	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M2 tonf-m	Minimum M3 tonf-m	Rebar Area m ²	Rebar % %
8,1896	-5,5252	2,9709	0,2231	0,2231	0,0016	1

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m
Major Bend(M3)	1	1,007278	1	1	2,3
Minor Bend(M2)	1	1,007278	1	1	2,3

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear ϕV_p tonf	Rebar A_v /s m ² /m
Major, V_{u2}	2,7914	0	2,7914	2,1913	0,00026
Minor, V_{u3}	4,4185	0	4,4185	4,293	0,00041

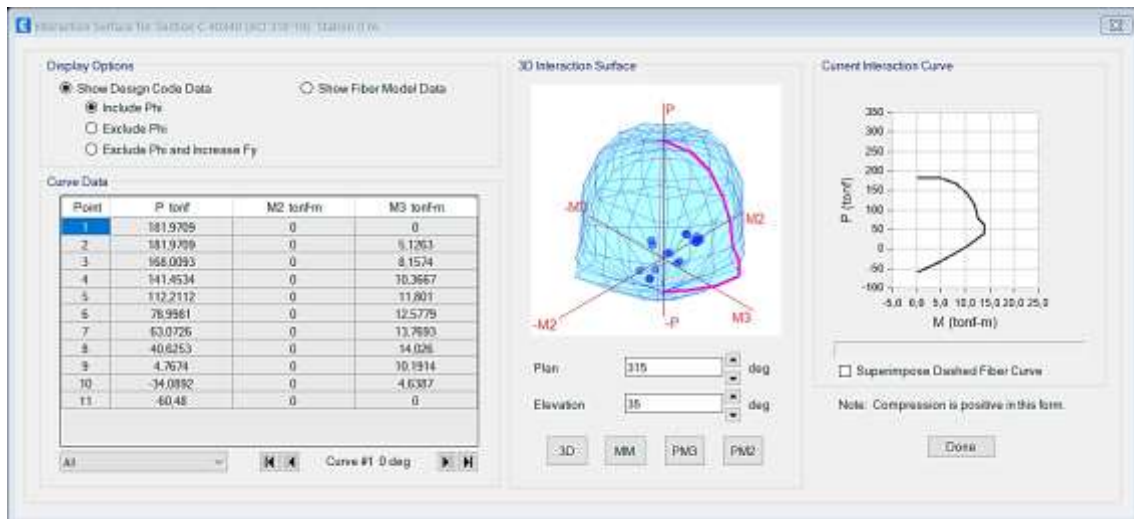


Figura 81. Diagrama de interacción

En el diseño de las columnas, el software ETABS indicó una cuantía de refuerzo longitudinal del 1 % del área, lo cual cumple con el valor mínimo establecido por la NEC-SE-HM para columnas de hormigón armado. Este criterio, alineado con las recomendaciones del ACI-318, busca asegurar que las columnas mantengan suficiente ductilidad. El cumplimiento de esta cuantía mínima respalda la integridad estructural del sistema, contribuyendo además a una distribución equilibrada de esfuerzos y a un comportamiento sísmico seguro conforme a la normativa.

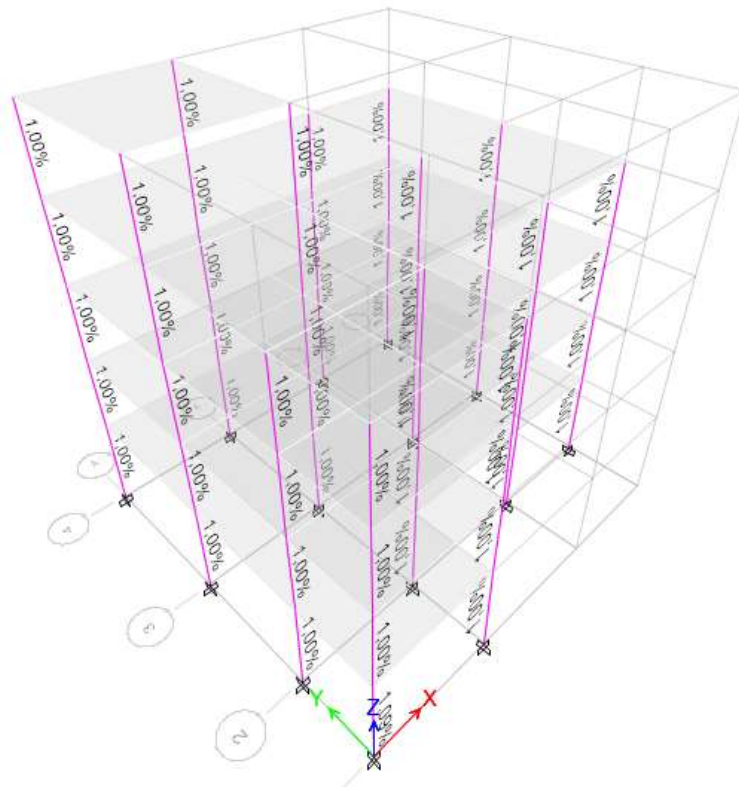


Figura 82. Porcentaje de acero de las columnas

4.2.2 Vigas

El diseño de las vigas fue realizado mediante el módulo de diseño de elementos de concreto en ETABS, considerando las solicitaciones obtenidas del análisis estructural y las combinaciones de carga definidas por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). Las imágenes exportadas desde el software muestran las áreas de acero requeridas para cada tramo de viga en los distintos niveles de la edificación. Se observó que las cuantías de refuerzo se mantienen dentro de los rangos normativos, variando de acuerdo con las zonas de mayor momento flector positivo y negativo. Estas áreas de acero se utilizarán como base para la elaboración de los planos estructurales, asegurando que las vigas cuenten con la resistencia y ductilidad necesarias para soportar cargas gravitacionales y sísmicas, cumpliendo con los criterios de seguridad exigidos por la normativa ecuatoriana vigente.

Plan View - Story1 - Z = 326 (cm) Longitudinal Reinforcing (ACI 318-19)

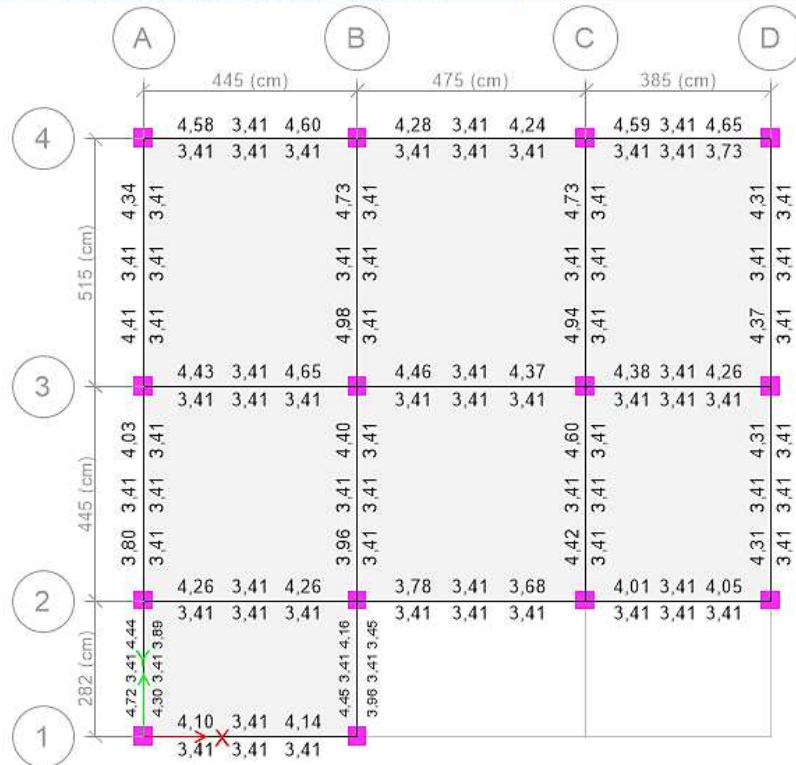


Figura 83. Área de acero de vigas Nv. 3.26m

Plan View - Story2 - Z = 596 (cm) Longitudinal Reinforcing (ACI 318-19)

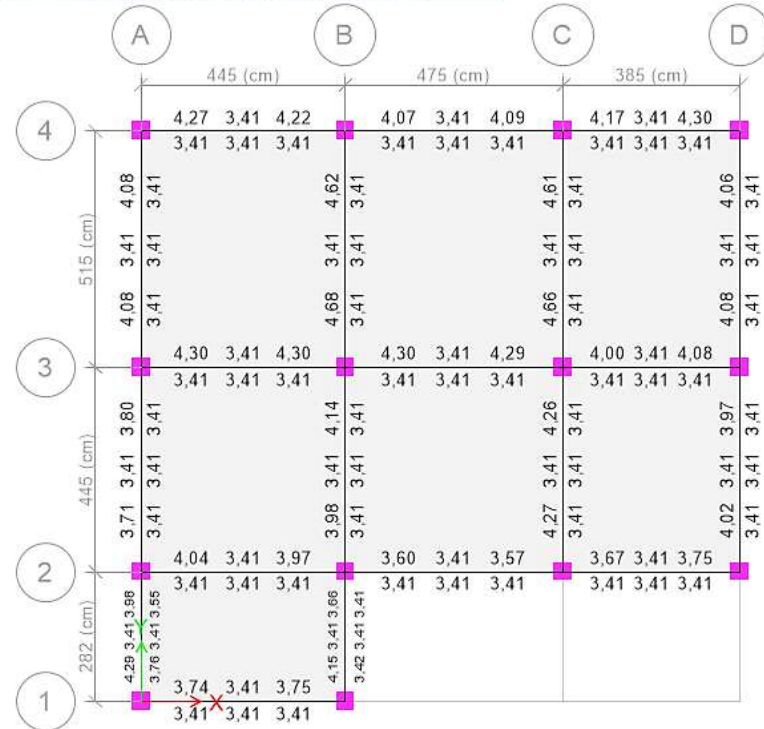


Figura 84. Área de acero de vigas Nv. 5.96m

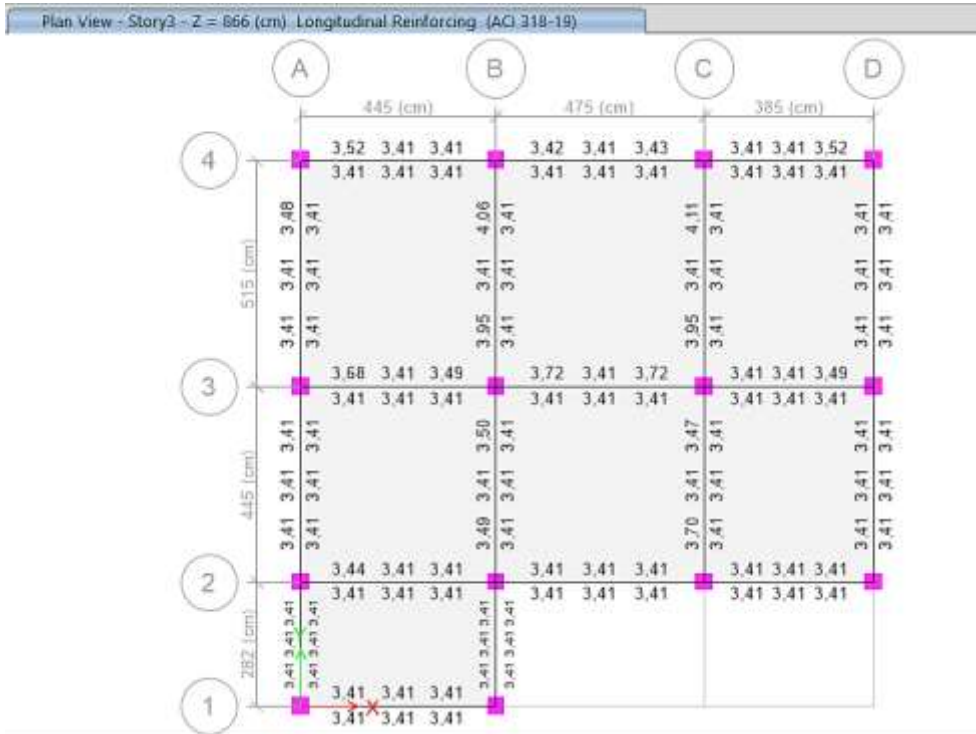


Figura 85. Área de acero de vigas Nv. 8.66m

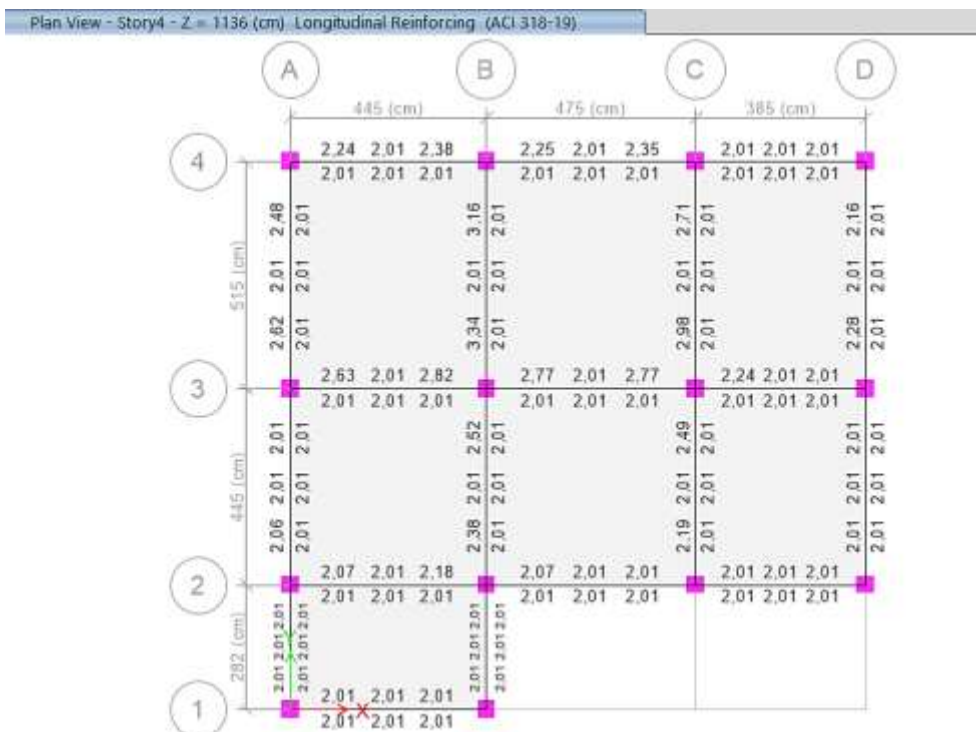


Figura 86. Área de acero de vigas Nv. 11.36m

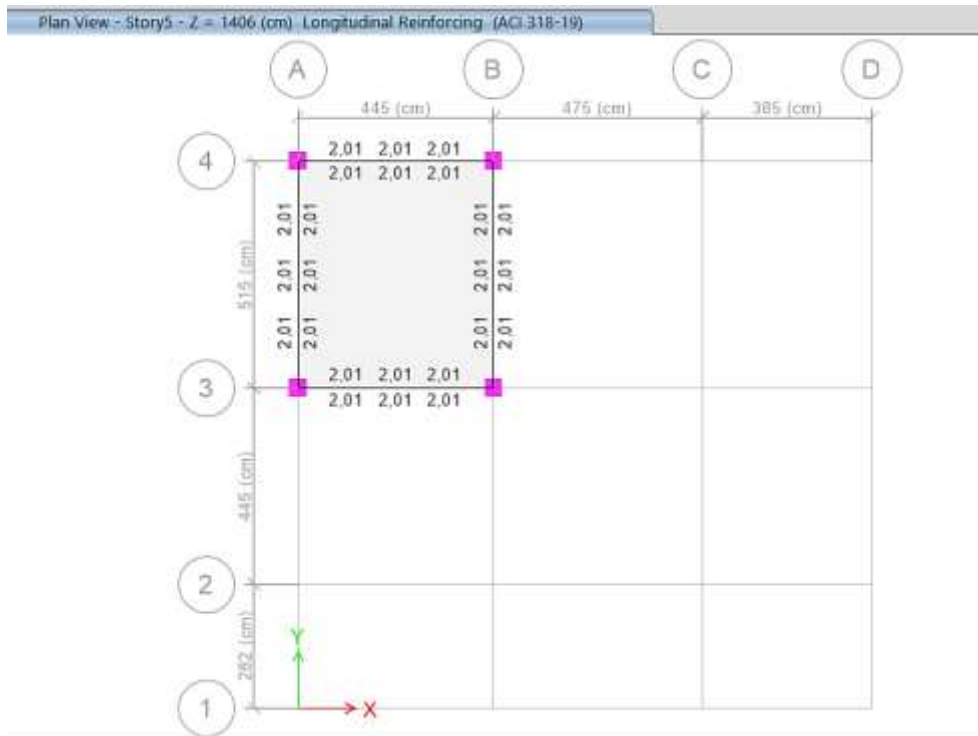


Figura 87. Área de acero de vigas Nv. 14.06m

4.3 Identificación de fallas en elementos de hormigón

Durante el análisis estructural realizado en el software ETABS, se utilizó la función "Identify All Concrete Failures" con el objetivo de verificar si alguno de los elementos de concreto armado presentaba esfuerzos que superen los límites permisibles establecidos por la normativa de diseño. Esta herramienta permite identificar de forma automática posibles fallas localizadas en vigas, columnas y losas, principalmente por excesos de compresión o tracción en el concreto. En el modelo analizado, no se reportaron fallas críticas en los elementos estructurales, lo cual indica que las dimensiones y el refuerzo propuesto son adecuados para resistir las solicitaciones impuestas, tanto bajo condiciones estáticas como sísmicas. Esta verificación respalda la seguridad y funcionalidad de la edificación, en cumplimiento con los factores de reducción de resistencia y los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

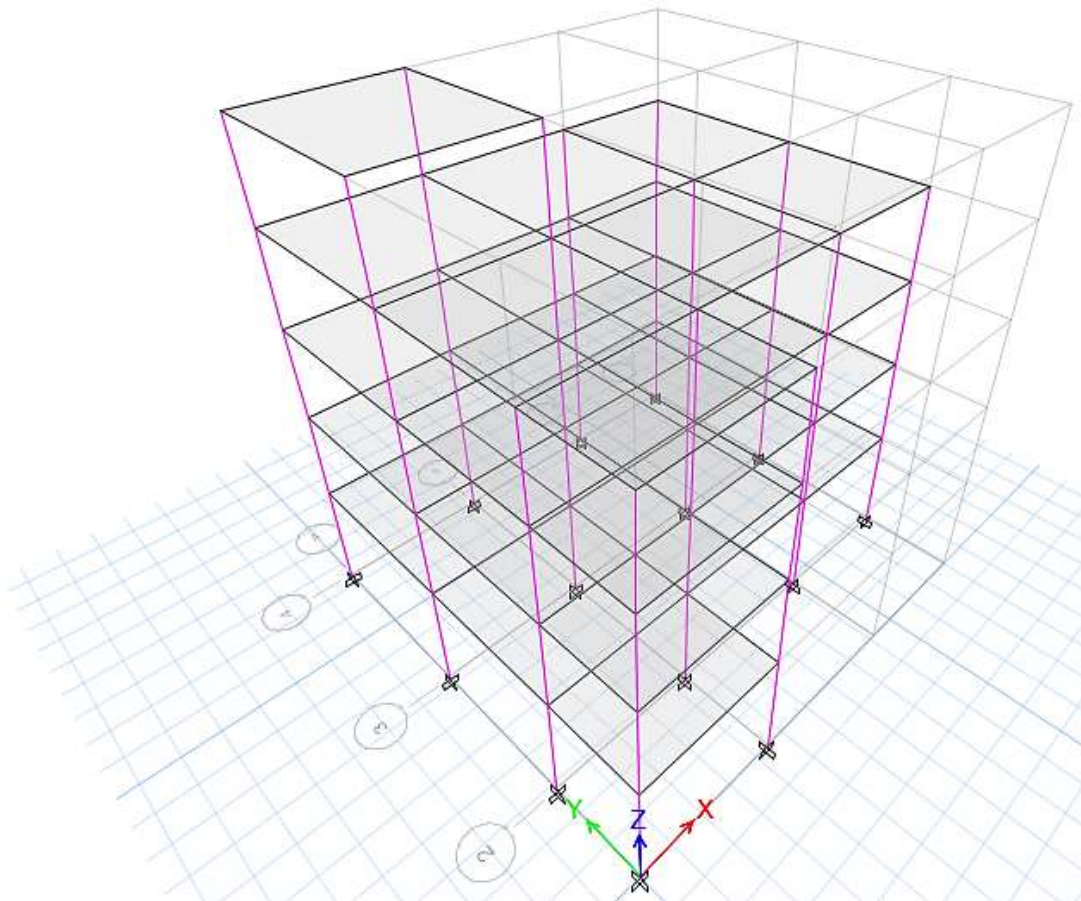


Figura 88. Modelo 3D de identificación de fallas en elementos de hormigón

CONCLUSIONES

- El análisis estructural de la edificación se realizó conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), verificándose que los esfuerzos, derivas laterales y reacciones en la base cumplen con los límites permisibles para garantizar el comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- A través del software ETABS se logró un modelado tridimensional preciso, permitiendo visualizar los diagramas de momento y cortante (2-2 y 3-3), así como las fuerzas axiales, lo que facilitó la interpretación del comportamiento estructural bajo distintas condiciones de carga.
- Se compararon los resultados de cortante basal entre el método estático y el dinámico, encontrándose que el cortante dinámico cumple con el 80% del cortante basal estático para estructuras regulares, como lo exige la NEC. Esto valida la precisión del modelo y refuerza la confiabilidad del análisis modal espectral realizado.
- El análisis comparativo entre el período fundamental calculado manualmente (0.77 segundos) y el obtenido por medio del software ETABS (0.689 segundos) evidencia una coherencia significativa, lo que refleja una correcta representación de las propiedades dinámicas del sistema estructural. Esta pequeña diferencia es común y aceptable dentro de los márgenes de precisión para modelos de este tipo. Un período fundamental dentro de este rango indica que la estructura posee una rigidez adecuada para controlar desplazamientos y vibraciones ante eventos sísmicos. Además, cumple con las exigencias normativas que buscan equilibrar flexibilidad y resistencia, garantizando que la edificación mantenga su integridad estructural y funcionalidad durante la acción sísmica.
- Del análisis modal efectuado, se determina que la estructura logra una participación de masa acumulada superior al 90% en ambas direcciones principales (X e Y) al alcanzar el quinto modo de vibración. Este resultado verifica que el modelo cumple con los criterios establecidos por las normativas sismorresistentes, asegurando que los modos considerados capturan adecuadamente la mayor parte de la energía de la estructura ante solicitaciones sísmicas. La eficiencia en la acumulación modal refleja una adecuada rigidez y configuración geométrica del sistema estructural, garantizando una representación confiable del comportamiento dinámico global del edificio.

- El análisis modal permitió verificar el comportamiento dinámico de la estructura frente a solicitaciones sísmicas, evaluando la participación relativa de traslación y rotación en los primeros modos de vibración. En el modo 1, se obtuvo una participación rotacional en el eje Z de 0.042 y una traslacional en la dirección X de 0.816, lo que representa una relación del 5.15%, valor que se encuentra por debajo del límite del 30% establecido por la normativa para considerar el modo como traslacional dominante. En el modo 2, la participación rotacional fue de 0.0003 y la traslacional en dirección Y fue de 0.859, resultando en una relación de 0.035%, lo que indica un comportamiento traslacional puro. En el modo 3, se observó una participación rotacional predominante, lo que corresponde a un modo de vibración torsional puro. Estos resultados demuestran que la estructura cumple con los criterios normativos de control torsional, garantizando un adecuado equilibrio dinámico y permitiendo una correcta disipación de energía sísmica mediante mecanismos de ductilidad como la formación de rótulas plásticas.
- De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis estructural, las derivas de piso generadas por corte estático y dinámico en ambas direcciones principales (X y Y) se encuentran por debajo del límite máximo permitido del 2 % establecido por la NEC-SE-DS. En el caso del análisis estático, la máxima deriva fue del 1.67 % en la dirección X y del 1.56 % en la dirección Y. Mientras que, en el análisis dinámico, los valores fueron aún menores: 1.32 % y 1.19 % respectivamente. Por lo tanto, se concluye que la estructura cumple con los requisitos normativos de desplazamiento relativo entre pisos, lo cual garantiza un comportamiento adecuado frente a acciones sísmicas en términos de deformaciones laterales.
- El análisis de momentos positivos y negativos en losas aligeradas (M11 y M22) permitió identificar zonas críticas de refuerzo superior e inferior. Asimismo, los resultados obtenidos para columnas y vigas aseguraron que los elementos estén adecuadamente dimensionados frente a flexión, corte y carga axial.
- Si bien se obtuvo la reacción en la base como insumo técnico, el diseño geotécnico y estructural de la cimentación no fue abordado en este trabajo, recomendándose su desarrollo posterior en función de las condiciones del terreno y del tipo de cimentación adoptado.

RECOMENDACIONES

- Verificar la adecuada asignación de cargas en el modelo estructural, es fundamental revisar con detalle la correcta distribución de cargas muertas y vivas en cada nivel del edificio, incluyendo zonas particulares como escaleras o losas de cubierta, para garantizar una representación fiel de las condiciones reales de carga.
- Priorizar el diseño sismo-resistente durante la etapa inicial del proyecto e incorporar desde el inicio criterios de resistencia sísmica, utilizando adecuadamente los coeficientes de comportamiento sísmico (R) y los factores de amplificación del espectro, a fin de mejorar la capacidad de la estructura para disipar energía durante un sismo.
- Realizar ajustes progresivos a las secciones estructurales según los resultados obtenidos, en caso de que los valores obtenidos en los análisis iniciales (como el período de vibración o los cortantes basales) se alejen de los valores esperados, se recomienda revisar y ajustar las dimensiones de elementos como columnas o vigas para mejorar la respuesta estructural.
- Complementar el análisis dinámico con métodos de verificación adicional, aunque el análisis modal cubra el porcentaje de masa exigido por normativa, es conveniente aplicar otras herramientas de revisión, como el control de derivas y torsión, para validar el comportamiento estructural desde distintos enfoques.
- Garantizar el cumplimiento de la filosofía de diseño dúctil es recomendable reforzar la relación “columna fuerte – viga débil” en todas las plantas del edificio, priorizando la disipación de energía a través de mecanismos de flexión en las vigas y evitando fallas frágiles en las columnas.
- Utilizar herramientas computacionales con criterios técnicos claros el uso de software especializado como ETABS debe ir acompañado de una adecuada interpretación de los resultados. No basta con generar modelos automáticos; es necesario entender el comportamiento estructural para realizar las correcciones pertinentes cuando sea necesario.
- Incluir una revisión integral de la normativa vigente a lo largo del desarrollo del proyecto se recomienda consultar periódicamente la normativa sísmica nacional, ya que puede haber cambios en los parámetros de diseño o criterios de evaluación que influyen directamente en la seguridad estructural.

- Documentar cada decisión estructural adoptada durante el análisis es aconsejable llevar un registro técnico de cada modificación aplicada en el modelo estructural, incluyendo las razones que justifican los cambios. Esto fortalece el contenido metodológico de la tesis y permite replicar el estudio en futuros proyectos similares.

BIBLIOGRAFÍA

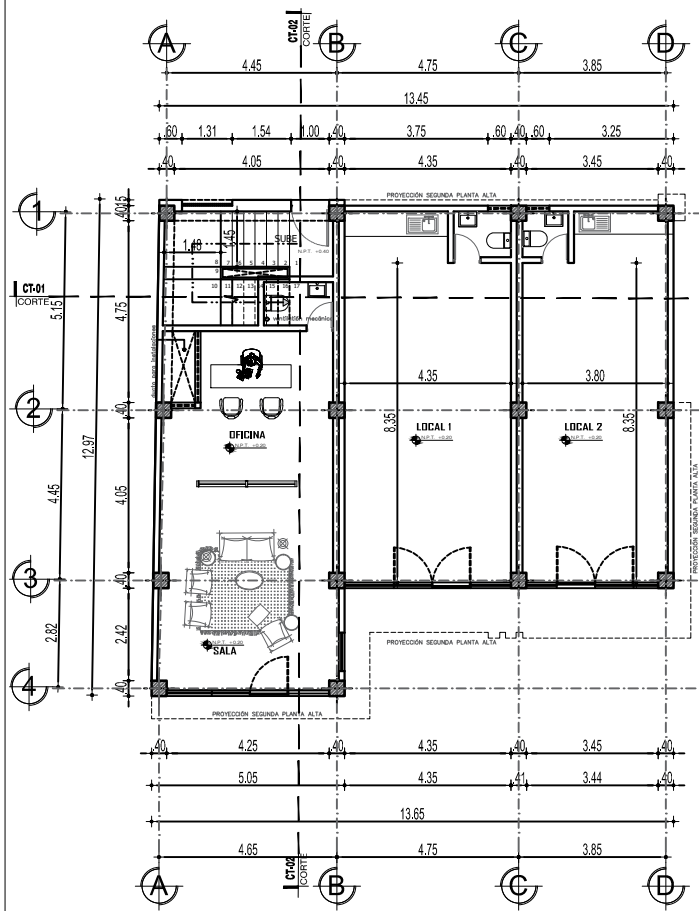
- American Concrete Institute . (318). Estados Unidos.
- Chopra, A. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Mosley, W., Bungey, J., & Hulse, R. (2012). *Reinforced Concrete Design*. Palgrave Macmillan.
- Nilson, A., Darwin , D., & Dolan, C. (2011). *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Ecuador.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering (7th ed.)*. Cengage Learning
- Coduto, D. P. (2015). *Geotechnical engineering: Principles and practices (2nd ed.)*. Pearson.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2018). *Structural steel design (6th ed.)*. Pearson.
- Segui, W. (2018). *Steel design (6th ed.)*. Cengage Learning.
- Bowles, J. E. (2001). *Foundation analysis and design (5th ed.)*. McGraw-Hill.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of structures (3rd ed.)*. Computers & Structures Inc.
- Gere, J. M., & Timoshenko, S. P. (2001). *Mechanics of materials (4th ed.)*. PWS Publishing Company.
- Cárdenas, P. (2018). *Modelado y análisis de estructuras de acero con ETABS* [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana].
- Rojas Andrade, J. (2021). *Diseño estructural de un edificio multifamiliar en estructura metálica en Quito* [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec>
- Game Zapata, J. (2021). *Análisis comparativo de estructuras metálicas y de hormigón armado en edificaciones de mediana altura* [Tesis de pregrado, Universidad de Cuenca]. <https://rest-dspace.ucuenca.edu.ec>
- Ramírez Cabrera, W. J., & Martínez Montoya, C. D. (2022). *Diseño estructural de un edificio de hormigón armado con amortiguadores viscosos* [Tesis de pregrado,

Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio UTA.
<https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/35596>

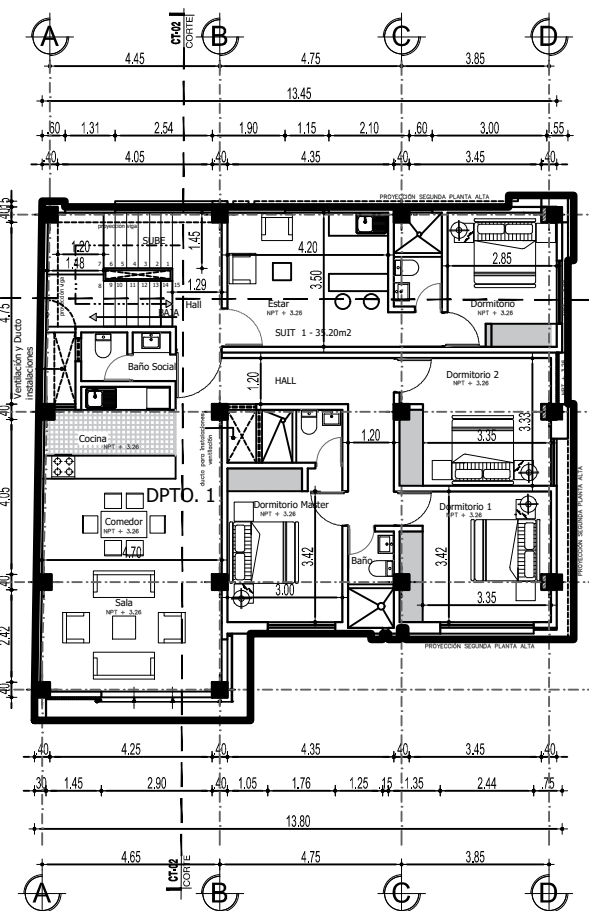
Tamay Tixe, P. E. (2021). *Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato mediante la medición de vibraciones* [Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio UTA. <https://repositorio.uta.edu.ec/items/42c564eb-7798-42b5-a84f-4776866a4948>

López Villacís, G. E., & Sánchez Borja, S. V. (2023). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de estructuras metálicas en la parroquia Atahualpa, Ambato, Ecuador* [Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio UTA. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/37597>

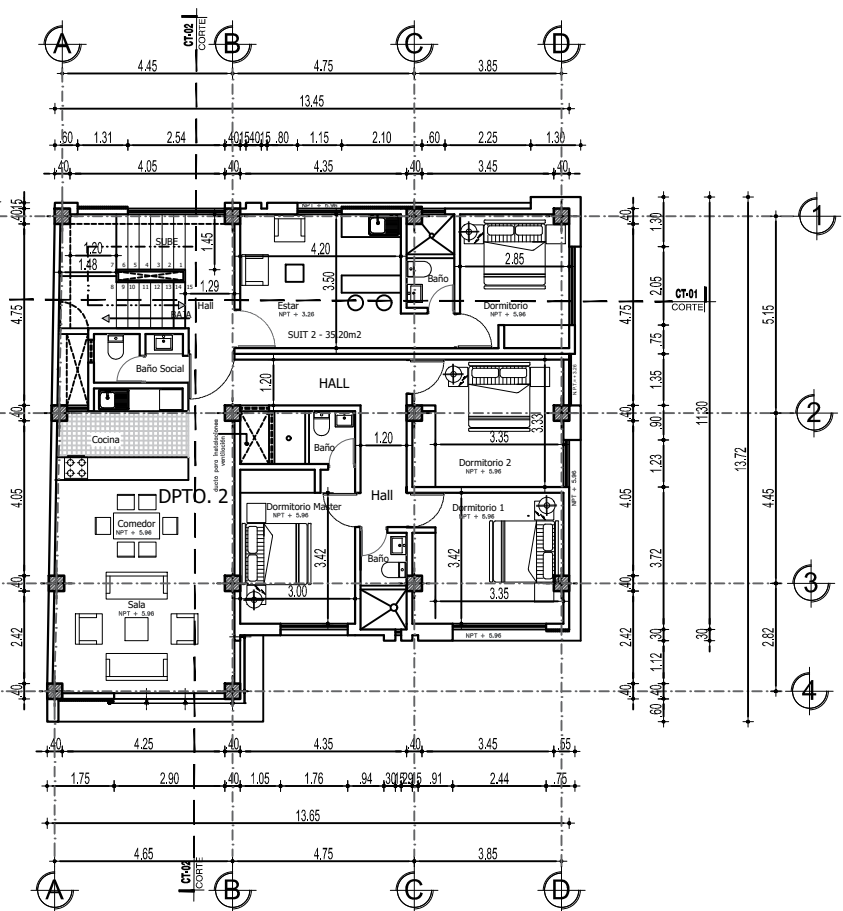
Vivanco López, L. E., & Asqui Guamán, M. L. (2024). *Análisis comparativo de las derivas de piso en una edificación de hormigón armado para las ciudades de Esmeraldas, Ambato y Nueva Loja* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional UPS. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/28699/1/UPS-GT005585.pdf>



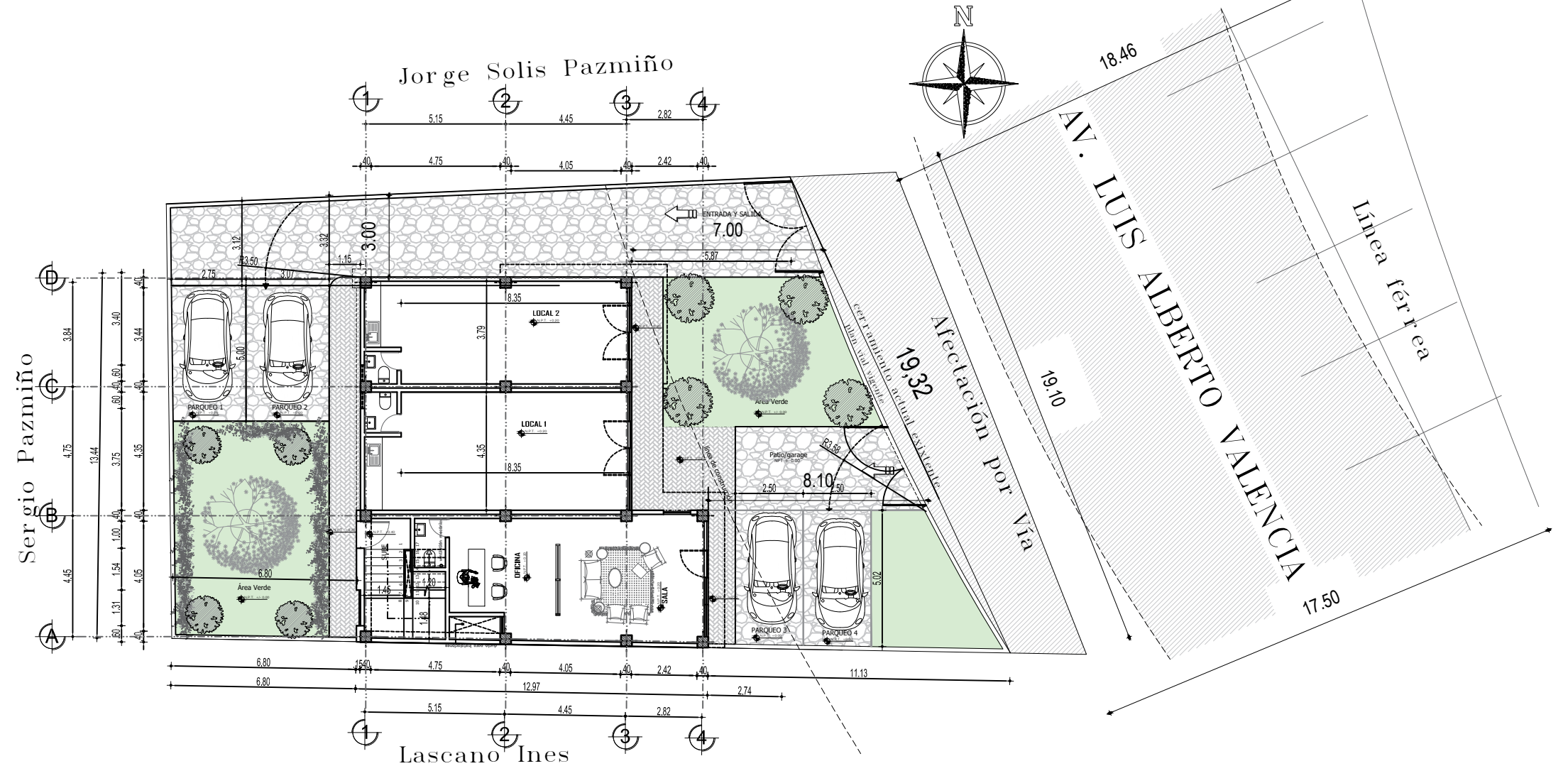
PLANTA BAJA
ESCALA 1:100



PRIMERA PLANTA ALTA
ESCALA 1:100



SEGUNDA PLANTA ALTA
ESCALA 1:100



IMPLANTACIÓN PLANTA BAJA
ESCALA: 1:100

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CUADRO DE RESUMEN DE ÁREAS				
Sectorización	N. Pisos		4	
Descripción	A.Bruta	A.Util	COB %	
Nivel	m2	m2		
Planta Baja	151.46	151.46	29.64%	
Planta Alata N. + 3.26	163.68	161.61	31.63%	
Planta Alata N. + 5.96	163.68	161.61	31.63%	
Planta Alata N. + 8.66	163.68	161.61	31.63%	
Tapagradas	16.13	16.13	3.15%	
Área Total de Construcción	658.51	652.42		
Área Total del Terreno		510.84 m2		

TEMA:
PROYECTO DE TITULACIÓN

UBICACIÓN GENERAL:



UBICACIÓN

AUTOR:
Santiago Logroño Toscano

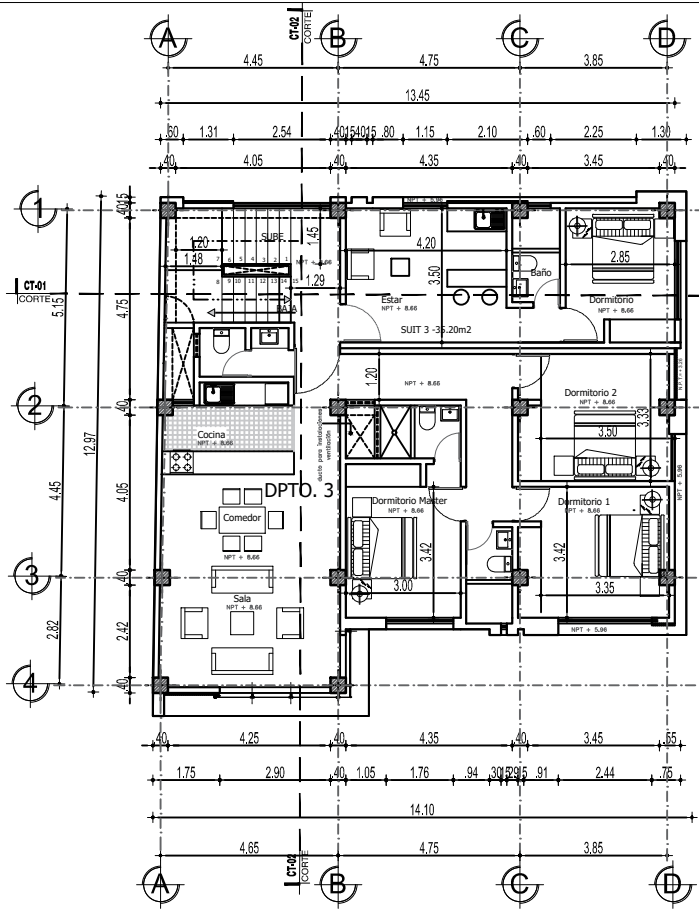
TUTOR:
Ing. Leonardo Echeverría Fabre.

UBICACIÓN: CANTÓN AMBATO HUACHI GRANDE
AV. ANIBAL GRANJA Y VÍA A SAN FRANCISCO

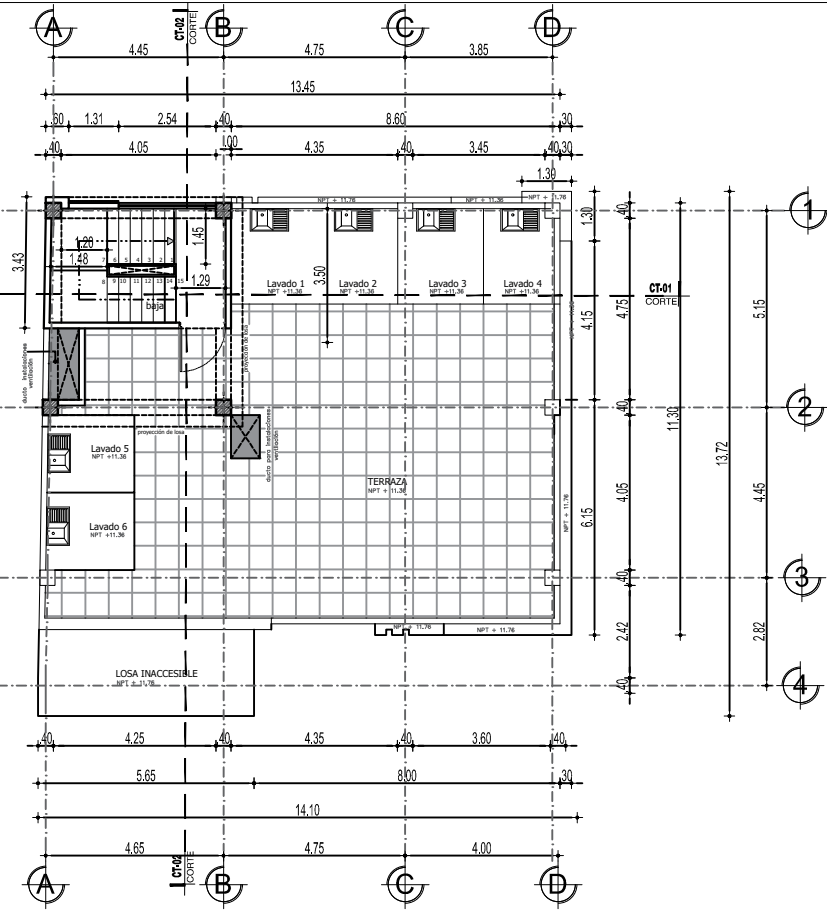
ESCALA: INDICADAS

CONTENIDO :
PLANTAS, CORTES Y FACHADAS.

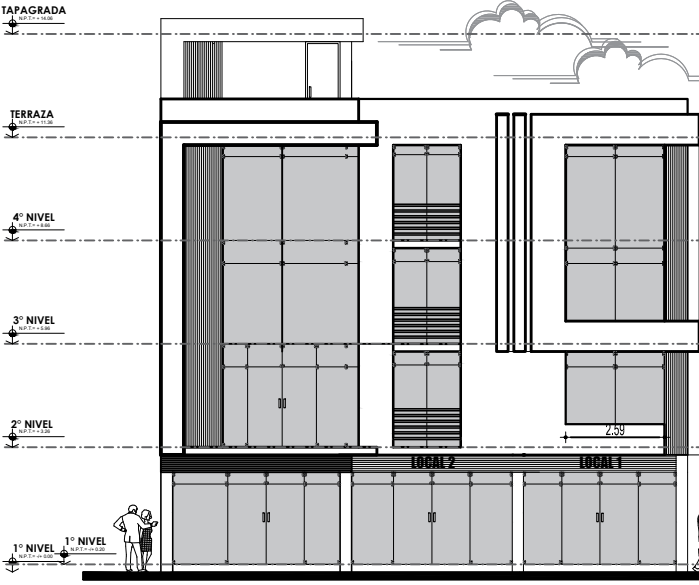
ARQ-01



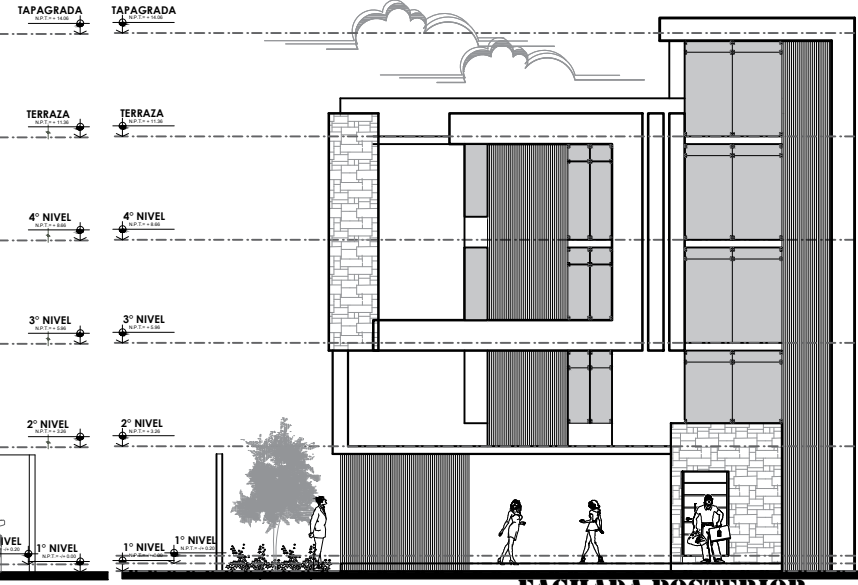
TERCERA PLANTA ALTA
ESCALA 1:100



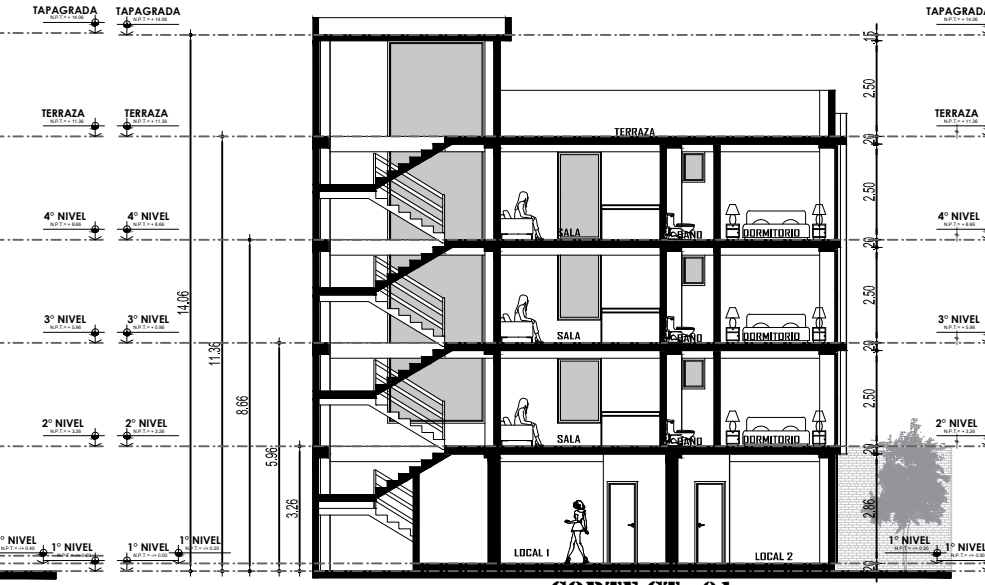
PLANTA TERRAZA Y GRADAS
ESCALA 1:100



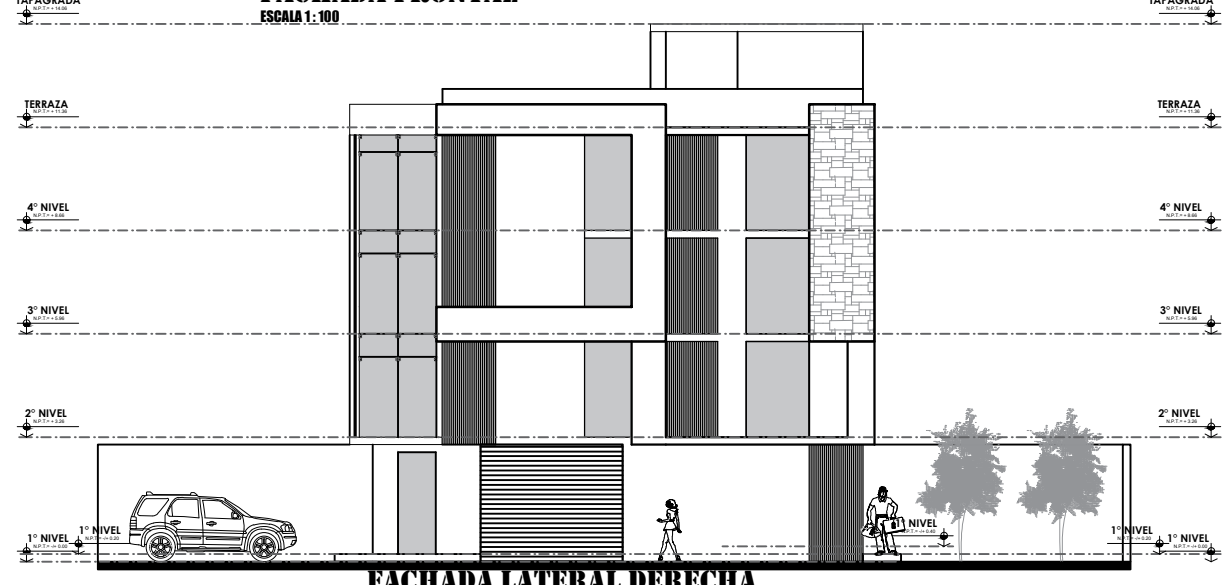
FACHADA FRONTAL
ESCALA 1:100



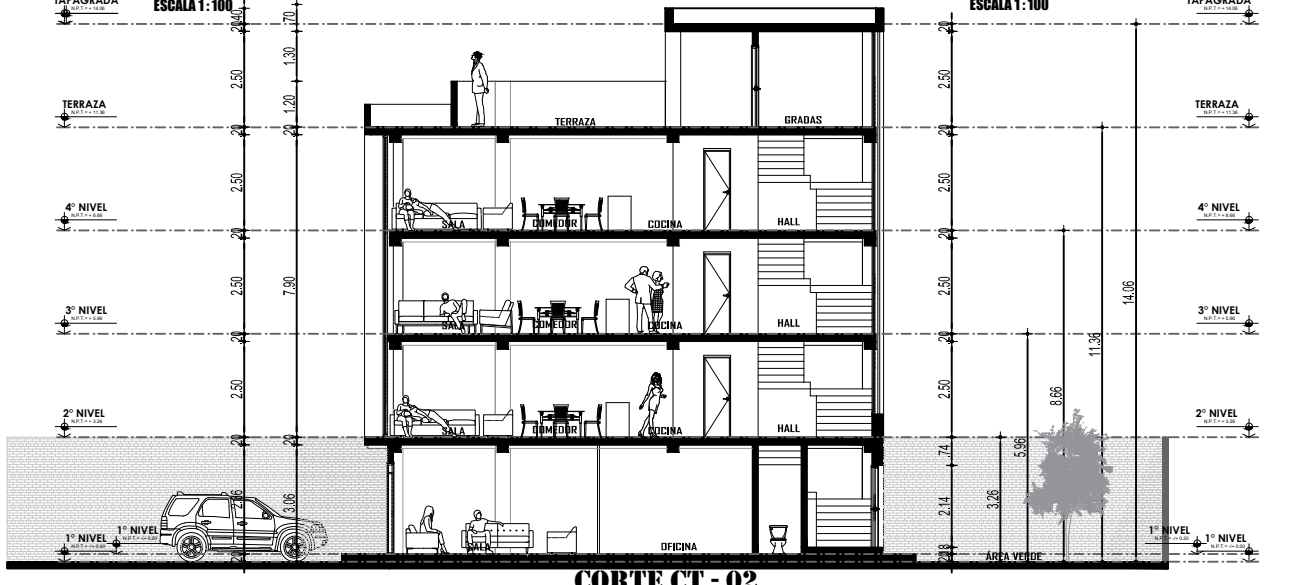
FACHADA POSTERIOR
ESCALA 1:100



CORTE CT - 01
ESCALA 1:100



FACHADA LATERAL DERECHA
ESCALA 1:100



CORTE CT - 02
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CUADRO DE RESUMEN DE ÁREAS				
Sectorización	N. Pisos		4	
Descripción	A.Bruta	A.Util	COB %	
Planta Baja	151.46	151.46	29.44%	
Planta Alata N. + 3.26	163.68	161.61	31.63%	
Planta Alata N. + 5.96	163.68	161.61	31.63%	
Planta Alata N. + 8.66	163.68	161.61	31.63%	
Tapagradass	16.13	16.13	3.15%	
Área Total de Construcción	658.51	652.42		
Área Total del Terreno			510.84 m ²	

TEMA:
PROYECTO DE TITULACIÓN

UBICACIÓN GENERAL:



UBICACIÓN

AUTOR:
Santiago Logroño Toscano

TUTOR:
Ing. Leonardo Echeverria Fabre.

UBICACIÓN: CANTÓN AMBATO HUACHI GRANDE
AV. ANIBAL GRANJA Y VÍA A SAN FRANCISCO

ESCALA: INDICADAS

ARQ-02



CONTENIDO :
PLANTAS, CORTES Y FACHADAS.