



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE
DOS PISOS CON ACERO ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA
BIM, UBICADA EN LA PARROQUIA TURUBAMBA, CANTÓN QUITO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTOR: Jairo Stalin Vivanco Pilliza

TUTOR: Daniel Armando Valverde Castillo

Quito - Ecuador

2026

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jairo Stalin Vivanco Pilliza con documento de identificación N° 1725848129; manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 20 de febrero del 2026

Atentamente,



Jairo Stalin Vivanco Pilliza

1725848129

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

Yo, Jairo Stalin Vivanco Pilliza con documento de identificación N° 1725848129 expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: “Diseño sismorresistente de una vivienda multifamiliar de dos pisos con acero estructural mediante la metodología BIM, ubicada en la parroquia Turubamba, cantón Quito” el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 20 de febrero del 2026

Atentamente,



Jairo Stalin Vivanco Pilliza

1725848129

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Daniel Armando Valverde Castillo con documento de identificación N° 1900467869, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE DOS PISOS CON ACERO ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA BIM, UBICADA EN LA PARROQUIA TURUBAMBA, CANTÓN QUITO, realizado por Jairo Stalin Vivanco Pilliza con documento de identificación N° 1725848129, 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.

Quito, 20 de febrero del 2026

Atentamente,



Ing. Daniel Armando Valverde Castillo, MSc.

1900467869

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación primeramente a Dios y a la Virgencita del Quinche, por concederme la salud y la fortaleza necesaria para perseverar y culminar esta etapa académica

A mi padre, Jorge, quien fue la persona encargada en inculcarme desde temprana edad los valores de la disciplina y responsabilidad. Su ejemplo constante, basado en el esfuerzo ha sido un pilar fundamental en mi formación personal y académica

A mi madre, María, ejemplo constante de fortaleza y entrega incondicional, quien a través de su nobleza y su capacidad para enfrentar cada desafío con valentía la convierten en una madre guerrera, cuyo apoyo ha sido fundamental en cada etapa de mi vida.

A mi tío Byron y mi tía Miche quienes han estado presentes desde el inicio hasta la actualidad, brindando apoyo y siempre inspirándome a seguir adelante

A mi hijo, Matías, quien es el motor de mi perseverancia, siendo un ejemplo de motivación para no rendirme frente a las adversidades que se presenten a lo largo de la vida

A Vanessa, quien ha sido la mujer que ha estado presente en los buenos como en los malos momentos, brindándome su apoyo en cada decisión.

Jairo Stalin Vivanco Pilliza

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres por la confianza incondicional que siempre han depositado en mí y por su apoyo constante, especialmente en los momentos más difíciles. Este logro ha sido posible gracias a su esfuerzo, orientación y confianza permanente.

Agradezco de manera especial a mi familia, por su apoyo y estar siempre pendiente de mi formación personal y académica.

Al ingeniero Valverde, por compartirme sus conocimientos durante el ciclo universitario, transmitiéndome sus experiencia y enseñanzas

Jairo Stalin Vivanco Pilliza

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de estudio.....	1
1.2.1 Antecedentes.....	1
1.2.2 Importancia y Alcance	2
1.2.3 Delimitación	3
1.3 Justificación.....	4
1.4 Objetivos.....	4
1.4.1 Objetivo General.....	4
1.4.2 Objetivos Específicos	4
CAPÍTULO II.....	6
MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 Acero estructural en viviendas multifamiliares	6
2.1.1 Procesos constructivos.....	6
2.2 Acero estructural.....	7
2.2.1 Tipos de acero estructural utilizado en el Ecuador.....	8
2.2.2 Perfiles de acero estructural.....	10
2.3 Estructuras metálicas	11
2.4 Análisis de cargas de diseño de acuerdo a la NEC15	12
2.4.1 Combinaciones de carga	12
2.4.2 Carga viva (CV).....	13
2.4.3 Carga Muerta (CM)	13
2.4.4 Carga de Granizo (S).....	14
2.6 diseño sismorresistente	15
2.6.1 Cargas Sísmica	15
2.6.2 Factor de importancia y uso de la estructura	19
2.6.3Factor de reducción de resistencia sísmica.....	20
2.6.4 Factor de configuración estructural	21
2.6.5 Determinación del cortante basal de diseño	22
2.6.6 Evaluación del periodo de vibración	23
2.6.7 Limites permisible de las derivas de pisos	24

2.7 Normativas para la construcción en el Ecuador	24
2.7.1 Clasificación de pórticos resistentes a momento	24
2.7.2 Tipos de pórticos estructurales según la demanda sísmica en el Ecuador.....	26
2.8 Diseño de elementos estructurales.....	27
2.8.1 Diseño por ultima resistencia LRFD	28
2.8.2 Diseño de columnas.....	29
2.8.3 Diseño de vigas secundarias	32
2.8.4 Vigas principales.....	34
2.8.5 Diseño de losa colaborante	35
2.9 Diseño de cimentación.....	37
2.9.1 Pedestal.....	38
2.9.2 Zapata	38
2.10 Diseño de conexiones	38
2.10.1 Diseño de placa base	38
2.10.2 Diseño de anclaje.....	41
2.10.3 Conexión WUF-W.....	43
2.10.4 Conexión Viga principal-Viga secundaria.....	44
2.11 Definición de Building Information Modeling.....	45
2.11.1 Origen y evolución del BIM.....	45
2.12 Aplicación del BIM en el Ecuador	46
2.12.1 Herramientas BIM utilizadas en el Ecuador.....	46
2.12.1.1 Tekla Structures	47
2.13 ¿Qué es un análisis de precios unitarios?	47
2.14 Importancia del análisis de precios unitarios.....	47
CAPÍTULO III	48
METODOLOGÍA.....	48
3.1 Tipo de Investigación.....	48
3.2 Método de investigación.....	48
3.2.1 Método analítico	48
3.3 Técnicas de recolección de información.....	48
3.4 Proceso técnico de Ingeniería Civil	49
3.4.1 Revisión de normativas nacionales e internacionales.....	49
3.4.2 Exportación del diseño estructural al software BIM	49

3.4.3 Cantidades de obra y presupuesto	49
3.4.4 Cronograma de actividades	50
CAPÍTULO IV.....	50
DISEÑO ESTRUCTURAL.....	50
4.1 Método de diseño.....	50
4.2 Área de construcción	50
4.3 Análisis de cargas para la vivienda multifamiliar.....	50
4.3.1 Carga Muerta (CM)	51
4.3.2 Peso Mampostería	51
4.3.3 Peso acabados de piso	52
4.3.4 Peso instalaciones.....	52
4.3.5 Peso propio de losa colaborante	52
4.3.6 Carga Viva (CV).....	54
4.3.7 Carga Granizo (S).....	54
4.3.8 Resumen de cargas	54
4.4 Carga Sísmica	55
4.5 Periodo de vibración.....	56
4.5.1 Método 1.....	56
4.5.2 Método 2.....	56
4.6 Espectro de respuesta.....	57
4.6.1 Aceleración espectral.....	57
4.6.7 Cortante basal de diseño (V)	58
4.7 Predimensionamiento de los elementos estructurales	58
4.7.1 Columnas.....	59
4.7.2 Losa Colabórate.....	63
4.7.3 Viga secundaria.....	65
4.7.4 Viga principal	69
4.8 Modelamiento de la estructura en el software ETABS.....	73
4.8.1 Definición de grillas	73
4.8.2 Definición de materiales	73
4.8.3 Ingreso de secciones	75
4.8.4 Ubicación de secciones.....	77
4.8.5 Asignación de restricción.....	78

4.8.6 Definición de diafragmas.....	79
4.8.7 Asignación de carga muerta y carga viva	79
4.8.8 Patrones de cargas	80
4.8.9 Combinaciones de cargas	81
4.8.10 Definición de espectro de diseño.....	81
4.8.11 Creación de carga dinámica.....	82
4.9 Evaluación estructural	83
4.9.1 Demanda vs Capacidad	83
4.9.2 Periodo de vibración.....	87
4.9.3 Derivas de piso	88
4.10 Diseño de la Cimentación.....	90
4.10.1 Características del suelo	90
4.10.2 Pedestal.....	91
4.10.3 Diseño de zapata.....	93
4.11 Diseño de conexiones	103
4.11.1 Placa base.....	103
2.8.2 Diseño de anclaje.....	104
2.8.3 Conexión WUF-W.....	106
2.8.4 Conexión Simple Viga Principal-Viga Secundaria.....	108
CAPÍTULO V	110
MODELACIÓN BIM.....	110
5.1 Cimentación.....	110
5.1.1 Zapatas.....	110
5.1.2 Pedestal.....	111
5.1.3 Cadenas de amarre	111
5.1.4 Acero de refuerzo.....	112
5.2 Columnas	113
5.3 Vigas	114
5.3.1 Viga principal	114
5.3.2 Viga secundaria.....	115
5.4 Losa Colaborante (Deck).....	116
5.5 Escalera.....	116
5.6 Conexiones	117

5.6.1 Conexión WUF-W	117
5.6.2 Conexión placa base-anclaje	118
5.7 Modelación de la estructura	118
CAPÍTULO VI.....	120
PRESUPUESTO	120
6.1 Cantidades de obra.....	120
6.2 Análisis de precios unitarios	121
6.3 Presupuesto referencial.....	122
6.4 Cronograma de actividades	123
CONCLUSIONES	125
RECOMENDACIONES	126
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
ANEXOS	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Delimitación del área de trabajo</i>	3
Tabla 2. <i>Tipos de acero comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador</i>	8
Tabla 3. <i>Carga Viva NEC-SE-CG</i>	13
Tabla 4. <i>Pesos Específicos de los materiales según la NEC-SE-CG</i>	14
Tabla 5. <i>Carga Granizo</i>	14
Tabla 6. <i>Valores del factor Z en función de la zona sísmica dada por la NEC15</i>	16
Tabla 7. <i>Coefficientes de amplificación de suelo Fa</i>	16
Tabla 8. <i>Coefficiente de amplificación de suelo Fd</i>	17
Tabla 9. <i>Coefficientes de amplificación de suelo Fs</i>	17
Tabla 10. <i>Valores Establecidos por la NEC15 en función del uso, destino e importancia de la edificación</i>	19
Tabla 11. <i>Valores del factor de reducción de resistencia sísmica</i>	20
Tabla 12. <i>Coefficientes de irregularidad en planta</i>	21
Tabla 13. <i>Coefficientes según el tipo de estructura</i>	23
Tabla 14. <i>Valores de ΔM Máximos</i>	24
Tabla 15. <i>Factores de resistencia por el método LRFD</i>	28
Tabla 16. <i>Factor de longitud efectiva (k)</i>	29
Tabla 17. <i>Limitación de la relación ancho-espesor para elementos de compresión dúctiles y altamente dúctiles</i>	31
Tabla 18. <i>Momentos de empotramiento perfecto</i>	34
Tabla 19. <i>Parámetros y limitaciones de la conexión WUF-W</i>	44
Tabla 20. <i>Detalle de la mampostería</i>	51
Tabla 21. <i>Propiedades de la sección compuesta Novalosa 55 mm</i>	53
Tabla 22. <i>Propiedades de la sección simple Novalosa 55</i>	53
Tabla 23. <i>Cargas a considerar en la estructura</i>	54
Tabla 24. <i>Detalle de cargas sísmicas según la NEC-SE-DS</i>	55
Tabla 25. <i>Espectro de respuesta elástico de un suelo tipo D</i>	57
Tabla 26. <i>Geometría de la sección crítica</i>	59
Tabla 27. <i>Geometría de la columna</i>	60
Tabla 28. <i>Propiedades mecánicas de la columna</i>	60
Tabla 29. <i>Factores de ductilidad del acero</i>	62
Tabla 30. <i>Geometría de la losa colaborante</i>	65

Tabla 31. <i>Geometría de la sección crítica para el predimensionamiento de vigas secundarias</i>	65
Tabla 32. <i>Geometría de la viga secundaria</i>	66
Tabla 33. <i>Propiedades mecánicas de la viga secundaria</i>	67
Tabla 34. <i>Geometría de la sección crítica para el predimensionamiento de la viga principal</i>	69
Tabla 35. <i>Geometría de la viga principal</i>	70
Tabla 36. <i>Propiedades mecánicas de la viga principal</i>	71
Tabla 37. <i>Datos de periodos de vibración de ETABS</i>	87
Tabla 38. <i>Derivas en x</i>	89
Tabla 39. <i>Derivas en y</i>	89
Tabla 40. <i>Tabla de cargas actuantes en la estructura</i>	90
Tabla 41. <i>Geometría del pedestal</i>	91
Tabla 42. <i>Acero de refuerzo calculado</i>	92
Tabla 43. <i>Geometría de la sección crítica para el predimensionamiento de la zapata</i>	93
Tabla 44. <i>Parámetros de la cimentación</i>	94
Tabla 45. <i>Resumen de dimensiones y ubicación de las zapatas</i>	95
Tabla 46. <i>Momento último</i>	100
Tabla 47. <i>Distanciase y características de la placa-base</i>	103
Tabla 48. <i>Datos de anclaje</i>	105
Tabla 49. <i>Datos de Conexión WUF-W</i>	106
Tabla 50. <i>Limitaciones de la viga principal</i>	107
Tabla 51. <i>Datos conexión viga secundaria-Viga principal</i>	108
Tabla 52. <i>Detalle de cantidades de obra</i>	120
Tabla 53. <i>Presupuesto referencial</i>	122

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Ubicación del proyecto</i>	3
Figura 2. <i>Grafica Esfuerzo-Deformación del acero estructural utilizado en el Ecuador</i> 9	
Figura 3. <i>Perfiles laminados en caliente</i>	10
Figura 4. <i>Vigas y columnas en obra</i>	12
Figura 5. <i>Mapa de zonificación sísmica</i>	15
Figura 6. <i>Espectro elástico de diseño</i>	18
Figura 7. <i>Sistema aporticado</i>	25
Figura 8. <i>Mapa de ubicación de los pórticos según su zona sísmica</i>	27
Figura 9. <i>Cimentación en 3D</i>	37
Figura 10. <i>Placa base 3D</i>	39
Figura 11. <i>Anclaje 3D</i>	41
Figura 12. <i>Conexión WUF-W 3D</i>	43
Figura 13. <i>Conexión Viga principal-Viga secundaria en 3D</i>	45
Figura 14. <i>Dimensiones BIM</i>	46
Figura 15. <i>Determinación de grillas</i>	73
Figura 16. <i>Propiedades del acero</i>	74
Figura 17. <i>Propiedades del hormigón</i>	74
Figura 18. <i>Geometría de la columna compuesta</i>	75
Figura 19. <i>Geometría de la viga principal.</i>	76
Figura 20. <i>Geometría de la viga secundaria</i>	76
Figura 21. <i>Geometría y propiedades de la losa colaborante</i>	77
Figura 22. <i>Ubicación de secciones en el programa ETABS.</i>	78
Figura 23. <i>Asignación de restricciones</i>	78
Figura 24. <i>Asignación de diafragma</i>	79
Figura 25. <i>Aplicación de la carga muerta y carga viva</i>	80
Figura 26. <i>Patrones de carga</i>	80
Figura 27. <i>Ingreso de combinaciones de carga según la NEC-SE-CG</i>	81
Figura 28. <i>Espectro de respuesta NEC-SE-DS</i>	82
Figura 29. <i>Modificación de cargas en sentido X</i>	82
Figura 30. <i>Demanda vs capacidad de las vigas secundarias en el Nivel 2.8m</i>	83
Figura 31. <i>Demanda vs capacidad de las vigas secundarias en el Nivel 5.6m</i>	84
Figura 32. <i>Demanda vs capacidad de las vigas secundarias en el Nivel 8.4m</i>	84

Figura 33. <i>Demanda vs capacidad de las vigas principales en el Nivel 2.8m</i>	85
Figura 34. <i>Demanda vs capacidad de las vigas principales en el Nivel 5.6m</i>	85
Figura 35. <i>Demanda vs capacidad de las vigas principales en el Nivel 8.4m</i>	86
Figura 36. <i>Demanda vs capacidad de las columnas con una vista tridimensional</i>	86
Figura 37. <i>Esfuerzos en la base de la cimentación para el cálculo del esfuerzo cortante</i>	96
Figura 38. <i>Área actuante del esfuerzo por punzonamiento.</i>	97
Figura 39. <i>Sección de flexión crítica</i>	99
Figura 40. <i>Esfuerzos en la base de la cimentación para el cálculo del esfuerzo a flexión</i>	99
Figura 41. <i>Esfuerzos en la base en el software SAFE</i>	102
Figura 42. <i>Verificación del punzonamiento en el software SAFE</i>	102
Figura 43. <i>Tipos de zapatas representados en un modelo tridimensional</i>	110
Figura 44. <i>Pedestal en 3D</i>	111
Figura 45. <i>Modelado de las cadenas de amarre</i>	112
Figura 46. <i>Modelado del acero de refuerzo</i>	113
Figura 47. <i>Modelado de las columnas compuestas</i>	114
Figura 48. <i>Modelado de las vigas principales</i>	115
Figura 49. <i>Modelado de las vigas secundarias</i>	115
Figura 50. <i>Modelado de la Placa colaborante</i>	116
Figura 51. <i>Modelado de la escalera</i>	117
Figura 52. <i>Modelado de la conexión WUF-W</i>	117
Figura 53. <i>Modelado de la conexión placa base-anclajes</i>	118
Figura 54. <i>Modelado de la estructura</i>	119
Figura 55. <i>Formato de hoja para el análisis de precios unitarios (APU)</i>	121
Figura 56. <i>Cronograma de actividades</i>	124

RESUMEN

El presente proyecto técnico plantea el desarrollo y análisis sismorresistente mediante el uso del software ETABS de una vivienda multifamiliar en acero estructural, ubicada en el cantón Quito. La edificación se encuentra conformada por elementos estructurales tales como vigas y columnas de acero ASTM A36.

La investigación se desarrolló mediante el método analítico, el cual sirve para evaluar cada elemento estructural de manera individual, lo que permite el diseño de perfiles óptimos y eficientes que soporten las cargas gravitacionales y sísmicas, en cumplimiento de las disposiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

El estudio se contempla la implementación de la metodología Building Information Modeling (BIM), la cual permite el modelado tridimensional de la edificación, lo que posibilita una representación más precisa del sistema estructural y la elaboración de planos estructurales para garantizar precisión, coordinación y eficiencia del proyecto.

Finalmente, se realizó el Análisis de Precios Unitarios (APU) mediante el uso de un software BIM, a través del cual se obtuvieron de manera automatizada las cantidades de obra necesarias para la determinación del presupuesto referencial del proyecto, lo que garantiza la eficiencia y sostenibilidad económica.

Palabras clave: Building Information Modeling, perfiles.

ABSTRACT

This technical project proposes the development and seismic analysis, using ETABS software, of a multi-family dwelling in structural steel, located in the canton of Quito. The building is made up of structural elements such as ASTM A36 steel beams and columns.

The research was carried out using the analytical method, which allows us to evaluate each element individually, enabling the design of optimal and efficient profiles that can withstand gravitational and seismic loads, in compliance with the provisions established in the Ecuadorian Construction Standard (NEC).

The study contemplates the implementation of the Building Information Modeling (BIM) methodology, which allows us to create a three-dimensional model of the building, enabling a more accurate representation of the structural system and the preparation of structural plans to ensure the accuracy, coordination, and efficiency of the project.

Finally, a unit price analysis (APU) was carried out using BIM software, which automatically obtained the quantities of work necessary to determine the project's reference budget, ensuring efficiency and economic sustainability.

Keywords: Building Information Modeling, profiles

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

La construcción de viviendas en el Cantón Quito se ha impulsado en zonas rurales por un alto crecimiento demográfico, lo cual ha generado una alta demanda en el sector de la construcción. Dado que el Ecuador es un país que se encuentra en el cinturón de fuego, se requiere que las edificaciones tengan un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos. En este contexto, el uso del acero como material constructivo es una elección hoy en día, debido a su alta ductilidad, lo cual tiene un mejor desempeño y comportamiento frente a los fenómenos naturales

EL sector de la construcción por ser uno de los sectores que más necesita control, eficacia y precisión necesita estar a la par con el desarrollo tecnológico mediante el uso de herramientas actuales. En el presente proyecto se plantea la intervención de la metodología Building Information Modeling (BIM), la cual ayuda a un mejor desempeño en el sector, ya que ayuda a ver los proyectos de forma tridimensional con mayor precisión.

1.2 Problema de estudio

1.2.1 Antecedentes

En la parroquia Turubamba, ubicada en el cantón Quito, provincia de Pichincha, se han presentado varios problemas estructurales en las viviendas, debido a encontrarse en una zona de alta sismicidad. Esta condición ha provocado varios problemas en las viviendas, que pueden llegar a comprometer toda la estructura, generando daños significativos como grietas o en casos extremos el colapso de esta.

Por otro lado, las viviendas ubicadas en el sector El Conde 4, por encontrarse cerca de la vía principal en donde existe flujo de vehículos de carga liviana y pesada, afecta la integridad estructural de las viviendas. Las afectaciones que genera el flujo vehicular en las viviendas son vibraciones y asentamientos, debido a que este sector gran parte del terreno es material de relleno de baja calidad.

En este contexto, cabe mencionar que el flujo de vehículos de grande y pequeña escala es solo uno de los varios factores que afectan esta zona. También en la época de invierno por las fuertes lluvias que se presentan en el sector, se tiene problemas de humedad ocasionando filtraciones en los techos y paredes; estas filtraciones provocan un daño estructural debido a que gran parte de las construcciones ya existentes fueron construidas sin ningún tipo de supervisión técnica, estudios de suelos ni el cumplimiento de las especificaciones técnicas vigentes en el Ecuador, incrementando así el riesgo para los habitantes y la infraestructura del sector.

1.2.2 Importancia y Alcance

La construcción tradicional empleada en la parroquia Turubamba se basa principalmente en hormigón armado. Aunque el hormigón armado es muy versátil, presenta algunas limitaciones tales como su peso, tiempo de curado, baja resistencia a tracción; etc. Sin embargo, proporciona rigidez y soporte a las estructura, funcionalidad y economía frente a otros métodos constructivos. (Ponce, Cedeño, Andrade, Albia, & Bravo, 2020).

En respuesta ante los problemas mencionados se encontró una forma de beneficiar a la población de Turubamba, con el uso del acero estructural, siendo una opción rentable para los proyectos futuros de construcción, ofreciendo mayor resistencia y ductilidad frente a problemas ambientales y sísmicos. El acero estructural ofrece un equilibrio entre la calidad, tiempo y economía el cual tiene una relación entre resistencia y tiempo. Es

decir, que puede soportar grandes cargas lo que lo convierte en un opción segura y confiable (Structural Steel, s. f.).

1.2.3 Delimitación

El lugar de estudio propuesto está ubicado en la calle dos, barrio El Conde 4, Parroquia Turubamba, Cantón Quito. El terreno tiene un área de DOCIENTOS METROS CUADRADOS, 200 m², los linderos y medidas son las siguientes:

Tabla 1.

Delimitación del área de trabajo

Límites	Linderos
NORTE	12 metros y calle 2
SUR	12 metros y Lote 313-328
ESTE	17 metros y Lote 312
OESTE	17 metros y Lote 329

Nota. Especificación de los linderos del área de estudio. Elaborado por: El autor

Figura 1.

Ubicación del proyecto



Nota. El Polígono rojo especifica el lugar donde se realizará la vivienda. Elaborado por: El autor, a través de Google Earth.

1.3 Justificación

En la actualidad la parroquia “Turubamba” ha experimentado un acelerado crecimiento urbano y demográfico que ocasiona que los habitantes construyan las viviendas de manera empírica, sin considerar los procesos técnicos. Frente a esta problemática se ha tomado la decisión de realizar el presente proyecto siguiendo los procesos constructivos, el cual permitirá dar una alternativa más eficiente frente a los métodos tradicionales, garantizando la calidad, durabilidad y seguridad constructiva.

Los moradores de este sector serán los principales beneficiarios, porque contarán con un modelo de vivienda multifamiliar sismorresistente que reduzcan la vulnerabilidad ante riesgos climáticos y sísmicos, mejorando la condición de habitabilidad y protegiendo la vida de los habitantes.

Este proyecto es totalmente viable, ya que se cuenta con las herramientas tecnológicas, programas computacionales y normativas nacionales e internacionales que respaldan la construcción sismorresistente. Además, se cuenta con la incorporación de la metodología BIM, el cual facilita el proceso de diseño, simulación y control de obra.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Desarrollar el diseño y análisis estructural de una vivienda multifamiliar de dos pisos en acero estructural, mediante la metodología BIM y conforme los criterios sismorresistentes de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS)

1.4.2 Objetivos Específicos

Diseñar la estructura de una vivienda de dos pisos con el uso de softwares especializados, conforme a los lineamientos presentados en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

Elaborar planos estructurales a partir del modelado BIM, para garantizar precisión, coordinación y eficiencia del proyecto.

Realizar el Análisis de precios unitarios (APU), para la obtención de un presupuesto real del proyecto, que garantice la transparencia, eficiencia y sostenibilidad económica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Acero estructural en viviendas multifamiliares

El uso de acero estructural en viviendas multifamiliares presenta múltiples ventajas frente al Hormigón Armado. Este tipo de edificación presenta una alta resistencia estructural frente a fenómenos climáticos y sísmicos que pueden afectar con la integridad de la estructura. Por otra parte, el acero recibe un tratamiento especial para la protección en contra de la corrosión, lo que ayuda a su durabilidad. También se destaca por su rapidez constructiva y menor desperdicio de materiales al ser elementos prefabricados y reciclados (Sandoval, 2019).

2.1.1 Procesos constructivos

El proceso constructivo comprende el conjunto de pasos y etapas organizadas de manera cronológica para materializar un proyecto de construcción. Este proceso resulta fundamental durante el desarrollo de la obra, ya que su correcta planificación y ejecución previene retrasos, riesgos de seguridad y posibles fallas estructurales, asegurando la calidad y eficiencia del proyecto.

2.1.1.1 Planificación

La planificación es el primer paso para coordinar todas las actividades dentro de un plazo y presupuesto definido. Una adecuada planificación permite prevenir o anticipar posibles problemas durante la construcción, asegurando el desarrollo eficiente del proyecto (AUTODESK, 2025)

2.1.1.2 Fabricación de los elementos estructurales

La fabricación de los elementos estructurales se realiza en talleres especializados, cumpliendo controles técnicos y normativos. Durante este proceso se elabora columnas, vigas, placas y conexiones siguiendo planos estructurales y especificaciones de diseño.

2.1.1.3 Montaje en obra

El montaje en obra comprende al traslado controlado de los elementos estructurales prefabricados para evitar deformaciones, posteriormente son colocados y ensamblados mediante equipos de izaje como grúas, garantizando la correcta alineación y estabilidad.

2.1.1.4 Protección

La protección del acero estructural es una etapa importante del proceso constructivo, ya que permite preservar sus propiedades mecánicas y reduce costos de mantenimiento mediante la aplicación de recubrimientos protectores como pinturas especiales.

2.2 Acero estructural

El acero estructural conformado principalmente por hierro y carbono, diseñado para alcanzar propiedades mecánicas requeridas para el diseño estructural. En la actualidad, es cada vez más utilizado en la industria de la construcción frente a la tradicional, por su alta resistencia, durabilidad y versatilidad en diferentes formas y grados. Sus principales ventajas son la relación resistencia-peso, ductilidad y sostenibilidad, aunque su desventaja es el uso de medidas de protección en contra de la corrosión y el fuego (Pebsteel, 2023).

2.2.1 Tipos de acero estructural utilizado en el Ecuador

El uso del Acero Estructural es conocido como una alternativa empleada en el país para la construcción de diferentes sistemas estructurales. Existen diferentes tipos y grados de acero estructural, los cuales presentan propiedades y características específicas. Este material se emplea en la construcción de edificaciones, galpones, puentes y otras obras de infraestructura debido a su resistencia y comportamiento estructural.

En la Tabla 2 se detallan las propiedades mecánicas de los aceros estructurales utilizados en el Ecuador.

Tabla 2.

Tipos de acero comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador

Tipos de acero	Fy		Fu	
	(Mpa)	(Ksi)	(Mpa)	(Ksi)
ASTM A36	250	36	400-550	58-80
ASTM A572 Gr50	345	50	450	65
ASTM A588	345	50	483	70

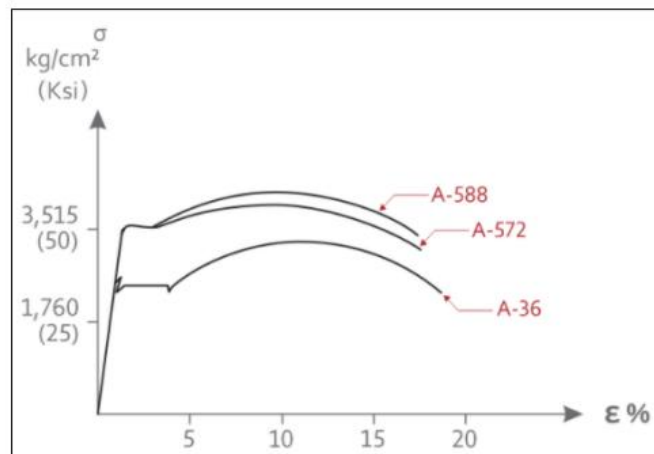
Nota. La tabla muestra las propiedades mecánicas de los aceros utilizados en el Ecuador.

Fuente: (MIDUVI,2016)

En la Figura 2 se presenta la curva Esfuerzo-Deformación frente a la aplicación de cargas correspondientes a los aceros estructurales ASTM A36, ASTM A572 Grado50 y ASTM A58

Figura 2.

Grafica Esfuerzo-Deformación del acero estructural utilizado en el Ecuador



Nota. La figura presenta una gráfica comparativa del Esfuerzo-Deformación correspondiente a distintos tipos de acero estructural. Fuente: (ACEROSCREA,2020)

2.2.1.1 Acero ASTM A36

El Acero ASTM A36, es un acero conformado por carbono, hierro y otros materiales, siendo el hierro el 98% de la aleación y proporcionado la fuerza y dureza del acero. El acero A36 es ampliamente utilizado en las estructuras convencionales por su ductilidad, por su soldabilidad y facilidad de conformado lo que lo hace una opción más para vigas, columnas, y perfiles laminados. Su esfuerzo de fluencia es de 2531 kg/cm^2

2.2.1.2 Acero ASTM A572 Gr. 50

El acero ASTM A50, se presenta como una opción de mayor resistencia debido a sus mejores propiedades mecánicas, con un límite de fluencia más alto que permite la reducción de espesor sin reducir su capacidad haciéndole más resistente a cargas de mayor magnitud o diseños más exigentes. Su esfuerzo de fluencia es 3515 kg/cm^2 .

2.2.1.3 Acero ASTM A588

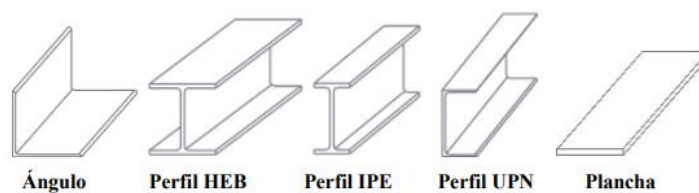
El Acero ASTM A588, comúnmente conocido como acero tipo Corten, corresponde a un acero de baja aleación y alta resistencia. Su principal característica es su alta capacidad de resistencia a la corrosión, ya que tiene la capacidad de desarrollar capas protectoras al óxido que limita el deterioro del material. Debido a esta propiedad, este tipo de acero es ideal para estructuras que se encuentren a la intemperie como: en puentes, viaductos, tanques, etc.

2.2.2 Perfiles de acero estructural

Los perfiles de acero estructurales son elementos fabricados en acero de uso estructural que se utilizan para soportar cargas y dar formas a diferentes estructuras. Se clasifican de acuerdo con la geometría de su sección transversal y su método de fabricación. Los perfiles más utilizados en la construcción de estructuras metálicas se encuentran disponibles comercialmente en el mercado y se ilustran en la Figura 3.

Figura 3

Perfiles laminados en caliente



Nota. La figura presenta una comparación entre distintos perfiles estructurales de acero.

Fuente: (Bonilla y Tapia, 2010)

2.2.2.1 Perfil tipo I

El perfil tipo I es uno de los elementos estructurales utilizados para vigas secundarias y principales debido a su alta eficiencia estructural al resistir esfuerzos de

corte y flexión. Su sección transversal son dos alas paralelas unidas por un alma, permite una óptima distribución de cargas, gracias a estas características el perfil ofrece una gran relación resistencia-peso.

2.2.2.2 Perfil tipo O

El perfil tipo I, también conocido como perfil tubular, de sección transversal redonda que se caracteriza por su resistencia a esfuerzo de torsión, compresión y flexión. Este perfil común mente es utilizada en columnas, arriostramientos, elementos compuestos etc.

2.3 Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas son sistemas constructivos conformados por elementos metálicos como vigas tipo I, viguetas y columnas tubulares, que pueden ser de alma llena. Este tipo de estructuras se destacan por su alta resistencia, rigidez y durabilidad, lo que las hace adecuadas para proyectos de gran envergadura que requieren soportar cargas y condiciones climáticas extremas. Además, su diseño y construcción debe cumplir con procesos constructivos, normas y especificaciones que aseguren su estabilidad y seguridad (Quispe, 2020).

Figura 4

Vigas y columnas en obra



Nota. La imagen muestra una estructura metálica. Fuente: (MetálicasEndara,2022)

2.4 Análisis de cargas de diseño de acuerdo a la NEC15

2.4.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga conforme a la NEC15, presenta las cargas deben considerarse en el diseño estructural, permitiendo evaluar de manera segura su comportamiento estructural y garantizar su estabilidad estructural y vida útil. Dichas combinaciones de carga se presentan a continuación:

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * \text{máx} (Lr, S, R)$
3. $1.2 * D + 1.6 * \text{max} (Lr, S, R) + \text{max} (L, 0.5 * W)$
4. $1.2 * D + 1.0 * W + L + 0.5 * \text{max} (Lr, S, R)$
5. $1.2 * D + 1.0 * Es + L + 0.2 * S$
6. $0.9 * D + 1.0 * W$
7. $0.9 * D + 1.0 * E$

Dónde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga de cubierta

R: Carga de lluvia

W: Carga de viento

E: Carga sísmica

2.4.2 Carga viva (CV)

La carga viva, es la carga variable asociadas al uso y ocupación de una edificación que incluye el peso de las personas, muebles, equipos móviles y otros elementos no permanentes.

Tabla 3.

Carga Viva NEC-SE-CG

Ocupación	Carga Uniforme	
	KN/m ²	Kg/m ²
Vivienda	2.0	203.943

Nota. La tabla muestra valores de carga viva considerada para una residencia multifamiliar. Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

2.4.3 Carga Muerta (CM)

La carga muerta se define como el peso propio de las cargas permanentes que están de forma permanente en la estructura.

Tabla 4.

Pesos Específicos de los materiales según la NEC-SE-CG

Material	Peso unitario (kN/m3)
Acero	78.5
Hormigón	24
Bloque	10
Mortero	20
Baldosa	18

Nota. La tabla muestra valores de los Pesos Unitarios considerados para una residencia.

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

2.4.4 Carga de Granizo (S)

La carga de granizo es la acción que resulta la acumulación de granizo sobre la cubierta y superficies horizontales en un corto tiempo, esta carga se aplica en techos con baja pendiente menores del 5% se debe considerar una carga de 1KN/m2

$$S = ps * Hs$$

Dónde:

Ps: Peso específico del granizo (1000 kg/m3)

Hs: altura de acumulación del granizo (m)

Tabla 5.

Carga Granizo

Ocupación	Carga Uniforme (KN/m2)	Carga Uniforme (kg/m2)
Cubierta <5%	1.0	101.972

Nota. La tabla muestra valores de carga de granizo considerada para una residencia.

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

2.6 diseño sismorresistente

La normativa NEC-15 establece los criterios y especificaciones para su determinación, con el objetivo de garantizar la seguridad y el adecuado comportamiento sismorresistente de las edificaciones frente a los eventos sísmicos

2.6.1 Cargas Sísmica

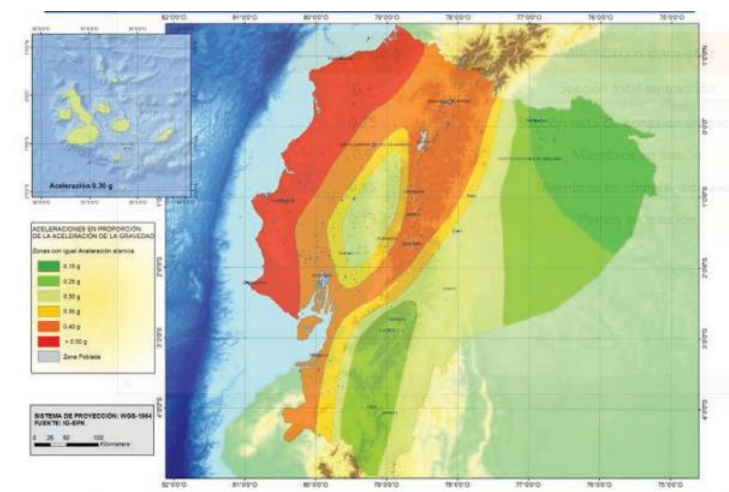
Las cargas sísmicas son fuerzas dinámicas que se generan por el movimiento del suelo durante un sismo, produciendo fuerzas horizontales sobre la estructura, las cuales depende del peso de la estructura, rigidez y características del sitio.

2.6.1.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica

El factor Z , es un valor expresado como un factor de la aceleración de la gravedad. En el Ecuador existen seis zonas sísmicas, a cada zona se le asigna un valor diferente de Z , dicho valor depende del lugar donde se va construir la edificación usando el mapa sísmico de la Figura 5

Figura 5

Mapa de zonificación sísmica



Nota. En la figura se observa las zonas sísmicas clasificadas de acuerdo a su categoría.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 6.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica dada por la NEC15

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

Nota. La tabla presenta el nivel de peligro sísmico según la zona sísmica correspondiente.

Elaborado por: El autor

2.6.1.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

F_a: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, cuyos valores se presentan en la Tabla 7, se utiliza para la amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones considerando el sitio.

Tabla 7.

Coeficientes de amplificación de suelo F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y valor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 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	0.85

Nota. La tabla representa los valores de F_a en función del tipo de suelo y zona sísmica.

Fuente: (NEC-SE-DS,2015)

Fd: corresponde al Coeficiente de amplificación aplicado en las ordenadas del espectro elástico de respuesta en desplazamientos para el diseño en roca.

Tabla 8.

Coeficiente de amplificación de suelo Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y valor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥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

Nota. La tabla representa los valores de Fd en función del tipo de suelo y zona sísmica.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Fs: El coeficiente considera el comportamiento no lineal del suelo y su influencia en los espectros de aceleración y desplazamiento

Tabla 9.

Coeficientes de amplificación de suelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y valor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.758	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

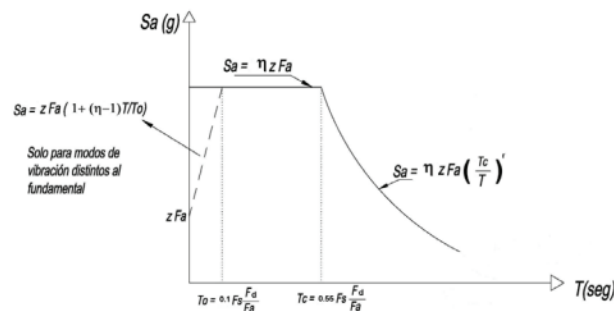
Nota. Valores de Fs en función del tipo de suelo y su zona sísmica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.1.4 Espectro elástico de diseño

El espectro elástico de diseño (S_a), expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, es definido para el nivel del sismo de diseño. Este espectro es presentado en la Figura 6 y se establece conforme a los parámetros normativos.

Figura 6

Espectro elástico de diseño



Nota. la figura representa los valores máximos de aceleración que la estructura debe ser capaz de soportar durante el sismo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral y PGA (Peak Ground Acceleration) para el periodo de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta en aclaraciones para el diseño en roca, considerando el efecto del sitio

F_d : Coeficiente de amplificación del suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseños en roca, considerando los efectos de sitio

F_s : Coeficiente de amplificación del suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura

To, Tc: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño

Z: Aceleración máxima en la roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad

2.6.2 Factor de importancia y uso de la estructura

Tabla 10

Valores Establecidos por la NEC15 en función del uso, destino e importancia de la edificación

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Estructuras cuya operación debe mantenerse continua después de un evento sísmico como: hospitales, edificaciones destinadas a funciones militares o policiales, centros de telecomunicación, depósitos de agua, estructuras que alberguen depósitos tóxicos.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Edificaciones públicas que requieran operar continuamente como: Museos, iglesias, centros de educación o centros deportivos que alberguen más de 300 y 5000 personas	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificaciones que no estén dentro de las categorías antes mencionadas	1.0

Nota. La tabla presenta coeficientes del factor de importancia (I) de acuerdo con el tipo e importancia. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.3 Factor de reducción de resistencia sísmica

El Factor de reducción de resistencia sísmica R, representa la capacidad de una estructura para disipar la energía mediante el diseño de mecanismos de falla dúctiles, en los que se desarrollan rótulas plásticas a través de un comportamiento inelástico controlado, garantizando un desempeño estructural seguro. Los valores del factor de reducción establecidos por la NEC15 se encuentran en la Tabla 11.

Tabla 11.

Valores del factor de reducción de resistencia sísmica

Sistemas estructurales Dúctiles	Factor R
Sistemas duales	
Pórticos especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismorresistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizados.	7
Pórticos resistentes a momento	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

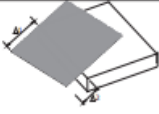

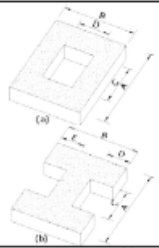
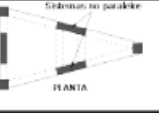
Nota. Valores de resistencia sísmica de acuerdo con el tipo de estructura Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

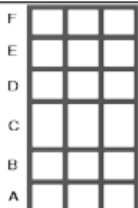
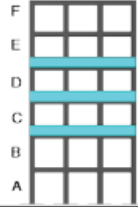
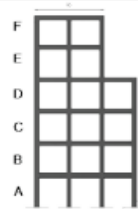
2.6.4 Factor de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural, establecidos en la norma NEC-SE-DS (2015), penalizan el diseño de edificaciones como las irregularidades en planta y la elevación, debido a que estas condiciones generan un comportamiento estructural desfavorable frente a la acción sísmica.

Tabla 12.

Coefficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_t=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_t=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_t=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_t=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{ir}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_o + K_c + K_c)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{ir}=0.9$ $m_o > 1.50 m_c$ ó $m_o > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{ir}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Nota. La figura muestra diferentes tipos de irregularidades en elevación y en planta con sus respectivos valores de coeficiente de irregularidad. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.5 Determinación del cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño (V) es la fuerza lateral aplicada en la base de la estructura, producida por el sismo de diseño.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi P * \phi E} * W$$

Donde:

V: Cortante basal total de diseño

I: Coeficiente de importancia

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

ØP y ØE: Coeficiente de configuración en planta y elevación

Ta: Periodo de vibración

2.6.6 Evaluación del periodo de vibración

El periodo de vibración nos permite analizar el intervalo de tiempo de una estructura para llegar a su punto inicial durante un ciclo.

2.6.6.1 Método 1

$$T_1 = C_t * hn^\alpha$$

Dónde:

T: Periodo de vibración

Ct y α : Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: Altura del edificio

Los coeficientes en función del tipo de estructura son definidos en la Tabla 13.

Tabla 13.

Coeficientes según el tipo de estructura

Tipo de estructura	Ct	α
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 uros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Nota. La tabla muestra coeficientes para determinar el periodo de vibración que dependen del tipo de estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.6.2 Método 2

De acuerdo con normativa NEC-SE-DC, se establece que el valor obtenido no debe ser mayor al 30% del valor obtenido mediante el método 1.

$$T_2 = 1.3 * T1$$

2.6.7 Límites permisible de las derivas de pisos

Las derivas de piso se definen como el desplazamiento horizontal entre niveles de pisos de una estructura. Este parámetro permite evaluar la respuesta sísmica del edificio, al cuantificar el movimiento lateral de un piso respecto al nivel inferior durante la acción sísmica. Los valores máximos admisibles de la deriva estructural de acuerdo con el tipo de estructura, se establecen en la Tabla 14.

Tabla 14

Valores de ΔM Máximos

Estructuras de:	ΔM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
Mampostería	0.01

Nota. En la tabla se aprecia las derivas máximas admisibles para el tipo de estructura.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.7 Normativas para la construcción en el Ecuador

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-AC) da a conocer lineamientos necesarios para el diseño sismorresistente de estructuras metálicas dando a conocer sistemas que ayuden a disipar la energía sísmica, los cuales son: pórticos especiales a momento, pórticos especiales arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente. Para el dimensionamiento de los elementos estructurales sujetos a cargas gravitacionales se utiliza las especificaciones de la AISC 360 (Pontón, Robalino, Sánchez Grunahuer, & Yépez Moya, 2016).

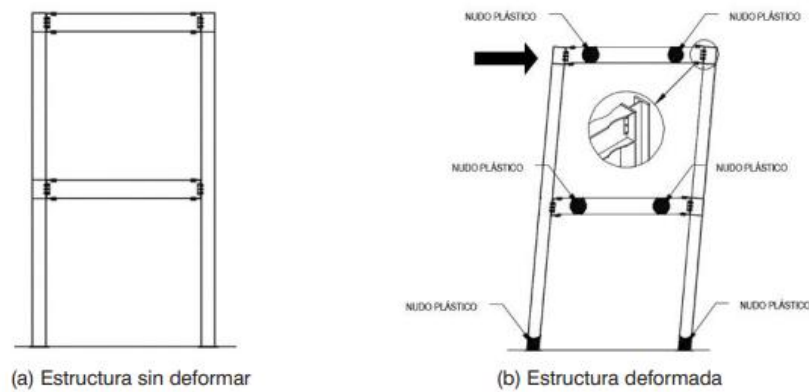
2.7.1 Clasificación de pórticos resistentes a momento

Los pórticos resistentes a momento utilizan conexiones rígidas entre vigas y columnas para resistir cargas laterales. La ductilidad del sistema se concentra en la

formación de rótulas plásticas en las vigas, mientras que las columnas y las conexiones mantienen un comportamiento elástico, garantizando la estabilidad y el adecuado desempeño estructural frente a acciones sísmicas.

Figura 7.

Sistema aporcionado



Nota. En la figura se puede observar el comportamiento de una estructura aporcionada a momento, sometido a cargas sísmicas. Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.7.1.1 Pórticos ordinarios a momentos (OMF)

Los pórticos ordinarios resistentes a momento (OMF: Ordinary Moment Frame), se emplean principalmente en zonas de baja a moderada actividad sísmica. Este sistema estructural presenta conexiones articuladas con la capacidad de rotación y un comportamiento relativamente flexible, por lo que se diseña para soportar deformaciones inelásticas limitadas. Los OMF no requieren el uso de conexiones pre-calificadas ni la realización de pruebas de ensayos experimentales conforme a la normativa AISC, lo que reduce la complejidad del diseño y permite un costo de implementación moderado debido a exigencias normativas menos estrictas.

2.7.1.2 Pórticos especiales de momentos (SMF)

Los pórticos especiales a momento (SMF: Special Moment Frame) se emplean en zonas de alta sismicidad, están compuesto por conexiones rígidas, ya sean monolíticas o mixtas entre acero y hormigón armado, las cuales garantizan altos niveles de y una adecuada capacidad de deformación inelástica. Este sistema estructural disipa la energía sísmica mediante un comportamiento histérico, lo que permite reducir la demanda de fuerzas sísmicas y controlar fenómenos como el pandeo local, haciendo que este tipo de pórtico sea apropiado para edificaciones. (Chacha & Sánchez, 2016)

2.7.1.3 Pórticos intermedios de momentos (IMF)

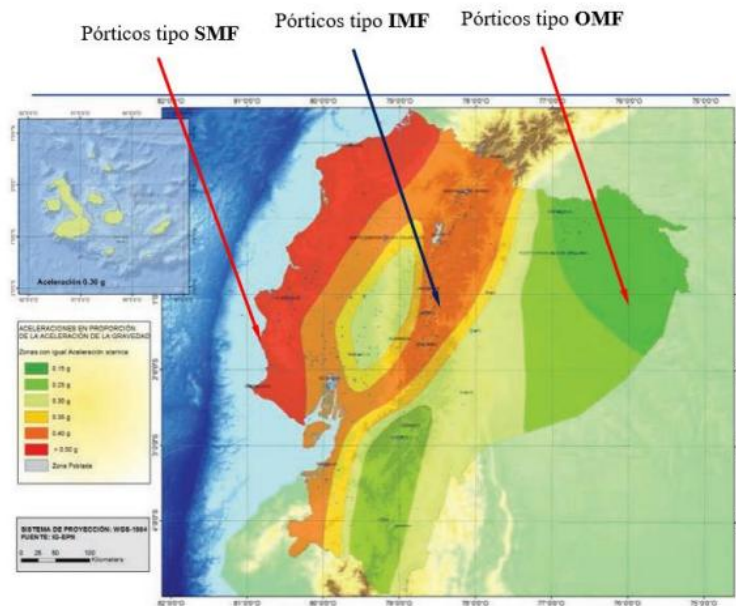
Los Pórticos resistentes intermedios de momentos (IMF: Intermediate Moment Frame) se utilizan en zonas de sismicidad moderada. Estos sistemas estructurales presentan un comportamiento intermedio entre los pórticos ordinarios (OMF) y los pórticos especiales (SMF), ya que combinan requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad, permitiendo un desempeño sísmico adecuado sin alcanzar las exigencias más estrictas de los sistemas altamente dúctiles.

2.7.2 Tipos de pórticos estructurales según la demanda sísmica en el Ecuador

Los pórticos estructurales se clasifican principalmente en pórticos ordinarios, intermedios y especiales, se acuerdo a su exigencia sísmica y control de deformaciones. En la Figura 8 se presenta el tipo de pórtico estructural que debe adoptarse en función de la demanda sísmica correspondiente a cada región del Ecuador.

Figura 8.

Mapa de ubicación de los pórticos según su zona sísmica



Nota. En la figura se observa un ejemplo de localización de los pórticos de acuerdo con su demanda sísmica a nivel del ecuador. Fuente: (Toala, 2025)

2.8 Diseño de elementos estructurales

El diseño de los elementos estructurales de acero en la construcción es fundamental para garantizar la seguridad y durabilidad de las edificaciones que se encargan de resistir fuerzas horizontales y verticales. La normativa American Institute of Steel Construction (AISC), es utilizada en la industria de la construcción en Estados Unidos, para el diseño estructural en acero. En Ecuador, a pesar de disponer de la NEC-SE-AC, la principal referencia es el AISC, la cual promueve a la utilización del acero como material constructivo, esta normativa incluye el desarrollo de especificaciones, códigos, certificación de calidad y desarrollo de mercados. (Espinoza Pezantes, 2024).

2.8.1 Diseño por última resistencia LRFD

El método de diseño por factores de carga y resistencia conocido como LRFD, por sus siglas en inglés (Load and Resistance Factor Design). Este método evalúa una serie de estados límite del perfil, es decir, situaciones en las que el elemento deja de cumplir su función estructural.

Este método considera dos categorías de estado límite. Los estados límites de resistencia, que se basa en la seguridad y capacidad de carga e incluye fenómenos como plastificación del material, el pandeo, la fatiga y la fractura.

2.8.1.1 Factores de resistencia LRFD

El factor de resistencia se define como valores conservadores con respecto a las propiedades de los materiales. Los factores se establecen en función de las solicitaciones estructurales, cuyos valores se presentan en la Tabla 15.

Tabla 15.

Factores de resistencia por el método LRFD

Valor de ϕ	Miembro o conector
0.90	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.90	Miembros en flexión
0.85	Miembros en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

Nota. Adaptado del libro Método de factores de carga y resistencia (LRFD) en construcción. Fuente: (BSG institute, 2015)

2.8.2 Diseño de columnas

2.8.2.1 Resistencia de diseño en columnas

La resistencia de diseño se define como el esfuerzo crítico que puede soportar una columna de forma segura, en función de su esbeltez. Dicha resistencia de diseño se obtiene mediante la aplicación de un factor de resistencia a compresión, por un factor de resistente nominal a la compresión axial, que debe ser mayor que la carga ultima requerida.

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Dónde:

P_n : Resistencia nominal a la compresión axial de la columna

F_{cr} : Esfuerzo critico de pandeo

A_g : Área bruta la sección

2.8.2.2 Longitud efectiva de las columnas (k)

Es la distancia libre entre los apoyos laterales que intervienen en el cálculo de la esbeltez y permite evaluar correctamente el pandeo de un elemento estructural en relación con su capacidad para resistir cargas axiales.

Tabla 16.

Factor de longitud efectiva (k)

La forma pandeada de las columnas se muestra con líneas entrecortadas	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de k	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0

Valor recomendado para K, cuando está cerca de las condiciones ideales	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
--	------	-----	-----	-----	-----	-----

Nota. La figura muestra el valor del valor de longitud efectiva (K). Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

2.8.2.3 Fuerza de pandeo debido a la flexión

El pandeo lateral debido a la flexión se produce cuando el perfil instalado de forma vertical es sometido a cargas gravitacionales y por ser esbelto comienza a tener una deflexión lateral

a)

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

b)

$$\frac{KL}{r} \geq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Dónde:

L: Longitud de la columna

K: Factor de Longitud efectiva

KL: Longitud efectiva de la columna

Fe: Esfuerzo de pandeo elástico

E: Modulo de elasticidad del acero

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero

Fcr: Esfuerzo critico

r: Radio de giro

2.8.2.4 Demanda vs capacidad de la columna

La demanda vs capacidad permite evaluar la seguridad y el desempeño del elemento estructural frente a distintas acciones. La demanda es la definición de capacidad que va a soportar la sección frente a cargas solicitantes. La capacidad es la resistencia máxima que puede soportar el perfil con respecto al material antes de llevar a su estado de falla.

$$\frac{Pu}{Pu \text{ resistente}} < 1.0$$

2.8.2.5 Verificación de esbeltez local de acuerdo a su compacidad

En esta sección se determina la compacidad de la columna con base a la relación Ancho–Espesor de los elementos sometidos a compresión.

Tabla 17.

Limitación de la relación ancho-espesor para elementos de compresión dúctiles y altamente dúctiles

Elementos alta mente dúctiles	Elementos moderadamente dúctiles
<i>para : $C_a \leq 0.125$</i>	
$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} * (1 - 1.04 * C_a)$	$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} * (1 - 3.04 * C_a)$
<i>para : $C_a > 0.125$</i>	
$0.88 * \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} * (2.93 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} * (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$

Nota. La tabla muestra la relación h/t para secciones en forma de cajón armado. Fuente:

(AISC-358, 2016)

2.8.3 Diseño de vigas secundarias

El diseño de vigas secundarias las cuales están sometidas principalmente a cargas de gravedad, cuya función es distribuir el peso de manera eficiente.

2.8.3.1 Resistencia crítica a la flexión torsional

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

2.8.3.2 Longitudes límites L_b , L_p y L_r

L_b

$$L_b = \frac{\text{Longitud de la viga}}{\# \text{ de apoyos}}$$

Dónde:

L_b : Longitud no arriostrada

L_p

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Dónde:

L_p : Longitud límite para el pandeo lateral torsional elástico

E : Modulo de elasticidad del acero

r_y : Radio de giro alrededor del eje y-y

L_r

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}}$$

Dónde:

Lr: Longitud lateral no arriostrada crítica

r_t: Radio de giro efectivo para el pandeo torsional lateral

J_c: Constante torsional

S_x: Modulo de sección elástico alrededor del eje x-x

h_o: distancia entre los centros de los patines

f_y: Limite elástico del acero

E: Modulo de elasticidad del acero

2.8.3.3 Comportamiento de la viga de acuerdo a la zona

Cuando $l_b \leq l_p$

$$M_n = M_p = Z_x * F_y * 0.9$$

Cuando $l_p < l_b \leq l_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7f_y S_x) \left(\frac{l_b - l_p}{l_r - l_p} \right) \right] \leq M_p$$

Cuando $l_b > l_r$:

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

2.8.3.4 Resistencia nominal

$$M_n = M_p = Z_x * F_y * 0.9$$

Donde:

M_p: Momento plástico

F_y: Tensión de la fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado

Z_x: Modulo de la sección plástica en torno al eje x-x

2.8.3.5 Demanda vs Capacidad

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{\text{Momento Ultimo}}{\text{Momento plastico}} \leq 1.0$$

2.8.4 Vigas principales

Las vigas principales se encargan de transmitir las cargas hacia las columnas

2.8.4.1 Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión es la capacidad de un elemento estructural el cual es diseñado para resistir los momentos flectores de forma segura, considerando el límite de la fluencia

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dónde:

M_u : Momento ultimo

M_n : Momento nominal

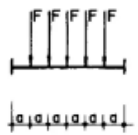
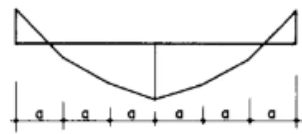
ϕ : Factor de reducción a la flexión

2.8.4.2 Momento último

El sistema de cálculo para el momento último de una viga principal, es mediante el uso de expresiones de empotramiento perfecto de la Tabla 18, las cuales nos permite determinar el momento último, mediante el número de cargas que actúen sobre la viga

Tabla 18.

Momentos de empotramiento perfecto

SOLICITACION	MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO	REACCIONES EN LOS APOYOS	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES
 <p>nº de fuerzas = n-1</p>	$M_A = -\frac{F(1)(n^2-1)}{12n}$ $M_B = -\frac{F(1)(n^2-1)}{12n}$	$R_A = \frac{n-1}{2}F$ $R_B = \frac{n-1}{2}F$	

Nota. La tabla muestra un proceso alternativo para la determinación del momento flector de una viga empotrada. Fuente: (Client Challenge, s.f.)

$$Ma = \frac{F * l * (n^2 - 1)}{12 * n}$$

$$n = 2k + 1$$

Dónde:

Ma: Momento flector

F: Carga individual

L: longitud de la viga

n: Fuerzas aplicadas en la viga

2k: Número de cargas existentes en la viga

2.8.4.3 Demanda vs capacidad

$$\frac{\text{Momento Ultimo}}{\text{Momento nominal}} \leq 1.0$$

2.8.5 Diseño de losa colaborante

La losa colaborante es un sistema estructural que funciona de manera conjunta entre una lámina de acero galvanizado de forma trapezoidal y el hormigón, permitiendo reducir el peso propio de la estructura y eliminando la necesidad del encofrado tradicional y acero de refuerzo.

2.8.5.1 Altura máxima

$$h_{max} = \frac{Lm * (0.8 + \frac{fy}{15000})}{36 + 5\beta(\alpha - 0.12)}$$

Dónde:

Lm: Luz mayor

Fy: esfuerzo de fluencia del material

β: relación entre la luz mayor/Luz menor

α : Relación de rigidez

2.8.5.2 *Altura mínima*

$$h_{min} = \frac{Lm * (0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 9\beta}$$

Dónde:

Lm: Luz mayor

Fy: Esfuerzo de fluencia del material

β : Relación entre la luz mayor/Luz menor

α : Relación de rigidez

2.8.5.3 *Control de deflexión*

El control de la deflexión en la losa colaborante permite controlar a deformación vertical producida por las cargas verticales aplicadas, garantizando la seguridad y la funcionalidad del elemento estructural.

2.8.5.4 *Deflexión admisible*

$$\delta_{max} = \frac{Lm * 100}{180}$$

Dónde:

Lm: Luz mayor

2.8.5.5 *Deflexión Calculada*

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 * Wd_{sd} * (L_{sd} * 100)^4}{Es * I_{sd} * b}$$

Dónde:

δ_{cal} : Deflexión calculada

Wd_{sd}: Carga muerta por unidad de longitud

L_{sd}: Luz libre de la losa (m)

Es: Modulo de elasticidad del acero

Isd: Inercia de la sección

b: Ancho de análisis (m)

2.8.5.6 Cumplimiento de deflexión

$$\delta_{cal} < \delta_{adm}$$

Dónde:

δ_{cal} : Deflexión calculada

δ_{adm} : Deflexión admisible

2.9 Diseño de cimentación

La cimentación es el elemento estructural que está ubicada bajo el terreno, encargado de transmitir las cargas de la estructura al suelo, garantizando que los esfuerzos se distribuyan adecuadamente sin provocar asentamientos excesivos ni fallas. En esta etapa se define el tipo de cimentación, las dimensiones, el pedestal y la ubicación del acero de refuerzo. Elementos que se pueden observar en la Figura 9.

Figura 9

Cimentación en 3D



Nota. La figura se muestra una vista 3D de los componentes que conforma una cimentación. Fuente: (Arquitek3D, 2024)

2.9.1 Pedestal

El pedestal es un elemento estructural diseñado para transmitir las cargas de la estructura a la zapata. Su uso común mente se aplica en columnas de acero estructural. Generalmente suelen ser como columnas cortas de secciones anchas y alturas cortas, lo que limita el pandeo.

2.9.1.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión en pedestales se la puede determinar con la siguiente expresión:

$$\Phi P_n = 0.8 * \Phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_g + A_{st} * f_y]$$

2.9.1.2 Acero de refuerzo

En el cálculo del acero de refuerzo transversal de un pedestal se determina conforme a la cuantía mínima.

$$\rho = 0.001 * b * d$$

2.9.2 Zapata

La zapata es un elemento de la cimentación que transmite los esfuerzos de la estructura al suelo de manera uniforme. El área requerida se determina en función de las cargas de servicio y la capacidad portante del suelo

$$\text{Área}_{requerida} = \frac{P_s}{q_a}$$

2.10 Diseño de conexiones

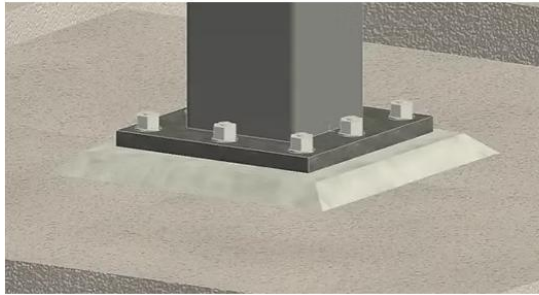
2.10.1 Diseño de placa base

El diseño de la placa base permite vincular la cimentación con la columna metálica, garantizando la adecuada transmisión uniforme las cargas axiales hacia el

elemento de apoyo, Además, ayuda a la estabilidad de la columna mediante la unión soldada y pernos de anclaje permitiendo una correcta alineación y un montaje estructural más preciso durante la ejecución de la obra.

Figura 10.

Placa base 3D



Nota. La figura presenta una vista 3D de la geometría y espesor de la placa base. Fuente: (Dibujante Estructural, 2025)

2.10.1.1. Momentos en la base de la placa

Los momentos en la base de la placa se determinan considerando el 10% de la dimensión de la base de la columna por la carga que es transmitida a la placa.

$$Mu = Pu * bc * 0.1$$

2.10.1.2 Esfuerzos en la base de la placa

$$q_1 = \frac{Pu}{Bp * Hp} + \frac{6 * Mu}{Hp * Bp^2}$$

$$q_2 = \frac{Pu}{Bp * Hp} - \frac{6 * Mu}{Hp * Bp^2}$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2) * Bp - m}{Bp} + q_2$$

Dónde:

Pu: Carga ultima aplicada

Bp: Base de la placa

Hp: Altura de la placa

Mu: Momento último en la placa

2.10.1.3 Distancia m y n en el diseño de la placa

Son distancias definidas por la geometría de la columna y la placa base, medidas desde la cara de la columna hasta los bordes de la placa en sus dos direcciones

m)

$$m = bc + 0.05 * xp$$

Dónde:

m: Distancia desde el interior de la columna hasta el borde de la placa

bc: Base de la columna

xp: distancia del volado de la placa

n)

$$n = hc + 0.05 * xp$$

Dónde:

n: Distancia desde el interior de la columna hasta el borde de la placa

hc: Altura de la columna

xp: Distancia del volado de la placa

2.10.1.4 Momentos en la distancia m, n de la placa

$$M_{placa} = \frac{m^2(q_3 + 2 * q_1)}{6} * Hp$$

$$M_{placa} = \frac{n^2(q_3 + 2 * q_1)}{6} * Bp$$

2.10.1.5 Espesor de la placa

En la determinación del espesor de la placa, el momento generado en la placa en función de la geometría y propiedades mecánicas de la placa base.

$$e = \sqrt{\frac{6 * Mp}{Fy * Hp}}$$

Dónde:

e: Espesor de la placa

Mp: Momento en la distancia m y n

Fy: Fluencia del acero

Hp: Altura de la placa

2.10.2 Diseño de anclaje

Los anclajes son elementos constructivos que permiten la unión de la placa base y la cimentación, garantizando la estabilidad y seguridad en proyectos que requieren pedestales o columnas robustas.

Figura 11.

Anclaje 3D



Nota. La figura presenta una vista 3D de la forma de un anclaje tipo (L). Fuente: (NASA, 2025)

2.10.2.1 Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción es la capacidad que tiene el anclaje frente a fuerzas de tensión antes de fallar.

$$Rs = \emptyset * \#var * Ae * Fut$$

Dónde:

Rs: Resistencia del acero a tracción

Ø: Factor de reducción de resistencia

#var: Número de barras de acero o varillas

Ae: Área efectiva de las barras de acero

Fut: Resistencia ultima a la tracción del acero

2.10.2.2 Desprendimiento del hormigón

$$N_{cbg} = \phi * \frac{A_n}{A_{No}} * \psi_1 * \psi_2 * \psi_3 * N_b$$

Dónde:

Ncbg: Resistencia nominal al desprendimiento del hormigón

Ø: Factor de reducción de resistencia

An: Área del pedestal

A No: Área proyectada de rotura por tracción

Ψ1, Ψ2, Ψ3: Factores de modificación que consideran condiciones como figuración del hormigón

Nb: Resistencia al arrancamiento del hormigón

2.10.2.3 Arrancamiento del anclaje

$$N_{pn} = \phi * \Psi_4 * N_p$$

Dónde:

Npn: Resistencia nominal al arrancamiento

Ψ4: Factor de modificación que considera las condiciones del hormigón

Np: Resistencia a la extracción por deslizamiento

2.10.2.4 Resistencia nominal al corte

$$V_s = \phi * \# var * 0.6 * A var * F_u$$

Dónde:

V_s : Resistencia nominal al corte

ϕ : Factor de reducción de resistencia

#var: Número de varillas o pernos

A_{var} : Área de la sección transversal de la varilla o perno

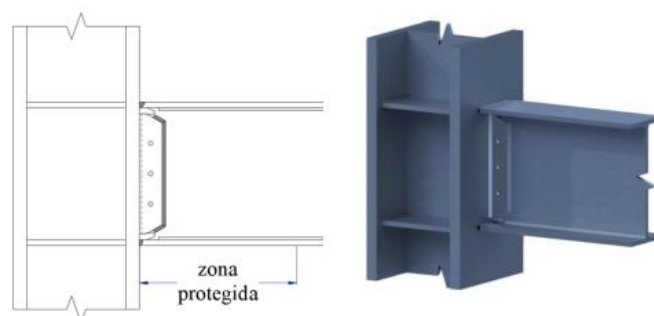
F_u : Resistencia ultima a tracción del tipo de acero

2.10.3 Conexión WUF-W

La conexión WUF-W (Welded Unreinforced Frange–Welded Web) representa un componente clave en el desempeño sísmico de los pórticos resistentes a momento, ya que las uniones viga–columna condicionan la seguridad de la estructura. La conexión tipo WUF-W está diseñada para que falle la viga y no la columna. La transmisión de esfuerzos se garantiza mediante la soldadura de penetración completa (CJP), entre el alma de la viga y la cara de la columna, incorporando una placa de conexión. Así mismo, se considera perforaciones establecidos en los extremos del alma de acuerdo con los criterios establecidos en (AISC.341, 2016)

Figura 12.

Conexión WUF-W 3D



Nota. La figura presenta una vista 3D detallada de la conexión tipo WUF-W, donde se aprecia la unión viga-columna. Fuente: (ANSI/AISC 358,2018)

2.10.3.1 Parámetros y limitaciones de la conexión WUF-W

Con el propósito de que una viga sea considerada apta para una conexión tipo WUF-W, deben considerarse ciertos parámetros físicos y mecánicos, que ayude a garantizar un comportamiento adecuado frente a las amenazas sísmicas. Dichos parámetros se encuentran establecidos en la Tabla 19.

Tabla 19.

Parámetros y limitaciones de la conexión WUF-W

Sistema de marco aplicable	SMF, IMF
Ubicación de la rótula plástica	
Limitaciones de la Viga	
Peralte máximo	W 920 mm (W36)
Peso máximo	224 kg/m (150lb/pie)
Espesor máximo de alas (t_{bf})	25mm (1in)
Razón entre el claro y peralte	SMF: ≥ 7 o, IMF: ≥ 5
Limitaciones de la Columna	
Peralte máximo	W 920 mm (W36)
Peso máximo	No hay
Espesor máximo de alas (t_{cf})	No hay
Relación ancho-espesor	— —

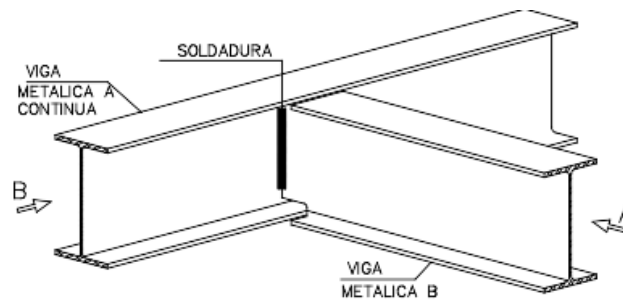
Nota. La tabla presenta los parámetros que deben cumplirse en una viga principal para que sea considerada una conexión tipo WUF-W. Fuente: (AISC-358, 2016)

2.10.4 Conexión Viga principal-Viga secundaria

La conexión Viga principal-Viga secundaria se diseña de modo que la viga secundaria no transmita momento flector y que funcione como un elemento simplemente apoyado, destinado a resistir esfuerzos a cortante. En algunos casos, la unión de la viga secundaria a la viga principal se realiza mediante soldadura de filete aplicada a $\frac{3}{4}$ del alma de la viga secundaria.

Figura 13.

Conexión Viga principal-Viga secundaria en 3D



Nota. La figura presenta una vista 3D detallada de la conexión Viga principal-Viga secundaria, donde se aprecia la soldadura de filete. Fuente: (BIBLIOCAD, s.f.)

2.11 Definición de Building Information Moleding

El Building Information Modeling (BIM), o en español, modelado de información de la construcción, es una representación integral aplicada en la ejecución de un proyecto que abarca desde su inicio, operación y final, donde el principal objetivo siempre será optimizar los recursos que se encuentren disponibles y reducir el desperdicio que se pueda generar en obra.

Al aplicar esta metodología BIM, se busca predecir y resolver eficientemente cualquier problema antes de empezar con la construcción. La capacidad de poder simular el comportamiento de todos los elementos constructivos antes de su ejecución permite evaluar de forma real para optimizar el desempeño, costo y tiempo. (Ingenieros civiles.es, 2025).

2.11.1 Origen y evolución del BIM

El BIM (Building Information Modeling) surge a partir de una serie de avances tecnológicos impulsados por empresas que compiten por liderar el desarrollo de software de modelado 3D en la construcción. No existe una fecha específica de su creación, pero

se reconoce como referencia los primeros intentos de modelación digital realizados por Douglas C. Engelbart en 1962.

El desarrollo de la metodología BIM ha ido evolucionando, incorporando nuevas dimensiones como se puede ver en la Figura 14.

Figura 14.

Dimensiones BIM



Nota. En la figura se puede observar los niveles o procesos de información que se van adaptando al modelo digital. Fuente: (EditecaPizarro,2025)

2.12 Aplicación del BIM en el Ecuador

Según Moyón Silva & Samaniego Amaguaya (2023), señala que en el Ecuador la adaptación del Building Information Modeling (BIM) en el sector privado presenta un uso limitado, mientras que en el sector público su aplicación es prácticamente nula. Esta situación ocasiona una menor competitividad frente a las empresas constructoras extranjeras, limitando la capacidad de innovación y eficiencia en el sector local.

2.12.1 Herramientas BIM utilizadas en el Ecuador

Las herramientas BIM (Building Information Modeling), son softwares especializados en el modelado tridimensional de proyectos constructivos. Estas herramientas permiten gestionar, coordinar y analizar todo el proceso constructivo. Para

el diseño, desarrollo y modelado de estructuras metálicas son Revit Structures y Tekla Structures. Estos programas permiten la generación de modelos especiales que integran información geométrica, estructural y constructiva del proyecto.

2.12.1.1 Tekla Structures

El software Tekla Structures es una herramienta de la metodología BIM que posibilita el modelado y detallado de conexiones estructurales, incluyendo pernos y soldaduras. Permite la generación automática de planos de fabricación y montaje, así como lista de materiales y cantidades precisas. Esta automatización permite optimizar el tiempo en la elaboración de planos y obtención de cantidades.

2.13 ¿Qué es un análisis de precios unitarios?

El Análisis de Precios Unitario (APU) es una herramienta que se utiliza para calcular el costo de cada unidad de obra o actividad de un proyecto, la cual se debe medir en (m, m², m³, kg, entre otros). A través del APU se determina el precio unitario de cada componente de la construcción permitiendo una mejor planificación, control y gestión de los costos de un proyecto de construcción. Los componentes que conforman un APU son: equipos y herramientas, mano de obra, materiales y transporte (Bc Consult, 2024).

2.14 Importancia del análisis de precios unitarios

Entre los beneficios del análisis de precios unitarios es la capacidad que se tiene para obtener transparencia y precisión en el presupuesto, al momento de realizar un desglose los contribuyentes pueden calcular los recursos necesarios para cada fase del proyecto. Mediante la fase de planificación en el control de precios del proyecto se pueden identificar desviaciones tempranas para poder tomar las adecuadas medidas, la capacidad para tener datos históricos y métricas de rendimiento permiten ser utilizados para mejorar la ejecución y planificación del proyecto (Constructivo, 2024).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de Investigación

Para este proyecto se aplicará una investigación aplicada, basada en la investigación, recopilación, y conocimiento. Para Murillo (2008) la investigación aplicada recibe también el nombre de “Investigación práctica o empírica “que se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos, a la vez que se adquieren otros, después de implementar y sistematizar la práctica basada en la investigación. El uso de conocimiento y resultados de investigación que da como resultado una forma rigurosa organizada y sistemática de conocer la realidad. De esta manera la investigación nos permitirá resolver el problema aplicando los conocimientos adquiridos durante estos años de estudio acompañado de la investigación aplicada.

3.2 Método de investigación

3.2.1 Método analítico

Se optó por el método analítico para este proyecto, ya que permite analizar los procesos de construcción de cada elemento constructivo de manera individual hasta relacionarlos de manera. este enfoque ayuda a la comprensión del diseño, planificación y gestión de la construcción (Carvajal, 2019)

3.3 Técnicas de recolección de información

Se recogerá la información mediante la revisión de fuentes bibliográficas, normativas nacionales e internacionales, así como estudios adquirida durante los semestres. Según Narváez M. (2009), el uso de múltiples técnicas y fuentes de recolección

de información refuerza la credibilidad de los resultados y permite incluir diferentes interpretaciones y significados en el análisis de datos.

3.4 Proceso técnico de Ingeniería Civil

3.4.1 Revisión de normativas nacionales e internacionales

Se consultará normativas nacionales e internacionales aplicadas al diseño estructural con el objetivo del desarrollo del proyecto. En este proceso se llevará a cabo el análisis de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15; así como también códigos internacionales como el AISC (American Institute of Steel Construction), con el propósito de identificar la similitud, diferencia y buenas prácticas que contribuyan al diseño de la estructura.

3.4.2 Exportación del diseño estructural al software BIM

Una vez definido el diseño estructural mediante los softwares especializados, se procederá a la exportación del modelo hacia una metodología BIM. Este proceso ayudará a la integración de técnicas y herramientas, permitiendo una visualización más detallada de elementos estructurales como: vigas, columnas, zapatas, conexiones en acero, etc.

3.4.3 Cantidades de obra y presupuesto

Una vez realizado el modelamiento en el software BIM, se obtendrá la cuantificación de cantidades de obra más exacta y detallada contribuyendo a la disminución de errores al momento de la construcción. Esta actividad se desarrollará aplicando el Análisis de Precios Unitarios (APU), el cual permitirá obtener costos de los materiales, mano de obra, equipos y transporte, así como también el uso de costos indirectos.

3.4.4 Cronograma de actividades

Después de haber realizado el modelamiento de la estructura en el software BIM, se procede un cronograma de actividades, el cual detalla las y definen las fases principales del proceso constructivo, permitiendo una adecuada planificación y control de la obra.

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Método de diseño

El presente proyecto se realizará con el uso de la metodológica de diseño por ultima resistencia (LRFD) para el análisis y predimensionamiento de los elementos estructurales. Este método permite evaluar las deformaciones de la estructura hasta alcanzar los estados limites, aprovechando al máximo la ductilidad del material. De esta manera, se garantiza que la estructura se deforme lo suficiente antes de llegar al colapso, permitiendo la evacuación segura.

4.2 Área de construcción

Para el diseño de la estructura se consideran las dimensiones del terreno, que presenta un área aproximada de 200m², con una luz máxima de 4.20 m en el eje (x) y 3.8 m en el eje (y). La altura libre entre pisos se establece de 2.8m, mientras que la altura total incluido la tapa grada, alcanza los 8.4 m medida desde en nivel de referencia cero

4.3 Análisis de cargas para la vivienda multifamiliar

Para el análisis de cargas se utilizará las especificaciones de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG.

4.3.1 Carga Muerta (CM)

En la cuantificación de la carga muerta, se considerarán los parámetros establecidos por la NEC-SE-CG, los cuales son valores referenciales a los materiales y a las cargas permanentes.

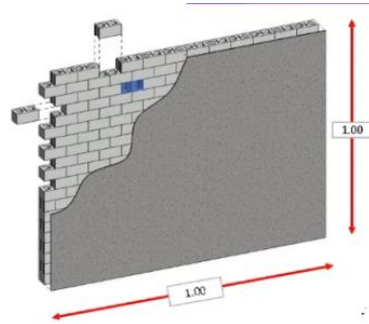
4.3.2 Peso Mampostería

El peso de la mampostería se determina a partir de un análisis detallado de sus elementos, tal como se presenta en la Tabla 20.

Tabla 20.

Detalle de la mampostería

Descripción	Símbolo	Valor
Peso del Bloque (40x20x15 cm)	W bloq	15.0 kg
Bloques	No. Bloq	11 U
Junta horizontal	Jh	0.02 m
Junta vertical	Jv	0.02 m
Espesor enlucido	e enlu	0.02 m



Nota: En la tabla se muestra a detalle cada elemento de la mampostería. Elaborado por:

EL autor

$$W_{enlucido} = \left(1m \times 1m \times 0.02m * \frac{2100kg}{m^3} \right) = 42.0 kg$$

$$W_{bloque} = 12 u * 12.5kg = 150.0 kg$$

$$W_{juntas} = 0.012m^3 * 2100 \frac{kg}{m^3} = 26.05 kg$$

$$W_{mamposteria} = W_{enlucido} + W_{bloque} + W_{juntas} * 1m^2 = 218.05 \frac{kg}{m^2}$$

4.3.3 Peso acabados de piso

Con base en la Tabla 8, apartado G. “Contrapisos y recubrimientos”, de la NEC-SE-GC se establece que, para baldosa de cerámica con mortero de cemento, el valor es de 0.20 kN/m² por cada cm, de espesor.

A partir de este criterio normativo, se determina el peso de la carga de los acabados del piso. Para el cálculo, se adaptó un espesor de 3 cm de la cerámica y el mortero

$$W_{acabados} = 0.20 \frac{kN}{m^2} * espesor$$

$$W_{acabados} = 0.20 \frac{kN}{m^2} * 3 = 0.60 \frac{kN}{m^2} = 60 \frac{kg}{m^2}$$

4.3.4 Peso instalaciones

Para el cálculo de las instalaciones de la vivienda se adoptó un valor de:

$$W_{instalaciones} = 10 \frac{kg}{cm^2}$$

4.3.5 Peso propio de losa colaborante

Para la estimación del peso propio de la losa colaborante, se cuenta con los valores de los pesos por metro cuadrado para cada tipo de espesor y altura, los cuales son proporcionado por la empresa NOVACERO. Esta información se presenta en la Tabla 21.

Tabla 21.*Propiedades de la sección compuesta Novalosa 55 mm*

Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Volumen hormigón (m³/m²)	Peso hormigón (kg/m²)	Id {b} (cm²/m)	ΦsMno {c} (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875

Nota. La tabla muestra las propiedades de la Novalosa 55mm. Fuente: Catalogo (NOVACERO, 2021)

Para la estructura considerada, se emplea una Novalosa de 55 mm, cuyos valores de peso por metro cuadrado de la loseta de hormigón es de:

$$W_{loseta\ hormigon} = 203.8 \frac{kg}{m^2}$$

Tabla 22.*Propiedades de la sección simple Novalosa 55*

Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m²)	Ie+ (cm⁴/m)	Se+ (cm³/m)	Se- (cm³/m)	As (cm²/m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03
1,00	9,82	52,38	16,76	18,84	12,02

Nota. la tabla muestra las propiedades de la Sección simple de acuerdo con su espesor de 0.76 mm. Fuente: Catalogo (NOVACERO, 2021)

Para la estructura considerada, se emplea una Novalosa de 55mm de altura y un espesor de 0.76 mm, cuyos valores de peso por metro cuadrado del perfil Deck es de:

$$W_{deck} = 7.47 \frac{kg}{m^2}$$

$$CM_{losa\ colaborante} = W_{deck} + W_{loseta} = 211.27 \frac{kg}{m^2}$$

4.3.6 Carga Viva (CV)

La carga viva habla sobre las cargas variables que pueden actuar sobre una estructura en el tiempo de vida útil de la estructura. De acuerdo con la NEC SE-SG, se establece un valor normativo de:

$$CV = \frac{2kN}{m^2} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

4.3.7 Carga Granizo (S)

la carga granizo es considerada únicamente cuando la cubierta presenta una pendiente menor al 5%. De acuerdo con la NEC-SE-SG, se considera el valor de:

$$S = 1 \frac{kN}{m^2} = 101.10 \frac{kg}{m^2}$$

4.3.8 Resumen de cargas

Las cargas permanentes y las cargas variables que actúan sobre la estructura se encuentran cuantificadas y definidas conforme a las especificaciones de la normativa NEC-SE-CG, sus valores se presenta en la Tabla 23.

Tabla 23.

Cargas a considerar en la estructura

Cargas permanentes		
Tipo de carga	Ocupación	Carga uniforme (kg/m2)
Carga muerta (CM)	Mampostería	218.05
	Acabados	60.00
	Instalaciones	10.00
	Losa colaborante	211.27
TOTAL		499.32
Cargas variables		
Carga viva (CV)	Vivienda	200.0

Carga granizo (S)	Cubierta	101.10
-------------------	----------	--------

Nota. En la tabla se muestra los detalles y valores de las cargas a considerar de la estructura. Elaborado por: El autor

4.4 Carga Sísmica

Este proceso permite evaluar la demanda sísmica en función de su ubicación, en la cual se clasifica el tipo de suelo y sus condiciones sísmicas del suelo que establecerá el espectro de respuesta.

Tabla 24.

Detalle de cargas sísmicas según la NEC-SE-DS

1.0 Factor de importancia y uso de la estructura		
Otras categorías	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Estructura	Todas las estructuras de edificaciones que no estén dentro de las categorías antes mencionadas	1.0
2.0 Valores del factor Z en función de la zona sísmica		
	Zona sísmica	II
	Factor Z	0.4
	Característica del peligro sísmico	Alta
3.0 Coeficientes de perfil del suelo para el área de estudio		
		Fa= 1.2
Tipo de perfil del suelo D		Fd=1.19
		Fs=1.28
4.0 Valor de relación de amplificación espectral, η		
	Provincia de la Sierra	$\eta=2.48$

Factor usado en el espectro de diseño elástico, r

Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r=1$

5.0 Coeficientes de irregularidad en planta

$$\emptyset_{pi} \quad 1$$

6.0 Coeficiente de elevación en planta

$$\emptyset_e \quad 0.9$$

7.0 Factor de reducción R

Pórticos especiales sismorresistentes, de acero laminado

en caliente o con elementos armados de placas 8

Nota. La tabla muestra los valores de cargas sísmicas consideradas. Fuente: (NEC-SE-DS,2015)

4.5 Periodo de vibración

El periodo de vibración es el tiempo que demora un objeto en llegar a su sitio inicial

4.5.1 Método 1

El coeficiente C_t y la potencia α son tomando de la Tabla 12.

$$T_1 = C_t * h n^\alpha$$

$$T_1 = 0.072 * 8.4^{0.8} = 0.395 \text{ seg}$$

4.5.2 Método 2

La normativa habla que dicho valor, no debe exceder al 30% del valor calculado por el método 1

$$T_2 = 1.3 * T_1$$

$$T_2 = 1.3 * 0.395 \text{ seg} = 0.514 \text{ seg}$$

4.6 Espectro de respuesta

EL espectro de respuesta se define como la presentación gráfica donde se puede observar las aceleraciones en función del tiempo. Para su elaboración se emplean las siguientes expresiones

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.698$$

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.127$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 = 1.19$$

4.6.1 Aceleración espectral

$$S_a = Z * F_a * \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o} \right] \quad \text{para } T \leq T_c$$

$$S_a = 0.4 * 1.2 * \left[1 + (0.4 - 1) * \frac{0.698}{0.127} \right] = 0.21$$

Tabla 25.

Espectro de respuesta elástico de un suelo tipo D

T (seg)	Sa-D
0	1,19
0,1	1,19
0,2	1,19
0,3	1,19
0,4	1,19
0,5	1,19
0,6	1,19
0,7	1,19
0,8	1,04

0,9	0,92
1	0,83
1,1	0,76
1,2	0,69
1,3	0,64
1,4	0,59
1,5	0,55
1,6	0,52
1,7	0,49
1,8	0,46
1,9	0,44
2	0,42
2,5	0,33
3	0,28
3,5	0,24
4	0,21



Nota. Los valores demuestran los puntos para el diseño de respuesta. Elaborado por: El autor

4.6.7 Cortante basal de diseño (V)

$$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

$$V = \frac{1 * 1.19}{8 * 1 * 0.9} * 293.96 = 43.74 \text{ t}$$

4.7 Predimensionamiento de los elementos estructurales

El predimensionamiento es considerado una etapa fundamental en el proceso de diseño estructural, ya que permite tener una estimación de las dimensiones que puede tener un elemento estructural frente a las disposiciones. Esta etapa es esencial, para evitar secciones que no cumplan con lo requerido o secciones sobredimensionadas que puedan aumentar el presupuesto de la obra.

4.7.1 Columnas

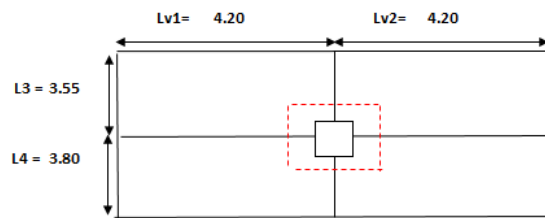
En este apartado se verificará el cumplimiento de las solicitaciones estructurales frente a cargas gravitacionales y sísmicas que actúen en la columna.

4.7.1.1 Área tributaria

Tabla 26

Geometría de la sección crítica

Descripción	Símbolo	Valor
Longitud 1	L1	4.20 m
Longitud 2	L2	4.20 m
Longitud 3	L3	3.55 m
Longitud 4	L4	3.80 m
Número de pisos	Npisos	2
Altura entre piso	Hn	2.8 m



Área tributaria

$$A_{tri} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) * \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2} \right) = 15.44 \text{ m}^2$$

Nota. Se observa las dimensiones y el área tributaria de la sección crítica. Elaborado por:

El autor

4.7.1.2 Carga última

$$Cu = 1.2 * CM + 1.6 * CV$$

$$Cu = 0.92 \text{ T/m}^2$$

$$Pu = \frac{A_{tri} * Cu * Npisos}{0.85} = 33.41 \text{ t}$$

El valor adoptado de 0.85 representar un incremento del 15%, el cual es considerado por el momento que se va presentar.

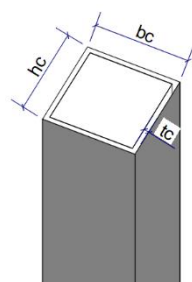
4.7.1.3 Geometría de la columna

Las dimensiones de la columna adoptada se pueden observar en la Tabla 27.

Tabla 27.

Geometría de la columna

Descripción	Símbolo	Valor
Base de la columna	bc	26.0 cm
Altura de la columna	hc	26.0 cm
Espesor de la columna	tc	1.6 cm



Nota. La tabla muestra valores adoptados para el diseño de elemento estructural

Elaborado por: El autor

Tabla 28.

Propiedades mecánicas de la columna

Propiedades mecánicas de la columna (260x260x16 mm)	
Esfuerzo de fluencia del acero (A36)	$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Modulo elástico del acero	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Nota. La tabla se muestra las propiedades mecánicas del perfil adoptado para el diseño.

Elaborado por: El autor

Para el cálculo de predimensionamiento, se selecciona una dirección como referencia debido a la simetría en ambas direcciones.

4.7.1.4 Valor de longitud efectiva (K)

Se adoptó el valor de 1.2 por ser una estructura con columnas continuas

4.7.1.5 Relación de esbeltez

$$e = \frac{K * L}{rx} = 33.40$$

4.7.1.6 Tensión por pandeo nominal

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * 210000}{(33.4)^2} = 18579.16 \frac{kg}{cm^2}$$

4.7.1.7 Esfuerzo crítico de pandeo

$$\text{Cuando: } \frac{K * L}{rx} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$33.4 \leq 42.91$$

$$Fcr = 0.658 \frac{Fy}{Fe} * Fy$$

$$Fcr = 0.658 \frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{18579.16 \frac{kg}{cm^2}} * 2530 \frac{kg}{cm^2} = 2390 \frac{kg}{cm^2}$$

4.7.1.8 Capacidad de la columna

$$P = Fcr * A_{tri.} * 0.9$$

$$Pres = 2390 \frac{kg}{cm^2} * 15.44 \text{ cm}^2 * 0.9 = 296.28 \text{ t}$$

4.7.1.9 Demanda vs Capacidad

Para el análisis de la demanda vs capacidad, se establece un límite del 90% de su capacidad como diseño conservador. Dicho límite no debe ser superado, con el fin de garantizar un comportamiento seguro y prevenir que ocurran fallas estructurales.

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{Pu}{Pres} < 1.0$$

$$\frac{34.55 T}{296.28 T} = 0.12$$

El análisis de la demanda vs capacidad arrojó un resultado de un 11%, dando a conocer que este elemento estructural está trabajando debajo de su capacidad lo que se concluye que la columna cumple con las solicitaciones y cumple con los criterios de diseño estructural

4.7.1.10 Verificación de esbeltez local de acuerdo con su compacidad

En esta sección se determina la compacidad de la columna con base a la relación Ancho–Espesor de los elementos sometidos a compresión. La Tabla 17 presenta los parámetros normativos utilizados para determinar la compacidad de la sección.

4.7.1.10.1 Resistencia a la fluencia nominal

La resistencia a la fluencia es la tensión máxima que puede soportar el material antes de fallar. Con el fin de verificar la sección estructural y determinar su ductilidad, se adopta previamente un factor de ductilidad (R_y), el cual se encuentra en la Tabla 30 en función del material.

Tabla 29.

Factores de ductilidad del acero

Especificación	R_y
ASTM A36	1.3
ASTM 572 Gr. 50	1.1

Nota. La tabla muestra el factor de ductilidad de acuerdo con el tipo de material.

Elaborado por: El autor

Para el diseño de la columna se optó por un coeficiente de 1.3, debido a que la sección corresponde a un acero estructural ASTM A36.

$$R_y = 1.3$$

La Resistencia a la fluencia nominal se debe determinar a partir de la siguiente expresión

$$P_y = R_y * F_y * A_g = 453068.73 \text{ kg}$$

4.7.1.10.2 Coeficiente de resistencia

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c * P_y} = 0.08$$

$$\text{Para } C_a \leq 0.125$$

$$0.08 \leq 0.125$$

Dado el valor de coeficiente resistencia es menor que 0.125, se adopta la primera expresión y verificar si la sección es dúctil o sísmica

$$\frac{b}{e} = \frac{26 \text{ cm}}{1.4 \text{ cm}} = 18.57$$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1.04 * C_a) = 59.41$$

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 3.04 * C_a) = 75.14$$

A partir de los resultados obtenidos, demuestran que la sección analizada es sísmica-compacta, lo que se considera que el elemento estructural es apto, considerando los criterios sismorresistentes.

4.7.2 Losa Colabórate

En este proceso se determina la altura máxima y mínima en función de la luz entre apoyos, de modo que los valores que las estén dentro del rango límite de las deflexiones.

4.7.2.1 Altura máxima

$$h_{max} = \frac{Lm * \left(0.8 + \frac{fy}{15000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha - 0.12)} = 12 \text{ cm}$$

4.7.2.2 Altura mínima

$$h_{min} = \frac{Lm * \left(0.8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 9\beta} = 9 \text{ cm}$$

4.7.2.3 Deflexión admisible

La deflexión admisible es el desplazamiento máximo permitido que puede soportar un elemento frente a cargas.

$$\delta_{max} = \frac{Lm * 100}{180} = 2.33 \text{ cm}$$

4.7.2.4 Deflexión Calculada

La deflexión calculada es el desplazamiento real que puede llegar el elemento estructural bajo acciones de cargas.

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 * Wd_{sd} * (L_{sd} * 100)^4}{Es * I_{sd} * b} = 0.066 \text{ cm}$$

4.7.2.5 Cumplimiento de la deflexión

El cumplimiento de la deflexión debe verificarse, asegurando que la deflexión admisible sea mayor que la deflexión calculada.

$$\delta_{cal} < \delta_{adm}$$

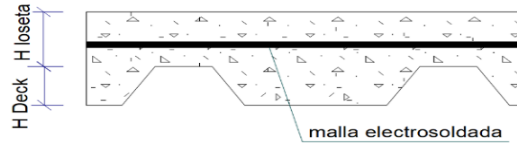
$$0.066 \leq 2.33 \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez realizado el diseño de la losa colaborante, se adopta los valores geométricos indicados en la Tabla 30.

Tabla 30.

Geometría de la losa colaborante

Parámetro	Símbolo	Valor
H loseta	HL	6.0 cm
H Deck	HD	5.5 cm
H total	HTD	11.5 cm



Nota. En la tabla se puede observar las distancias de la losa colaborante. Elaborado por:

El autor

4.7.3 Viga secundaria

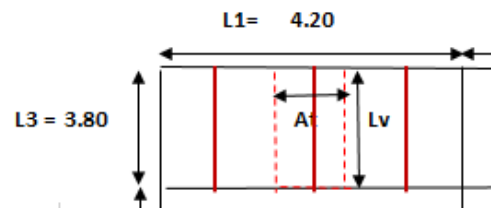
El predimensionamiento de la viga secundaria, se considera una viga simplemente apoyada que soporta cargas verticales, con apoyos articulados que permiten desplazamientos y rotaciones.

4.7.3.1 Ancho tributario de la viga secundaria

Tabla 31.

Geometría de la sección crítica para el predimensionamiento de vigas secundarias

Descripción	Símbolo	Valor (m)
Longitud 1	L1	4.2
Longitud 3	L3	3.8
Número viguetas	Nvigas	3



Ancho tributario

$$A_{tri} = \frac{L3}{Nvigas + 1} = 1.0 \text{ m}^2$$

Nota. Se identifica la longitud del paño crítico y su ancho tributario.

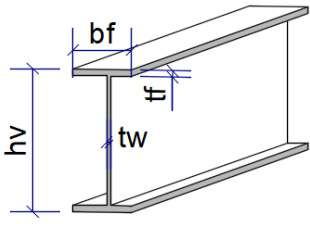
Elaborado por: El autor

4.7.3.2 Geometría de la sección

Tabla 32.

Geometría de la viga secundaria

Parámetro	Símbolo	Valor (cm)
Base del patín	bf	7.4
Altura del patín	tf	0.69
Altura de la viga	hv	16.0
Espesor del alma	tw	0.5



Nota. La tabla muestra valores adoptados para el diseño de la viga secundaria. Elaborado por: El autor

4.7.3.3 Carga última

Representa la carga de diseño mayorada que actúa en la viga secundaria, la cual ayuda a estimar el momento flector máximo y esfuerzo cortante máximo que actúa en la sección

$$Cu = 1.2 * CM + 1.6 * CV = 0.9 \frac{t}{m^2}$$

4.7.3.4 Peso propio de la viga

El peso propio de la viga es la carga permanente que actúa a lo largo del perfil. Para el cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$W_{viga} = Cu * Lv * A_{tri.} + W_{viga} * Lv * 1.2 = 3.45 t$$

4.7.3.5 Carga distribuida

Es la carga que actúa a lo largo de la sección, determinada a partir del peso de la viga en función de la longitud de la viga secundaria.

$$Wr = \frac{W_{viga}}{Lv} = 0.89 \frac{t}{m}$$

4.7.3.6 Momento último

$$Mu = \frac{Wr * Lv^2}{8} = 1.61 \frac{t}{m^2}$$

4.7.3.7 Momento plástico

Tabla 33.

Propiedades mecánicas de la viga secundaria

Propiedades mecánicas de la viga secundaria (160x74x5 mm)	
Modulo elástico del acero	E=2100000 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (A36)	Fy=2530 kg/cm ²
Inercia en sentido X	I _x = 729.0 cm ⁴
Inercia en sentido Y	I _y = 46.75 cm ⁴
Modulo elástico en sentido X	S _x = 91.13 cm ³
Modulo elástico en sentido Y	S _y = 13.64 cm ³
Módulo plástico en sentido X	Z _x = 104.89 cm ³
Módulo plástico en sentido Y	Z _y = 19.81cm ³
Radio de giro en sentido x	R _x = 6.45 cm
Radio de giro en sentido y	R _y = 1.63 cm
Distancia entre centroides	ho= 15.31 cm
Radio de giro del alma en compresión	r _{ts} = 1.98 cm
Momento Polar de Inercia	J = 2.289

Nota. La tabla muestra las propiedades mecánicas de la viga secundaria. Elaborado por:

El autor

4.7.3.8 Coeficiente de modificación por pandeo lateral torsional

La función de este valor es la disminución de la capacidad que resiste el elemento debido a su esbeltez y apoyo

$$Cb = 1.0$$

4.7.3.9 Resistencia crítica a la flexión torsional

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 1957.0$$

4.7.3.10 Definición de número de apoyos

Los apoyos sirven para que no exista pandeo lateral torsional en el patín, lo cual se optado de colocar 4 uniformemente distribuidos a lo largo del patín superior.

$$No. \text{ apoyos} = 4$$

4.7.3.11 Longitudes límites L_b , L_p y L_r

a) L_b

$$L_b = \frac{\text{Longitud de la viga}}{\text{No. de apoyos}} = 76.0 \text{ cm}$$

b) L_p

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 83.0 \text{ cm}$$

c) L_r

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}}$$
$$L_r = 303.0 \text{ cm}$$

4.7.3.12 Comportamiento de la viga de acuerdo con la zona

Cuando: $l_b \leq l_p$

$$M_n = M_p = Z_x * F_y * 0.9$$

Por lo tanto, cumple la primera zona cuando:

$$76.0 \text{ cm} \leq 83.0 \text{ cm}$$

4.7.3.13 Momento plástico de la viga secundaria

$$M_n = M_p = Z_x * f_y * 0.9 = 2.39 \frac{t}{m^2}$$

4.7.3.14 Demanda vs Capacidad

$$\frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{Momento Ultimo}{Momento plastico} \leq 1.0$$

$$0.67 < 1.0 \rightarrow Cumple$$

El resultado representa que el elemento solo está trabajando a un 67% por debajo de su capacidad máxima.

4.7.4 Viga principal

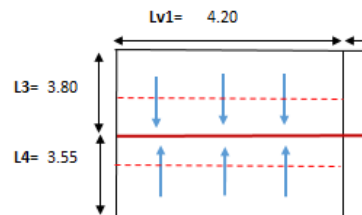
El diseño de la viga principal se toma parámetros de referencia del ancho colaborante, el número de vigas secundarias apoyadas sobre esta, el peso propio de la vigueta y las cargas individuales de cada una de ellas.

4.7.4.1 Ancho tributario

Tabla 34.

Geometría de la sección crítica para el predimensionamiento de la viga principal

Parámetro	Símbolo	Valor
Longitud 1	L1	4.20 m
Longitud 3	L3	3.80 m
Longitud 4	L4	3.55 m
Número viguetas	Nvigas	3.00 u
W vigueta	Wvigueta	3.73 Ton
Conexión	Empotrada (EMP)	



Carga individual

$$P_i = \frac{W \text{ vigueta}}{2} + \frac{L4}{L3} * \frac{W}{2} = 3.27 T$$

Área tributaria

$$A_{tri} = \frac{L3}{Nviga + 1} = 1.0 m^2$$

Nota. En la tabla se identifica las longitudes del paño crítico y su ancho tributario.

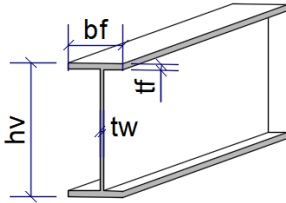
Elaborado por: El autor

4.4.2.2 Geometría de la sección

Tabla 35.

Geometría de la viga principal

Descripción	Símbolo	Valor (cm)
Base del patín	bf	12.00
Altura del patín	tf	0.98
Altura de la viga	hv	24.00
Espesor del alma	tw	0.62



Nota. La tabla muestra valores adoptados para el diseño de la viga principal. Elaborado por: El autor

4.7.4.3 Momento último

Para el cálculo del momento último se optó por la Tabla 15, la cual nos ayuda con un cálculo más preciso de momentos a partir de la cantidad de vigas que estén actuando en el perfil.

$$Mu = \frac{Pi * Lv * (\eta^2 - 1)}{12 * \eta}$$

$$\eta = 2k + 1 = 4$$

$$Mu = \frac{3.27 * 4.20 * (4^2 - 1)}{12 * 4} = 4.0 \frac{t}{m}$$

4.7.4.4 Longitud límite para desarrollar el Momento probable

$$Lp = 1.76 * Ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.40m$$

4.7.4.5 Apoyos laterales

Los apoyos laterales son considerados las vigas secundarias, para lo cual el área tributaria de la viga secundaria actúa como apoyo lateral en la viga principal, este elemento ayuda control del pandeo lateral torsional.

$$A tri = 1m$$

$$Lp > A tri$$

$$1.40 m > 1m$$

4.7.4.6 Momento plástico

Tabla 36.

Propiedades mecánicas de la viga principal

Propiedades mecánicas de la viga principal 240x120x62	
Módulo de elasticidad del material	E=2100000 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (A36)	Fy=2530 kg/cm ²
Área de la viga principal	A = 37.18 cm ²
Módulo plástico en sentido Y	Zy = 72.68 cm ³
Radio de giro en sentido y	Ry = 2.76 cm

Nota. La tabla muestra las propiedades mecánicas de la viga principal. Elaborado por: El autor

El momento plástico permite establecer la capacidad máxima de la viga principal.

Dicho valor se determina a partir de la expresión:

$$Mp = 0.9 * Fy * Zx = 7.88 \frac{t}{m^2}$$

4.7.4.7 Demanda vs Capacidad

$$\frac{\text{Momento último}}{\text{Momento plástico}} = 0.55$$

El resultado representa que el elemento solo está trabajando a un 55% por debajo de su capacidad máxima.

4.7.4.8 Diseño Cortante por gravedad

El cortante por gravedad son todas las cargas permanentes que se encuentran sobre la viga.

$$V_{ug} = \frac{P_i * \text{No. vigas}}{2} = 5.60 t$$

4.7.4.9 Momento probable

$$M_{pr} = 1.1 * R_y * F_y * Z_x$$

$$M_{pr} = 1.1 * 2.76 \text{ cm} * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 346.01 \text{ cm}^3 = 12.52 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

4.7.4.10 Cortante por el momento probable

$$V_{um} = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} = 8.18 t$$

4.7.4.11 Cortante nominal

$$V_n = 0.6 * F_y * A_{tv} * C_v = 20.74 t$$

4.7.4.12 Cortante de diseño (Vu)

El cortante de diseño se determinado como la suma del cortante por gravedad y el cortante asociado por el momento probable (Mpr),

$$V_u = V_{ug} + V_{um} = 13.78$$

Una vez realizada las operaciones correspondientes, se realiza la evaluación, el cual se verifica que el cortante nominal debe ser superior al cortante último.

$$V_n > V_u$$

$$20.74 T > 13.78 T \rightarrow \text{Cumple}$$

4.8 Modelamiento de la estructura en el software ETABS

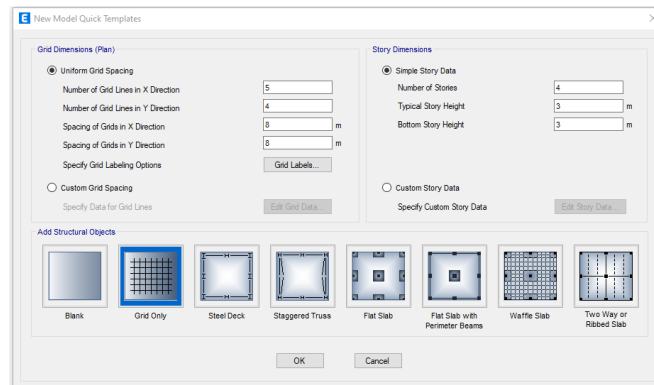
En este apartado se describen los procedimientos empleados para el modelamiento de la estructura mediante el uso del software ETABS. A partir de las dimensiones y perfiles previamente definidos

4.8.1 Definición de grillas

Estas líneas permiten tener una visión de cómo se distribuirá los elementos estructurales, ayudando a tener una correcta ilustración de longitudes.

Figura 15

Determinación de grillas



Nota. Se define el tipo de cuadrícula que será utilizado para el modelado en el software.

Elaborador: El autor

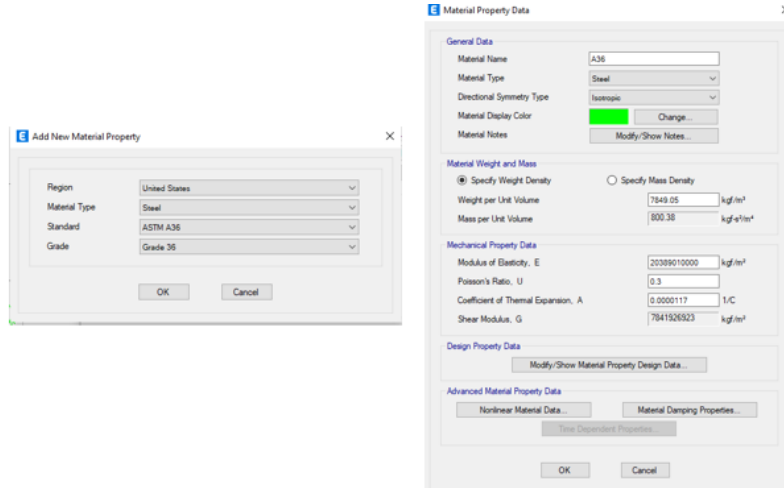
4.8.2 Definición de materiales

En esta sección se hace la creación de los materiales del acero y hormigón, junto con la propiedades mecánicas y físicas.

a) Acero

Figura 16.

Propiedades del acero

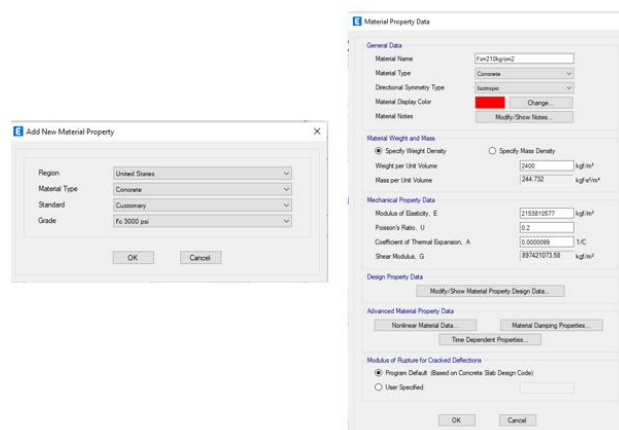


Nota. La figura presenta el ingreso de las propiedades del acero estructural que son definidas e ingresadas en el software ETABS. Elaborado por: El autor.

b) Hormigón

Figura 17.

Propiedades del hormigón



Nota. La figura presenta el ingreso de las propiedades del hormigón que es definido e ingresado en el software ETABS. Elaborado por: El autor.

4.8.3 Ingreso de secciones

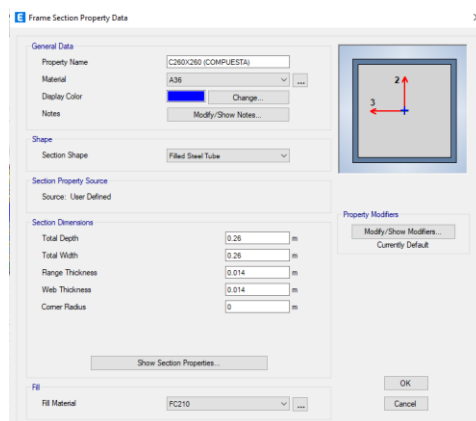
Se define las propiedades geométricas y el tipo de material de los elementos estructurales como columnas, vigas y la losa colaborante

4.8.3.1 Columna

En este apartado se hizo el uso de columna compuesta, constituida por acero estructural y hormigón, cuya configuración permite un mejor comportamiento en la estructura

Figura 18

Geometría de la columna compuesta



Nota. La figura presenta el ingreso de datos y la definición del material de la columna compuesta. Elaborado por: El autor

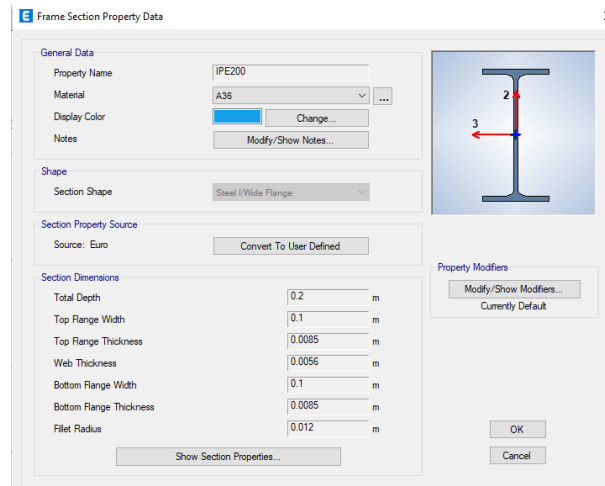
4.8.3.2 Vigas

En esta sección se definen dimensiones geométricas a las vigas desde el tipo de forma del elemento estructural.

4.8.3.2.1 Viga principal

Figura 19.

Geometría de la viga principal.

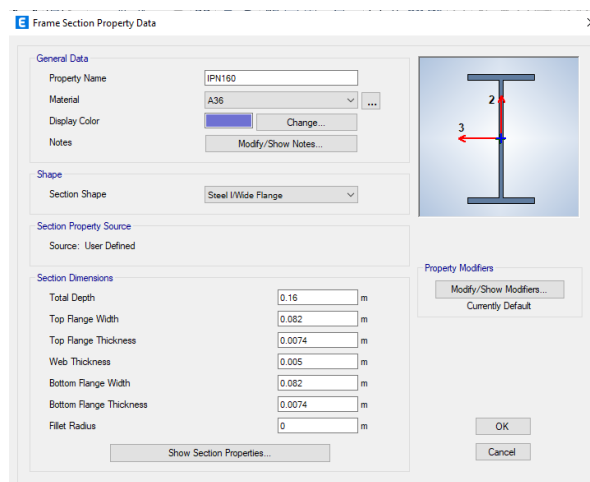


Nota. La figura muestra la configuración geométrica y tipo de material de la viga principal. Elaborado por: El autor

4.8.3.2.2 Viga secundaria

Figura 20.

Geometría de la viga secundaria



Nota. La figura muestra la configuración geométrica y tipo de material de la viga secundaria. Elaborado por: El autor

4.8.3.3 Losa colaborante

En la definición de la losa colaborante se hace el uso de la herramienta Deck Section, la cual se encuentra previamente configurada para el ingreso de datos.

Figura 21.

Geometría y propiedades de la losa colaborante

General Data	
Property Name	DECK
Type	Filled
Slab Material	FC210
Deck Material	A653
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	0.06 m
Rib Depth, hr	0.055 m
Rib Width Top, wrt	0.145 m
Rib Width Bottom, wrb	0.125 m
Rib Spacing, sr	0.33333 m
Deck Shear Thickness	0.00076 m
Deck Unit Weight	203.8 kgf/m ²
Shear Stud Diameter	0.0159 m
Shear Stud Height, hs	0.0635 m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40500000 kgf/m ²

Nota. La figura muestra la configuración geométrica y propiedades de la Novalosa.

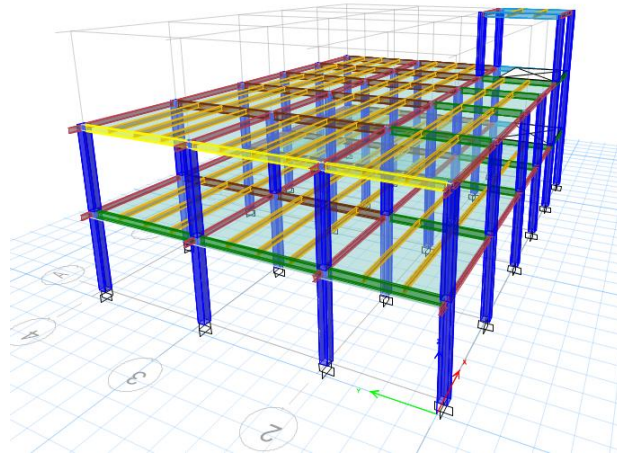
Elaborado por: El autor

4.8.4 Ubicación de secciones

Una vez definida las secciones que serán empleadas en el software de análisis ETABS, se comienza a ubicar los elementos estructurales, tanto en planta y elevación para poder obtener una vista tridimensional de los elementos estructurales que serán evaluados.

Figura 22.

Ubicación de secciones en el programa ETABS.



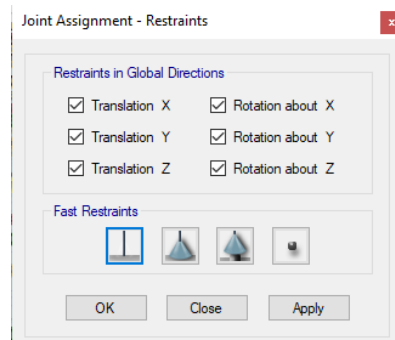
Nota. La figura representa una vista isométrica de la ubicación de los elementos estructurales en el programa ETABS. Elaborado por: El autor

4.8.5 Asignación de restricción

En esta etapa se establece las restricciones de la base como empotramiento, lo que provoca rigidez en la base de la estructura.

Figura 23.

Asignación de restricciones



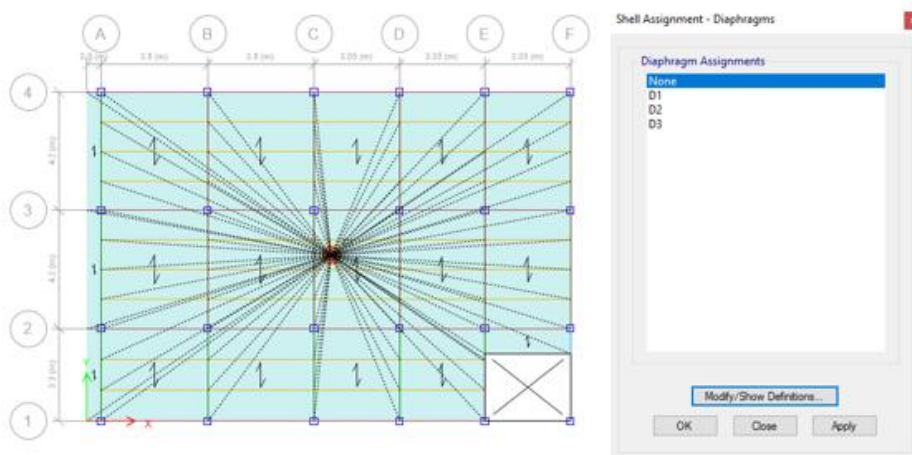
Nota. En la figura se representa las distintas alternativas de restricciones en diferentes sentidos. Elaborado por: El autor

4.8.6 Definición de diafragmas

En este apartado se establece que las secciones entre pisos actúen como diafragma rígido, permitiendo la correcta distribución de fuerzas horizontales y verticales de la edificación.

Figura 24.

Asignación de diafragma



Nota. La figura representa una vista en planta de cómo queda definido un diafragma.

Elaborado por: El autor

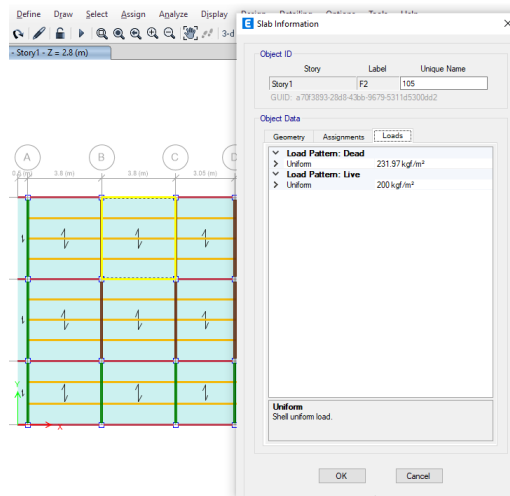
Este proceso es aplicado de manera independiente en cada piso de la estructura, con el objetivo de que la estructura tenga un buen comportamiento ante cargas.

4.8.7 Asignación de carga muerta y carga viva

Se establece las cargas muertas y vivas anteriormente determinadas, las cuales se asignan en los cuadrantes de la losa colaborante

Figura 25.

Aplicación de la carga muerta y carga viva



Nota. En la figura se presenta un cuadrante ya definido su carga muerta y carga viva.

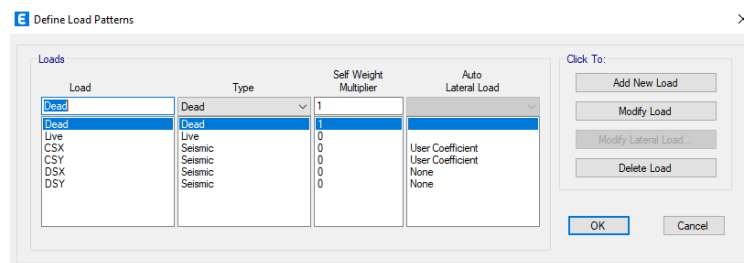
Elaborado por: El autor

4.8.8 Patrones de cargas

Los patrones de carga son considerados corresponden a la carga muerta, carga viva, acción sísmica en el sentido x, acción sísmica en el sentido y, sismo dinámico en x, sismo dinámico en y, las cuales son empleadas en el modelo estructural.

Figura 26.

Patrones de carga



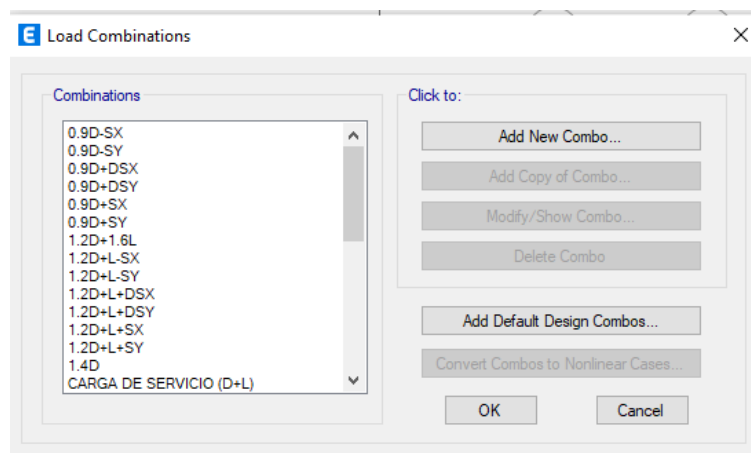
Nota. La figura se presenta la definición de los patrones de carga que se aplicara en la estructura. Elaborado por: El autor

4.8.9 Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga en el software ETABS son establecidas conforme a la normativa NEC15, permitiendo que se analicen los efectos máximos que puede tener la estructura frente. dichas combinaciones incluyen las cargas muertas, cargas vivas y sísmicas.

Figura 27.

Ingreso de combinaciones de carga según la NEC-SE-CG



Nota. En la figura se representa las acciones de carga consideradas para el presente proyecto estructural. Elaborado por: El autor

4.8.10 Definición de espectro de diseño

En este apartado se ingresa los valores previamente determinados en función de la ubicación y de la configuración estructural de acuerdo con la normativa NEC-SE-DS. Dichos valores permiten definir el espectro de respuesta sísmica.

Figura 28.

Espectro de diseño NEC-SE-DS



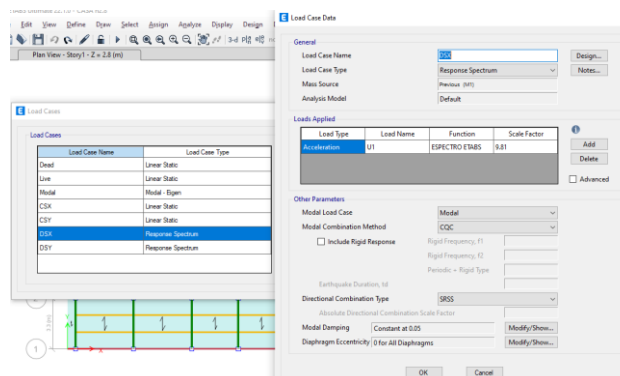
Nota. La Figura muestra los datos ingresados de acuerdo a la ubicación geográfica de la estructura, así como la también la gráfica del espectro de respuesta. Elaborado por: El autor

4.8.11 Creación de carga dinámica

Este proceso responde a los casos de carga dinámicos que generan las fuerzas inerciales a partir de las masas previamente designadas.

Figura 29.

Modificación de cargas en sentido X



Nota. La figura muestra la modificación de cargas dinámicas. Elaborado por: El autor

4.9 Evaluación estructural

En este apartado se analiza y verifica el comportamiento de la estructura ante las fuerzas que se transmiten a la estructura, con el fin de verificar el cumplimiento de la seguridad, estabilidad y desempeño.

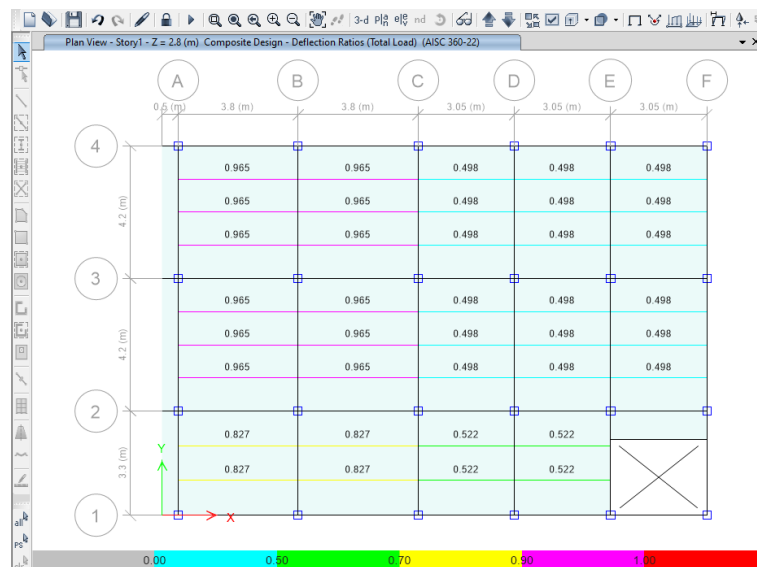
4.9.1 Demanda vs Capacidad

Esta relación permite evaluar el desempeño de los elementos estructurales con respecto a su capacidad resistente. La escala de colores proporciona una referencia visual con respecto a la demanda vs capacidad, siendo el rojo el más crítico con un valor de uno, el cual demuestra que el miembro estructural no es apto para el diseño.

4.9.1.1 Vigas secundarias

Figura 30.

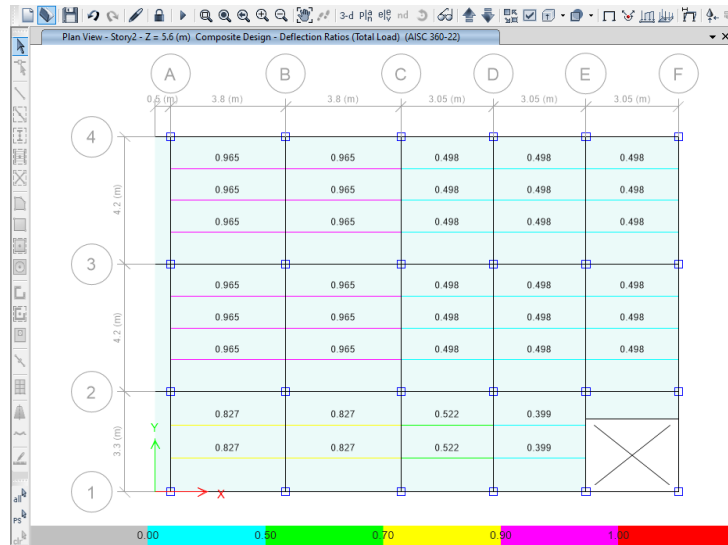
Demanda vs capacidad de las vigas secundarias en el Nivel 2.8m



Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas secundarias en el nivel 2.8m. Elaborado por: El autor

Figura 31.

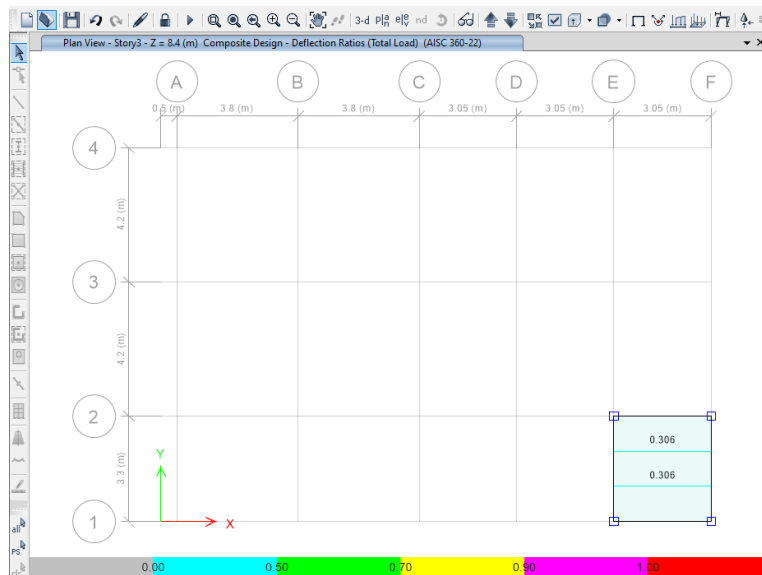
Demanda vs capacidad de las vigas secundarias en el Nivel 5.6m



Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas secundarias en el nivel 5.6m. Elaborado por: El autor

Figura 32.

Demanda vs capacidad de las vigas secundarias en el Nivel 8.4m

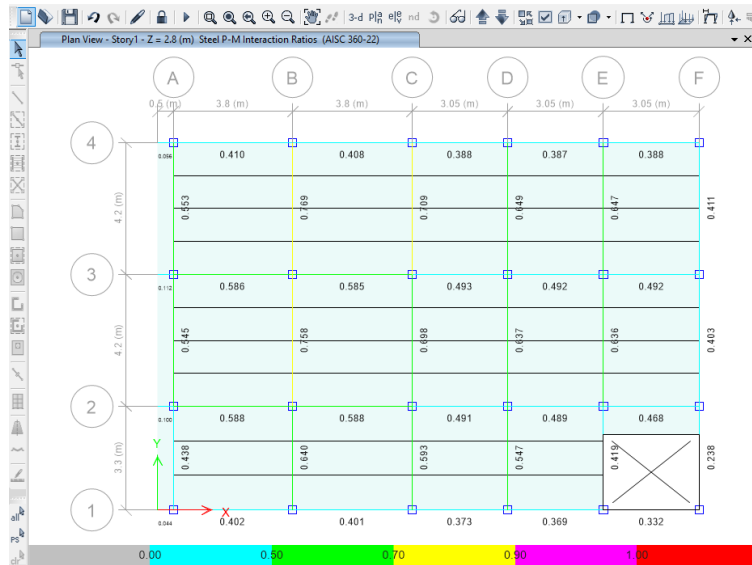


Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas secundarias en el nivel 8.4m. Elaborado por: El autor

4.9.1.2 Viga principal

Figura 33.

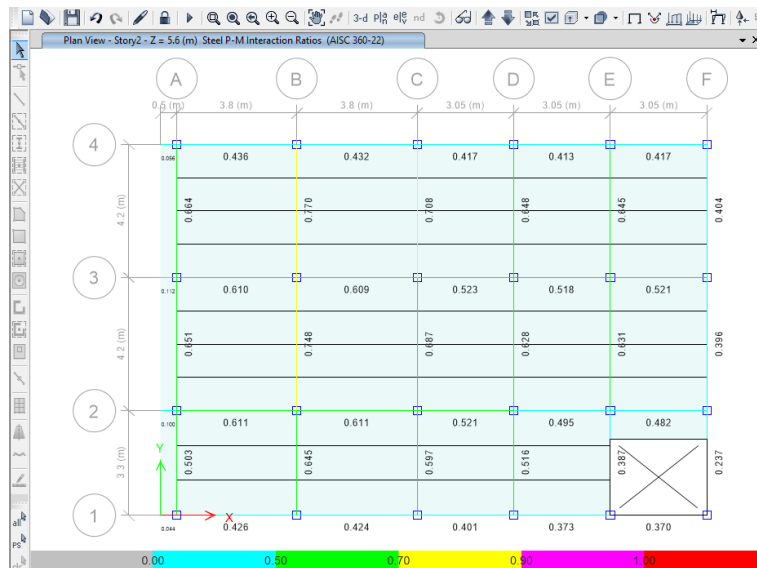
Demanda vs capacidad de las vigas principales en el Nivel 2.8m



Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas principal en el nivel 2.8m. Elaborado por: El autor

Figura 34.

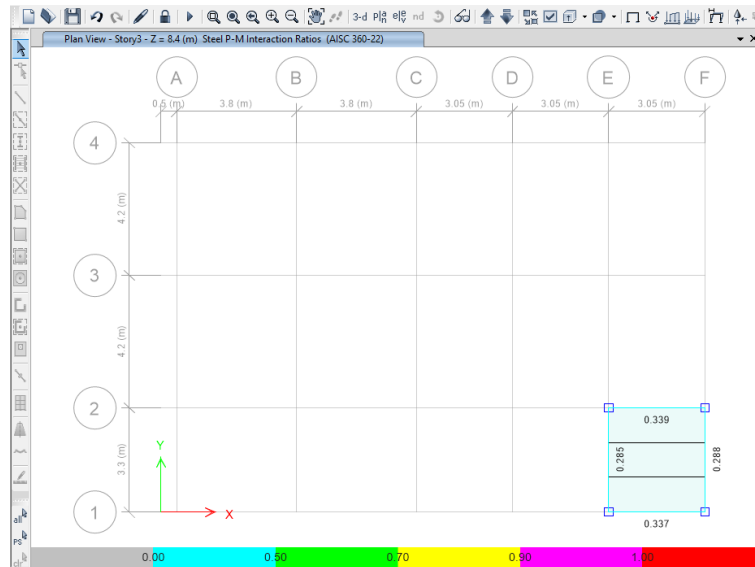
Demanda vs capacidad de las vigas principales en el Nivel 5.6m



Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas principal en el nivel 5.6m. Elaborado por: El autor

Figura 35.

Demanda vs capacidad de las vigas principales en el Nivel 8.4m

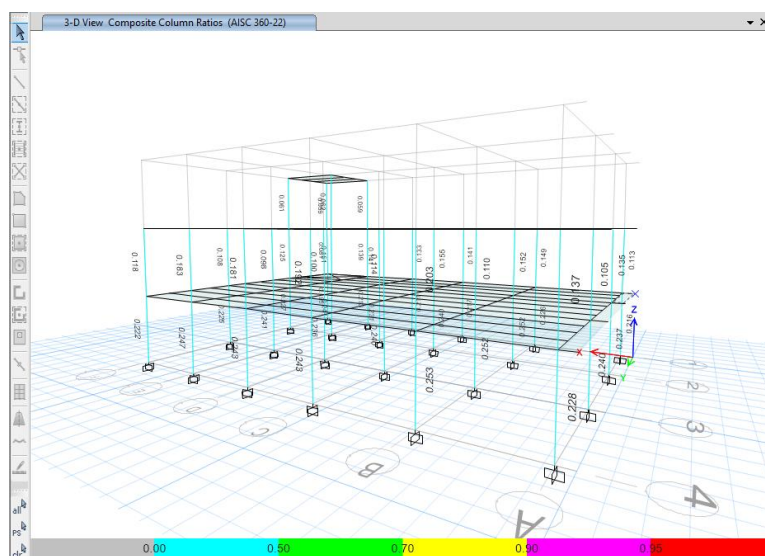


Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas principal en el nivel 8.4m. Elaborado por: El autor

4.9.1.3 Columns

Figura 36.

Demanda vs capacidad de las columnas con una vista tridimensional



Nota. La figura representa la demanda vs capacidad mediante una escala cromática de las vigas principal en el nivel 2.8m. Elaborado por: El autor

4.9.2 Periodo de vibración

Los periodos de vibración son determinados por los métodos establecidos de acuerdo con la NEC-SE-DS. Adicionalmente, se dispone de un método basado en la extracción de datos del software ETABS

4.9.2.1 Método 1

$$T_1 = Ct * hn^\alpha$$

$$T_1 = 0.072 * 8.4^{0.8} = 0.395 \text{ seg}$$

4.9.2.2 Método 2

$$T_2 = 1.3 * T_1$$

$$T_2 = 1.3 * 0.395 \text{ seg} = 0.514 \text{ seg}$$

4.9.2.3 Método 3

El método 3 es aplicado mediante la extracción de los periodos de vibración de la estructura, obtenidos a partir del software ETABS. Los cuales se pueden observar en la Tabla 37

Tabla 37.

Datos de periodos de vibración de ETABS

Caso	Modo	Periodo
Modal	1	0.507
Modal	2	0.416
Modal	3	0.377
Modal	4	0.135
Modal	5	0.122
Modal	6	0.096

Modal	7	0.092
Modal	8	0.088
Modal	9	0.07
Modal	10	0.009
Modal	11	0.009
Modal	12	0.009
Máximo		0.507

Nota. Se muestra los periodos de vibración de acuerdo tipo de caso, extraídos del software ETABS. Elaborado por: El autor

Se realiza las comparaciones correspondientes, en las cuales se verifica que el periodo 2 (T2) debe ser mayor que el periodo 3 (T3) y el periodo 1 (T1).

$$T_2 > T_3, T_1 \rightarrow \text{Cumple}$$

La normativa NEC-SE-DS habla sobre el periodo1 (T1) no debe exceder un 30% del periodo 3(T3). Dicha comprobación se la realiza con la ecuación:

$$\%diferencia\ de\ periodos = \frac{T_3 - T_1}{T_1} = 28.35\%$$

Se determina que el periodo de vibración 3 (T3) presenta una diferencia de un 28.35% respecto a periodo de vibración 1 (T1). Dicho valor se mantiene dentro de los límites establecidos.

4.9.3 Derivas de piso

En este apartado se determina los desplazamientos de la estructura a partir de las fuerzas laterales, correspondiente al sismo estático en ambas direcciones, mediante la extracción de información que proporciona el software ETABS.

$$\Delta_{inelastica} = 0.75 * R * \Delta_{elastica}$$

Tabla 38.*Derivas en x*

Story	Δ Elástica	Δ Inelástica			Δ Máx.	Control
Story3	0.002869	0.017214	1.72%	<	2.0%	Ok
Story3	0.002503	0.015018	1.50%	<	2.0%	Ok
Story2	0.003107	0.018642	1.86%	<	2.0%	Ok
Story2	0.002657	0.015942	1.59%	<	2.0%	Ok
Story1	0.001759	0.010554	1.06%	<	2.0%	Ok
Story1	0.001471	0.008826	0.88%	<	2.0%	Ok

Nota. La tabla muestra el control de derivas en el sentido (x). Elaborado por: El autor

Tabla 39.*Derivas en y*

Story	Δ Elástica	Δ Inelástica			Δ Máx.	Control
Story3	0.001571	0.009426	0.94%	<	2.0%	OK
Story3	0.000504	0.003024	0.30%	<	2.0%	Ok
Story3	0.001168	0.007008	0.70%	<	2.0%	Ok
Story2	0.001933	0.011598	1.16%	<	2.0%	Ok
Story2	0.000526	0.003156	0.32%	<	2.0%	Ok
Story2	0.0021	0.0126	1.26%	<	2.0%	Ok
Story1	0.001232	0.007392	0.74%	<	2.0%	Ok
Story1	0.000307	0.001842	0.18%	<	2.0%	Ok
Story1	0.001271	0.007626	0.76%	<	2.0%	Ok

Nota. La tabla muestra el control de derivas en el sentido (y). Elaborado por: El autor

Dado que el rango máximo de desplazamiento de la estructura se encuentra dentro del permitido, se concluye que la estructura cumple con los criterios de desempeño estructural.

4.10 Diseño de la Cimentación

El diseño de la cimentación se realiza a través de plintos aislados, uniéndose por medio de cadenas de amarre, conformando un sistema de cimentación superficial encargado de transmitir las cargas de la estructura al suelo. Las cargas que se considera para el diseño de cimentación se extraen del software ETABS, el cual proporciona información más precisa para el diseño de los elementos estructurales.

4.10.1 Características del suelo

Debido a la ausencia de un estudio de suelos para el proyecto, fueron considerados documentos técnicos que respaldan la validación de las características geotécnicas del suelo en áreas aledañas a la construcción. La información técnica consultada, ubicada a 1km de la construcción, indica una capacidad portante del suelo de 30t/m². Sin embargo, por criterios de seguridad y conservador, se optó una capacidad portante de 15t/m², siendo el 50% de su capacidad real.

Las cargas actuantes consideradas para el diseño de cimentaciones se presentan en la Tabla 40, las cuales fueron extraídas del software ETABS.

Tabla 40.

Tabla de cargas actuantes en la estructura

Descripción	P (T)
Centrales 1	36.84
Centrales 2	29.90
Medianeras	23.54

Nota. La tabla se presentan los valores de referencia de las cargas para el diseño de cimentación. Elaborado por: El autor

4.10.2 Pedestal

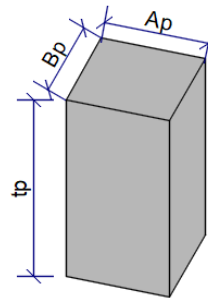
El pedestal es un elemento estructural que se encarga de transmitir las cargas de la columna hacia la zapata. Para su diseño se considera las cargas axiales, las dimensiones geométricas del pedestal y el acero de refuerzo.

4.10.2.1 Dimensiones

Tabla 41.

Geometría del pedestal

Descripción	Símbolo	Valor
Carga de la estructura	Pu	36.84 T
Altura pedestal	Bp	50 cm
Base pedestal	Ap	50 cm
Espesor pedestal	tp	100 cm
Área bruta de la sección	Agp	0.25 cm ²



Nota. La tabla muestra características geométricas del pedestal. Elaborado por: El autor

4.10.2.2 Acero de refuerzo

Para el diseño del acero de refuerzo en el pedestal se hará el uso de la cuantía mínima para la sección transversal. La determinación para el acero de refuerzo se hace el uso de la siguiente expresión:

$$\rho = 0.01 * bp * hp = 25cm^2$$

Una vez determinada la cuantía mínima que requiere la sección, se procede a cálculo de acero refuerzo requerido en el pedestal. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 42, donde se detallan los valores correspondientes

Tabla 42.

Acero de refuerzo calculado

Detalle	Ø	No.	(Área cm²)
Var Extremos	18	4	12.6
Var interiores	16	8	16.1
TOTAL		12	28.7

Nota. En la tabla se muestra el detalle del acero de refuerzo en el pedestal. Elaborado por:

El autor

Una vez determinado el acero calculado y la cuantía mínima del pedestal, se realiza la comprobación, en el cual se verifica el acero calculado sea mayor que la cuantía mínima del pedestal, garantizando un correcto comportamiento hormigón-acero

$$A_{S_{calculado}} > \rho_{min}$$

$$28.7 \text{ cm}^2 > 25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

4.10.2.3 Resistencia a la compresión

En la determinación de la resistencia a la compresión, se hace el uso de un acero con un límite de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ y hormigón con una resistencia a la compresión de $f'_c=210\text{kg/cm}^2$. Así mismo se considera un factor de reducción de resistencia igual a 0.7, dicho valor es seleccionado debido a que el elemento estructural presenta estribos de sección cuadrada.

$$P_n = 0.8 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_g + A_{st} * f_y]$$

$$P_n = 286250\text{kg} = 286.25 \text{ T}$$

Una vez realizado los cálculos correspondientes, se procede a la evaluación de la resistencia a la compresión, la cual la debe ser mayor a la carga ultima con la ayuda de la siguiente expresión:

$$P_n > P_u$$

$$286.25 T > 30 T \rightarrow \text{Cumple}$$

4.10.3 Diseño de zapata

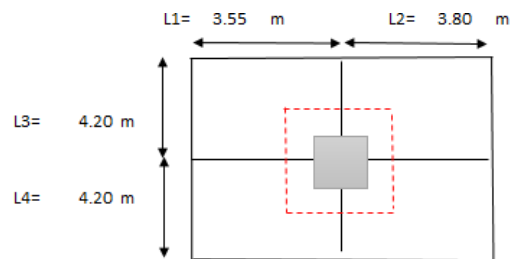
El diseño de las zapatas, se determina el área critica, mediante el uso de las dimensiones correspondientes al elemento estructural. Dichas medidas se encuentran en la Tabla 43.

4.10.3.1 Área tributaria

Tabla 43

Geometría de la sección critica para el predimensionamiento de la zapata

Descripción	Símbolo	Valor
Longitud 1	L1	3.55 m
Longitud 2	L2	3.80 m
Longitud 3	L3	4.20 m
Longitud 4	L4	4.20 m



Área tributaria

$$A_{tri} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) * \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2} \right) = 15.44m^2$$

Nota. En la tabla se observa las longitudes para la determinación del área critica

Elaborado por: El autor

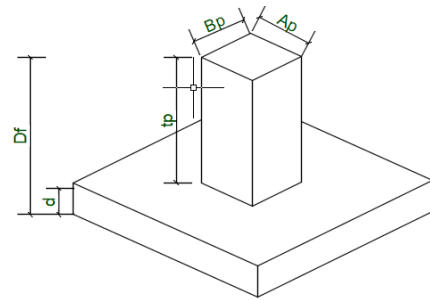
4.10.3.2 Cálculo de dimensiones de la zapata

En el dimensionamiento de la zapata se hace el uso de datos específicos que se pueden observar en la Tabla 44.

Tabla 44.

Parámetros de la cimentación

Descripción	Símbolo	Valor
Cápaci. portante del suelo	Qa	15 t/m ²
Carga viva	Pv	6.17 t
Profundidad. de desplante	Df	1.30 m
Altura pedestal	Ap	50 cm
Base pedestal	Bp	50 cm
Espesor pedestal	Tp	100 cm



Nota. La tabla muestra características geométricas y geotécnicas de la cimentación.

Elaborado por: El autor

Para el diseño de la cimentación, se considera únicamente las cargas de servicio

$$P_s = P_M + P_V$$

$$P_s = 42.17 \text{ t} + 6.17 \text{ t} = 48.34 \text{ t}$$

En el cálculo del área que necesita la cimentación, se utiliza las siguientes expresiones para la determinación de sus dimensiones.

$$\text{Área}_{requerida} = \frac{P_s}{q_a}$$

$$\text{Área}_{requerida} = 2.81 \text{ m}^2$$

Se requiere una cimentación para el área necesaria de $=2.81\text{m}^2$, dicho valor se adopta el mismo valor por ser una cimentación simétrica.

$$A = B = \sqrt{\text{Área}_{\text{requerida}}}$$

$$A = B = 1.70 \text{ m}$$

Este mismo procedimiento se aplica a cada área tributaria y a cada elemento de cimentación. Como resultado se obtiene los valores mostrados en la Tabla 45.

Tabla 45.

Resumen de dimensiones y ubicación de las zapatas

Cimentación tipo	Dimensiones (m)			Ubicación
	A	B	H _z	
Z1	1.8	1.8	0.25	EJE: B2, B3, C2, C3
Z2	1.7	1.7	0.25	EJE: D2, D3, E2, E3
Z3	1.5	1.5	0.25	EJE: A2, A3, B4, B1
Z4	1.3	1.3	0.25	EJE: A1, A4, F1, F4
Z5	1.3	1.3	0.25	EJE: C4, D4, E4, F3, F2, C1, D1, E1

Nota. La tabla presenta las dimensiones de la zapata asignada a cada eje del terreno.

Elaborado por: El autor

4.10.3.3 Diseño por cortante

Se garantiza la capacidad resistente de la zapata frente al esfuerzo cortante a la cual se encuentra sometida.

4.10.3.3.1 Longitud del volado

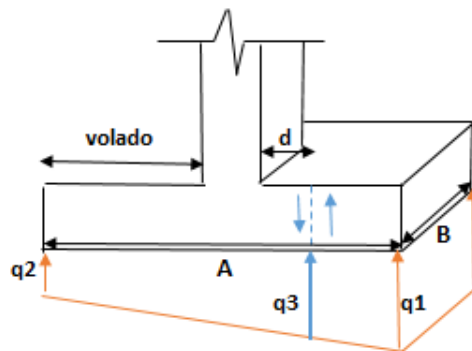
$$L_{\text{volado}} = \frac{A - bp}{2}$$

4.10.3.3.2 Esfuerzos en la base

Se evalúa los esfuerzos que se encuentran actuando en la zapata, con el fin de comprobar que los valores obtenidos estén dentro de los parámetros de diseño, la cual garantiza el correcto desempeño del elemento estructural.

Figura 37.

Esfuerzos en la base de la cimentación para el cálculo del esfuerzo cortante



Nota. La figura representa los esfuerzos actuantes en la base, y sus dimensiones de la cimentación

$$q1 = \frac{Pu}{A * B} + \frac{6 * Mu}{B * A^2} = 19.11 \frac{t}{m^2}$$

$$q2 = \frac{Pu}{A * B} - \frac{6 * Mu}{B * A^2} = 13.65 \frac{t}{m^2}$$

$$q3 = \frac{(q1 - q2) * Volado + Ap + d}{A + q2} = 17.90 \frac{t}{m^2}$$

El esfuerzo cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_{cortante} = q1 + q3 * \frac{volado - d}{2 * d} = 29.61 \frac{t}{m^2}$$

4.10.3.3.3 Resistencia a compresión del hormigón

$$Vc = 0.53\sqrt{fc} * 0.85 = 57.60 \frac{t}{m^2}$$

En este proceso, se verifica que el esfuerzo cortante solicitante debe ser menor que el esfuerzo cortante de resistencia a compresión del material, en este caso, el hormigón.

$$\sigma_{cortante} < Vc$$

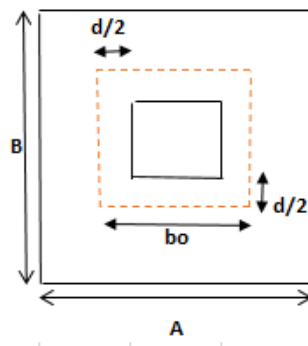
$$29.61 \frac{t}{m^2} < 57.60 \frac{t}{m^2} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.10.3.4 Diseño por punzonamiento

En el diseño de la zapata por punzonamiento se considera un área crítica, ubicada a una distancia desde la cara de la columna, en la cual se verificar la seguridad del elemento estructural

Figura 38.

Área actuante del esfuerzo por punzonamiento.



Nota. La figura muestra el área donde se va a desarrollar el esfuerzo por punzonamiento.

Elaborado por: El autor

Para encontrar (bo), definida como la longitud del perímetro donde se va a desarrollar el esfuerzo por punzonamiento, así como (punzonamiento) correspondiente al área donde sucederá dicho esfuerzo se hace el uso de las siguientes formulas:

$$bo = 2(a + d) + (b + d) = 3m$$

$$A_{punz.} = A * B - (a + d) * (b * d) = 2.68 \text{ m}^2$$

El esfuerzo por punzonamiento se calcula con el uso de la siguiente expresión:

$$Esf_{punzonamiento} = \frac{A_{punzonamiento} * (q1 + q2)}{2 * b_o * d}$$

$$Esf_{punzonamiento} = 59.60 \frac{t}{m^2}$$

4.10.3.4.1 Resistencia del concreto al cortante

Es la capacidad del hormigón para resistir los esfuerzos a corte. Se calcula con las siguientes expresiones:

$$Vc1 = 1.06 * \sqrt{f'c} * 0.85 = 115.21 \frac{t}{m^2}$$

$$Vc2 = 0.26 * \left(2 + \frac{4}{\beta c}\right) * \sqrt{f'c}, \beta c = \frac{b}{a}$$

$$Vc2 = 169.55 \frac{T}{m^2} \quad \alpha = 40$$

$$Vc3 = 0.26 * \left(\alpha * \frac{d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} * 0.75$$

$$Vc3 = 150.71 \frac{T}{m^2}$$

El valor de resistencia del concreto al cortante (Vc) se determina considerando el menor de los tres valores, el cual debe ser mayor al es esfuerzo por punzonamiento.

$$Esf_{punzonamiento} < Vc$$

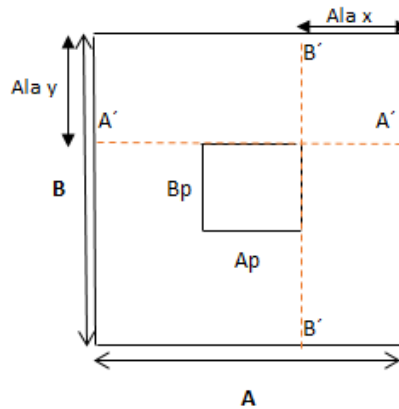
$$58.48 \frac{t}{m^2} < 115.21 \frac{t}{m^2} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.10.3.5 Diseño a flexión

El diseño a flexión se realiza con el objetivo que la zapata pueda soportar el momento flector, asegurando la estabilidad del elemento estructural.

Figura 39.

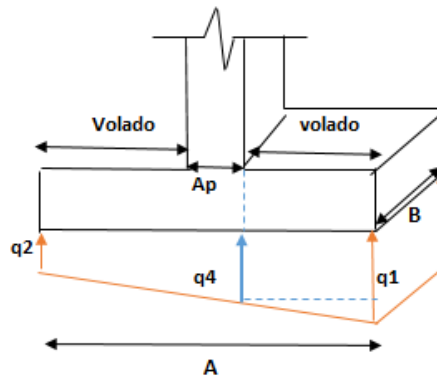
Sección de flexión crítica



Nota. La figura muestra un detalle de las dimensiones a considerar para el diseño a flexión de la zapata. Elaborado por: El autor

Figura 40.

Esfuerzos en la base de la cimentación para el cálculo del esfuerzo a flexión



Nota. Se presenta los esfuerzos transmitidos del suelo al elemento estructural. Elaborado por: El autor

Para el cálculo del esfuerzo (q_4) se hace e uso de la siguiente expresión:

$$Ala\ x = \frac{A - A_p}{2} = 0.65\ m$$

$$q_4 = \frac{(q_1 - q_2) * Ala_x}{A + q_2} = 15.92\ \frac{t}{m^2}$$

4.10.3.5.1 Momento último

El cálculo del momento último fue determinado por el método de la fuerza por distancia. Los resultados obtenidos se representan en la Tabla 46,

Tabla 46.

Momento ultimo

Sección	Fuerza (t)	Brazo (m)	F*B (t-m)
A	10.35	0.33	3.36
B	1.16	0.43	0.50
Total			3.86

Nota. La tabla muestra los momentos en la sección crítica de la flexión

$$Mu = 3.86 \frac{t}{m^2}$$

Para el cálculo del peralte mínimo de la zapata mediante la expresión correspondiente. Donde se hace el uso del momento flector actuante para su diseño.

$$d_{min} = \sqrt{\frac{Mu}{0.145 * f'c * b}} = 0.15 m$$

. Asumiendo un valor de $d=25cm$, con el cual se realiza la verificación correspondiente.

$$d_{min} < d$$
$$0.15 cm < 25 cm \rightarrow \text{Cumple}$$

4.10.3.5.2 Acero de refuerzo

En este apartado, se determina el acero transversal requerido en la zapata para garantizar la resistencia frente a las sollicitaciones, asegurando que el diseño cumpla con las normativas.

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * b * d = 9.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{\frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) = 7.49 \text{ cm}^2$$

Para el acero de refuerzo, se considera el valor máximo obtenido entre los dos valores determinados.

4.10.3.5.3 Longitud de desarrollo

$$L_d = \frac{f_y}{1.2 * \sqrt{f'c}} * db$$

$$L_d > \text{volado}$$

$$78\text{cm} > 65\text{cm} \rightarrow \text{Necesita ganchos}$$

En las zapatas centrales se determinó la disposición de ganchos de 150 mm en cada uno de sus lados. Mientras que en las zapatas perimetrales no se hará el uso de ganchos.

4.10.4 Diseño de la cimentación en el software SAFE

Para el diseño de las zapatas se hace el uso del software SAFE, el cual ayudara a la comprobación de los valores determinados previamente.

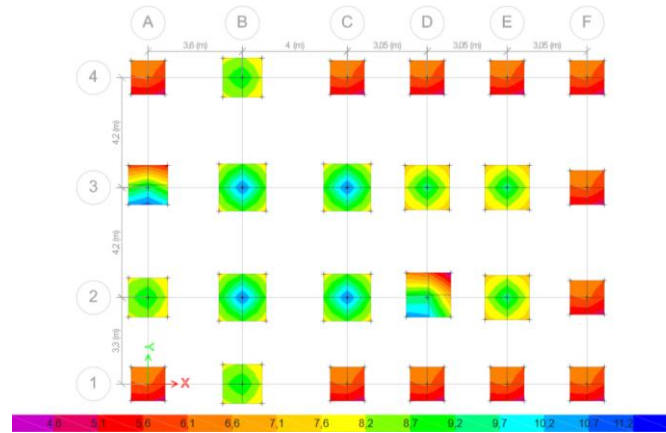
4.10.4.1 Verificación de esfuerzos en la base

El software SAFE es utilizado para el cálculo de los esfuerzos en la base de contacto con el suelo. Mediante la configuración geométrica de una zapata y el ingreso de las cargas muertas, cargas vivas, dinámicas en x y dinámicas en y.

Una vez de haber analizado la cimentación de la edificación se determina que los esfuerzos aplicados son menores que la capacidad admisible del suelo cumpliendo los parámetros establecidos. Estos resultados se pueden calcificar mediante el esquema de colores, como se observa en la Figura 41.

Figura 41

Esfuerzos en la base en el software SAFE



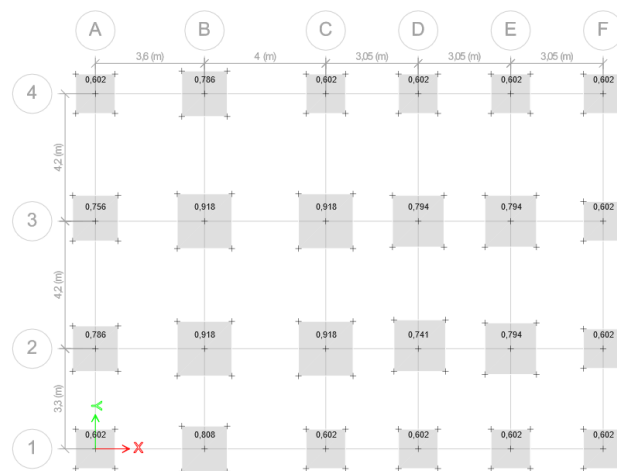
Nota. Se muestra los esfuerzos en la base de la cimentación de la estructura de acuerdo con el color. Elaborado por: El autor

4.10.4.1 Verificación por punzonamiento

El análisis de punzonamiento permite determinar los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el perímetro del pedestal

Figura 42.

Verificación del punzonamiento en el software SAFE



Nota. Se muestra la evaluación de los elementos por punzonamiento en SAFE. Elaborado por: El autor

Para verificar que la cimentación cumpla con los requerimientos en el Software, los valores obtenidos deben ser menores a 1, garantizando la capacidad del elemento estructural. Dichos valores se pueden evidenciar en la Figura 42.

4.11 Diseño de conexiones

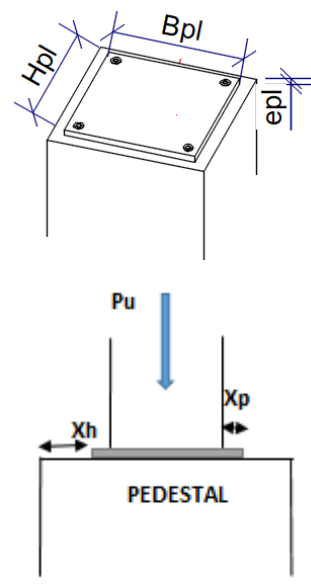
4.11.1 Placa base

El diseño de la placa base sirve como elemento de transición de la columna de acero y pedestal. Su diseño se determina de acuerdo con las cargas transmitidas por la estructura.

Tabla 47.

Distancias y características de la placa-base

Descripción	Símbolo	Valor
Carga ultima	P_u	30.0 T
Volada placa	X_p	8.5 cm
Volado pedestal-placa	X_h	4.0 cm
Base columna	B_c	50.0 cm
Altura columna	H_c	50.0 cm
Acero A36	A_s	36.0 Ksi
Esfuerzo de fluencia (Acero)	F_y	2530 kg/cm ²
Base de la placa	B_{pl}	43.0 cm
Altura de la placa	H_{pl}	43.0 cm
Espesor de la placa	e_{pl}	2cm



Nota. La figura presenta los datos y las características de la placa base. Elaborado por: El Autor

El diseño se realiza únicamente en un sentido, debido a la simetría del elemento de unión. lo que permite simplificar el análisis estructural del elemento

2.8.1.1 Momentos en la base de la placa

$$Mu = Pu * bc * 10\% = 78000 \frac{kg}{cm^2}$$

2.8.1.2 Esfuerzos en la base de la placa

$$q_1 = \frac{Pu}{Bp * Hp} + \frac{6 * Mu}{Hp * Bp^2} = 22.11 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_2 = \frac{Pu}{Bp * Hp} - \frac{6 * Mu}{Hp * Bp^2} = 10.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2) * Bp - m}{Bp} + q_2 = 19.43 \frac{kg}{cm^2}$$

a) m

$$m = bc + 0.05 * xp = 9.80cm$$

2.8.1.3 Momentos en la distancia m, n de la placa

$$Mplaca = \frac{m^2(q_3 + 2 * q_1)}{6} * Hp = 43810 \frac{kg}{cm^2}$$

2.8.1.4 Espesor de la placa

$$e = \sqrt{\frac{6 * Mp}{Fy * Hp}} = 16mm$$

Se selecciona una placa de 20 mm, seleccionada dentro de las medidas comerciales, cumpliendo con el requisito de que su espesor sea mayor al de la columna

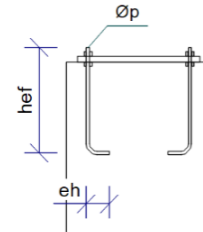
2.8.2 Diseño de anclaje

Los anclajes son elemento constructivo que permite la unión de la placa base a la cimentación, la correcta unión ayuda a que los dos materiales trabajen en conjunto, asegurando la estabilidad y resistencia de conexión

Tabla 48.

Datos de anclaje

Descripción	Símbolo	Valor
Numero de var. en A	No. varA	2
Numero de var. en B	No. varB	2
Diámetro del perno	Øp	14 mm
Fluencia del acero	Fy	4200 kg/cm ²
Resistencia del hormigón a compresión	f'c	210 kg/cm ²
Fuerza de tensión individual	Fti	4.89 t
Longitud del anclaje	eh	10.0 cm
Gancho del anclaje	hef	30.0 cm



Nota. En la tabla se puede observar los datos técnicos de un anclaje empotrado a un pedestal. Elaborado por: El Autor

2.8.2.1 Resistencia a la tracción

$$R_s = \emptyset * var * Ae * Fut = 20.66 t$$

2.8.2.2 Desprendimiento del hormigón

$$N_{cbg} = \phi * \frac{An}{Ano} * \psi1 * \psi2 * \psi3 * Nb = 9.05 t$$

$$N_{cbg} > Fti$$

$$9.05 T > 4.81 t$$

2.8.2.3 Arrancamiento del anclaje

$$Npn = \emptyset * \Psi4 * Np = 7.41 t$$

$$Npn > Fti$$

$$7.41 t > 4.89 t$$

2.8.2.4 Resistencia al corte

$$V_s = \phi * \# \text{ var} * 0.6 * A \text{ var} * F_u = 10 t$$

$$V_s > V_{ui}$$

$$10.74 t > 8.75 t$$

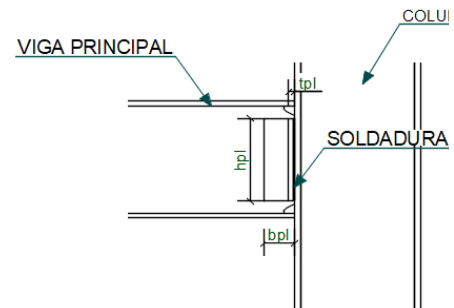
2.8.3 Conexión WUF-W

Las conexiones WUF-W son diseñadas como disipadores de energía frente a cargas sísmicas, donde uniones desde la viga principal a la cara de la columna mediante soldadura de penetración completa (CJP)

Tabla 49.

Datos de Conexión WUF-W

Descripción	Símbolo	Valor
Esfuerzo de fluencia	Fy	2530 kg/cm ²
Altura de la viga	Hv	24.0 cm
Espesor del patín	Tf	0.98 cm
Ala del patín	Bf	12 cm
Espesor del alma	Tw	0.62 cm
Peso de la viga	Wv	29.19 (Kg/m)



Nota. En la tabla se puede observar los datos técnicos de una viga principal. Elaborado por: El Autor

2.8.3.1 Condiciones para el diseño

Para que una viga principal sea considerada como una conexión WUF-W, debe cumplir con las condiciones establecidas en la Tabla 51.

Tabla 50.

Limitaciones de la viga principal

Condición		Datos viga	Cumplimiento
H máx. (cm)	>	h viga (cm)	
92.0	>	24.0	Ok
W máx. (Kg/m)	>	W viga (Kg/m)	
224.0	>	29.19	Ok
tf máx. (cm)	>	tf viga (cm)	
2.50	>	0.98	OK

Nota. La tabla muestra las condiciones solicitantes para que una viga sea considerada apta para el diseño como una conexión WUF-W. Elaborado por: El Autor

2.8.3.2 Momento probable

$$M_{pr} = 1.2 * R_y * f_y * Z_x = 13.66 \text{ t - m}$$

$$F_t = \frac{M_{pr}}{h_v - t_f}$$

El valor de “Vu” fue determinado en la sección correspondiente a la viga principal

$$V_u = 13.78$$

2.8.3.3 Espesor placa

Se establece que el espesor de la placa no debe superar al espesor del alma

$$t_w \geq t_{pl}$$

$$0.62 \text{ cm} \geq 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

2.8.3.4 Altura de la placa

$$h_{pl} = h_v - 2 * t_f * 2 * h_{hoyo}$$

$$h_{pl} = 19.64 \text{ cm}$$

La altura de la placa da como resultado de 19.64 cm lo cual se toma un valor de 20 cm como medida constructiva

2.8.4 Conexión Simple Viga Principal-Viga Secundaria

La conexión Viga Principal-Viga Secundaria se diseña de modo que la viga secundaria no transmita momento flector y que funcione como un elemento simplemente apoyado, destinado a resistir esfuerzos a cortantes. En algunos casos, la unión de la viga secundaria a la viga principal se realiza mediante soldadura de filete aplicada en el alma.

Tabla 51

Datos conexión viga secundaria-Viga principal

Descripción	Símbolo	Valor
Altura de la viga	hv	16.0 cm
Alma de la viga	tw	0.50 cm
Electrodo	E	60.0 ksi

Nota. En la tabla se puede observar las dimensiones y datos adicionales de una viga secundaria. Elaborado por: El Autor

2.8.4.1 Cortante en la unión viga principal-viga secundaria

$$Vu = \frac{W_{viga} + W_{deck} + W_{isnta.}}{2} = 2.10 t$$

2.8.4.2 Espesor de la soldadura

$$t_{sol} = tw = 0.50 cm$$

2.8.4.3 longitud de la soldadura

$$Long_{sold} = \frac{3}{4} * hv$$

$$Long_{sold} = \frac{3}{4} * 16 = 12 cm$$

Dicho valor debe ser verificado con la resistencia de la soldadura; en caso de no cumplir la longitud de la soldadura debe ser incrementada.

2.8.4.4 Resistencia de la soldadura longitudinal

$$R_{S_{long}} = 0.32 * E * tw * Long_{sol} = 8.10 \text{ t}$$

Luego de verificarse la resistencia de la soldadura longitudinal, se realiza una comparación, la cual debe ser mayor que el cortante actuante en la cara de la columna.

$$R_{S_{long}} > Vu$$

$$8.10 T > 2.10 T \rightarrow \text{Cumple}$$

El valor se toma en cuenta para un único cordón de soldadura, sin embargo, la soldadura debe ir a los dos lados del ala, por lo que la resistencia total de la soldadura se incrementa el doble de su capacidad

CAPÍTULO V

MODELACIÓN BIM

5.1 Cimentación

5.1.1 Zapatas

Para el modelamiento del elemento estructural se emplea el comando “zapata aislada” de hormigón, mediante el cual permite el diseño de zapatas con diferentes dimensiones y tipo de material como:

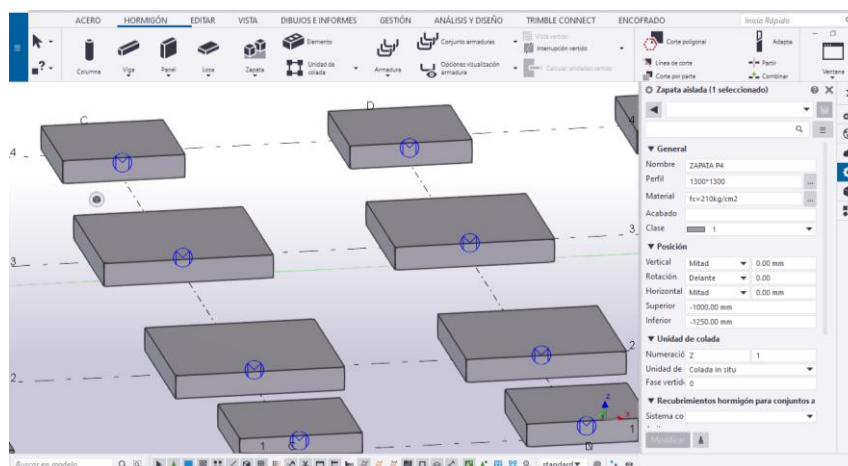
1800x1800x250 mm

1500x1500x250 mm

1300x1300x250 mm

Figura 43.

Tipos de zapatas representados en un modelo tridimensional



Nota. Se presenta el modelado de los diferentes tipos de zapata en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

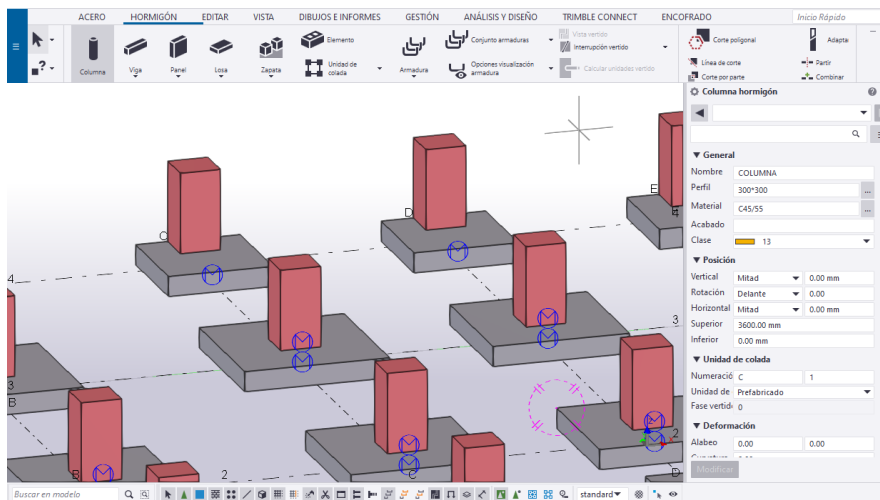
5.1.2 Pedestal

Para el modelamiento de los pedestales se emplea el comando “columna” de hormigón, el cual se debe ubicar en la parte superior de las zapatas. Dichas medidas son:

50x50x100 mm

Figura 44.

Pedestal en 3D



Nota. En la figura se observa el modelado del pedestal en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

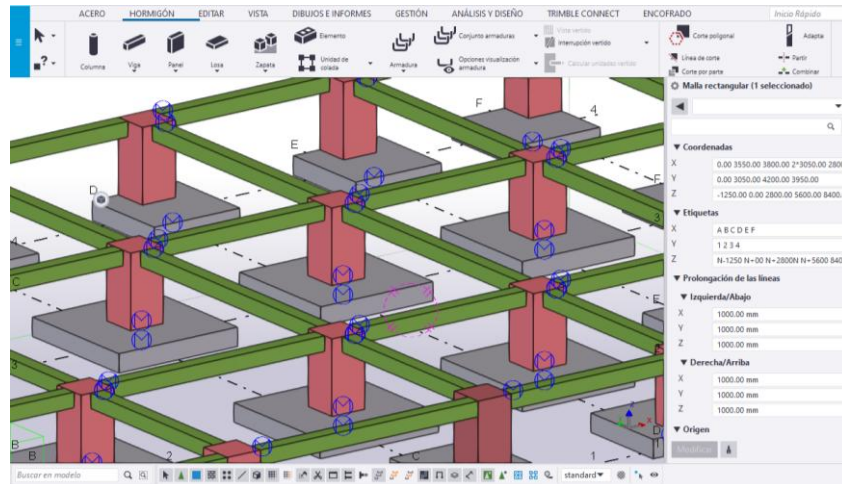
5.1.3 Cadenas de amarre

Para las vigas de cimentación se emplea el comando “viga” de hormigón, mediante el cual se modela las cadenas de amarre. Las dimensiones establecidas para las vigas de amarre son:

250x250 mm

Figura 45.

Modelado de las cadenas de amarre



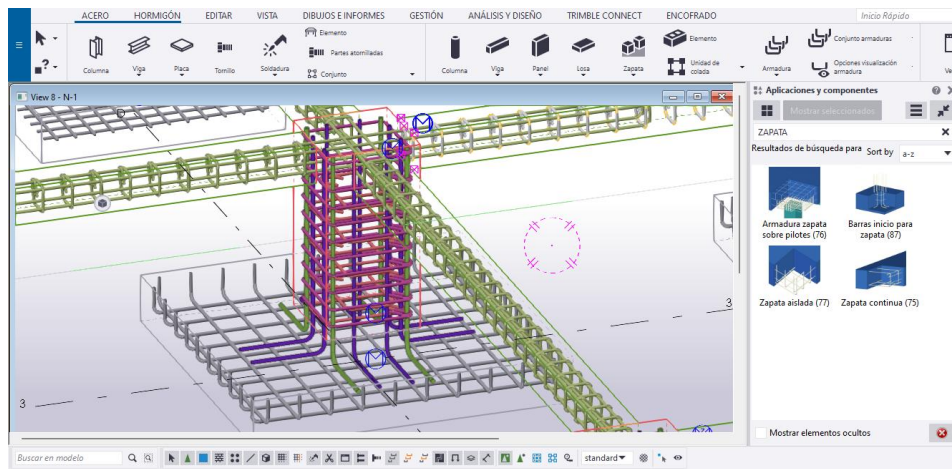
Nota. En la figura se observa el modelado de las cadenas de amarre en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.1.4 Acero de refuerzo

para el acero de refuerzo se emplea el componente llamado “armadura pilar rectangular” el cual es aplicado en los pedestales, En el caso de las zapatas se utiliza el componente “zapata aislada”, mientras que para las cadenas se ocupa el componente “armadura de estribo”. Este componente permite visualizar el elemento estructural de manera organizada como se presenta en la Figura 46

Figura 46.

Modelado del acero de refuerzo



Nota. En la figura se observa el modelado del acero en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.2 Columnas

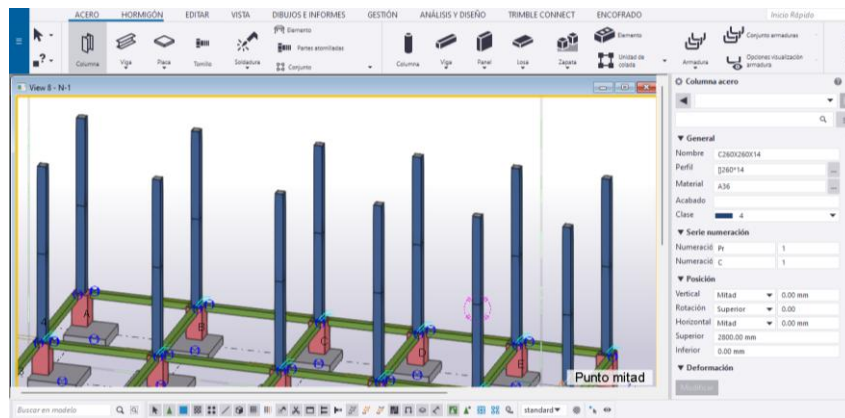
En el modelado de columnas se hizo el uso de 2 comandos específicos, correspondientes a columnas de acero y columnas de hormigón, con el fin de modelar columnas compuestas, las cuales están conformadas de un perfil de acero relleno de hormigón en su interior. Dichas dimensiones son:

260x260x5600 mm

260x260x8400 mm

Figura 47.

Modelado de las columnas compuestas



Nota. En la figura se observa el modelado de las columnas compuestas en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.3 Vigas

En el modelado de vigas se ocupa un componente llamado "viga de acero", mediante el cual se permite seleccionar perfiles estructurales disponibles en el mercado, lo que optimiza el tiempo de modelado,

5.3.1 Viga principal

Se utilizaron vigas comerciales disponibles en el programa, tales como:

IPE240

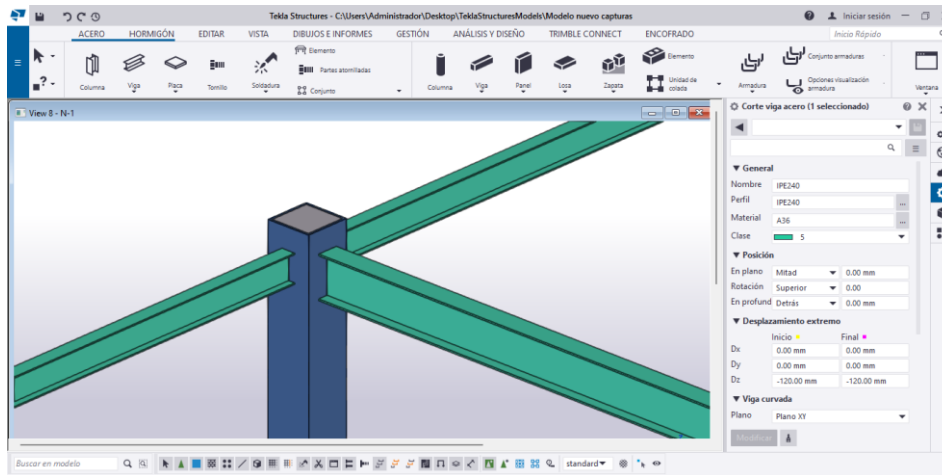
IPE220

IPE200

IPE160

Figura 48.

Modelado de las vigas principales



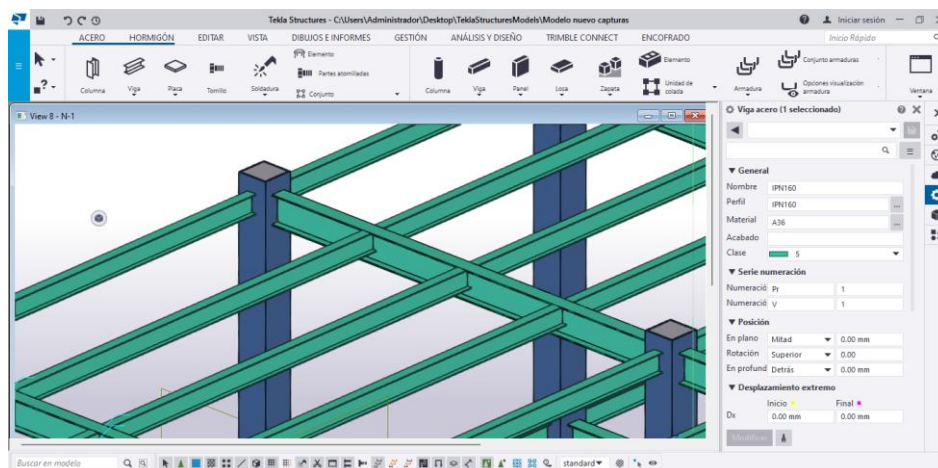
Nota. En la figura se observa el modelado de las vigas principales en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.3.2 *Viga secundaria*

IPN160

Figura 49.

Modelado de las vigas secundarias



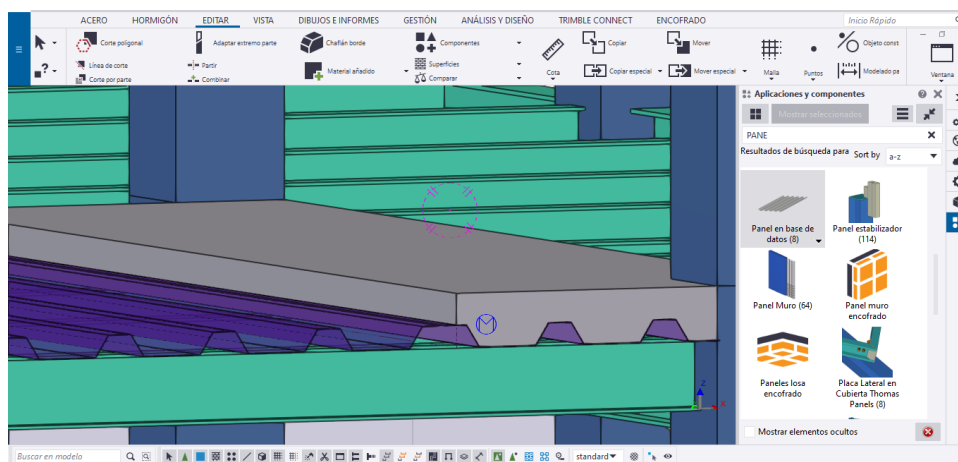
Nota. En la figura se observa el modelado de las vigas secundarias en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.4 Losa Colaborante (Deck)

En el modelado de la losa colaborante se hizo el uso de un componente llamado “panel” que se usó para la losa colaborante (Deck). Para la loseta de hormigón se hizo el uso del comando “losa de hormigón”, lo que permite realizar un elemento estructural compuesto

Figura 50.

Modelado de la Placa colaborante



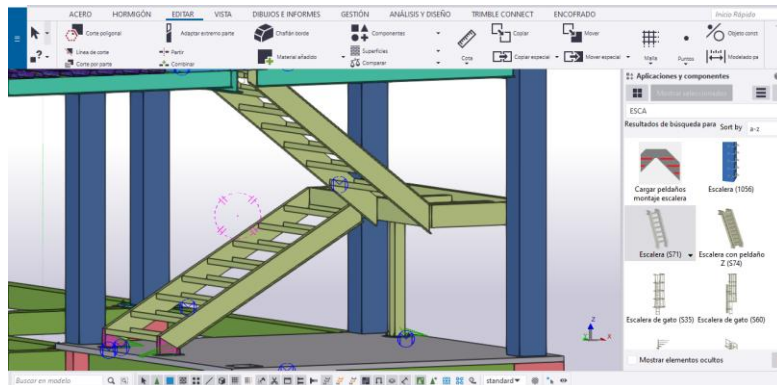
Nota. En la figura se observa el modelado la placa colaborante en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.5 Escalera

En el modelamiento de escaleras se empleó el comando “escaleras” el cual optimiza el tiempo de modelación, debido a que únicamente se requiere el ingreso de datos correspondiente a las dimensiones de la grada.

Figura 51.

Modelado de la escalera



Nota. En la figura se observa el modelado de las escaleras de acero en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

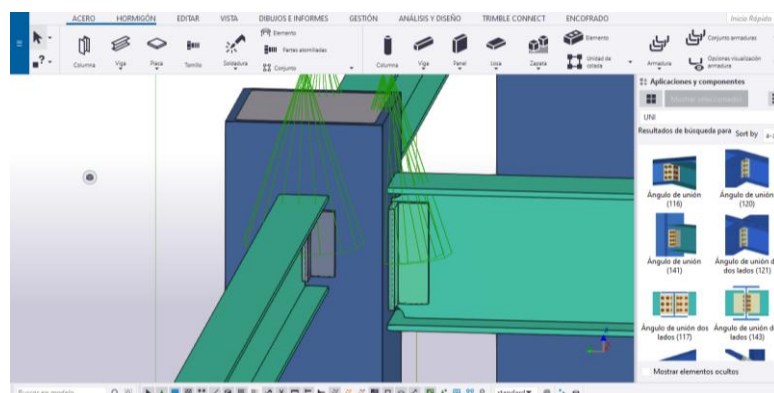
5.6 Conexiones

5.6.1 Conexión WUF-W

En el modelamiento de la conexión WUF-W se hizo el uso de 2 comandos específicos, correspondientes a “viga soldada” y “ángulo de unión”, con el fin de modelar una conexión precalificada.

Figura 52.

Modelado de la conexión WUF-W



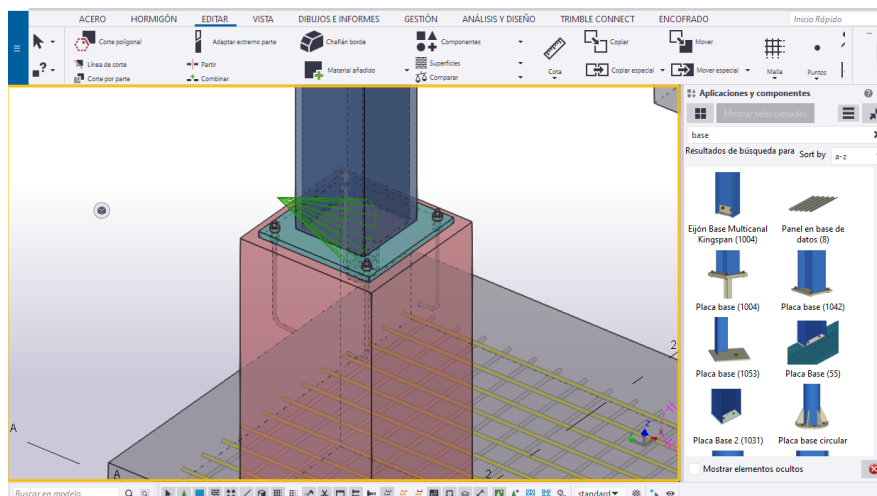
Nota. En la figura se observa el modelado de las conexiones WUF-W en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.6.2 Conexión placa base-anclaje

En el modelado de la conexión palca base-anclaje se utilizó un único componente correspondientes a “placa base”, el cual permite ingresar los parámetros necesarios para la selección del tipo de anclaje, así como su diámetro y geometría.

Figura 53.

Modelado de la conexión placa base-anclajes



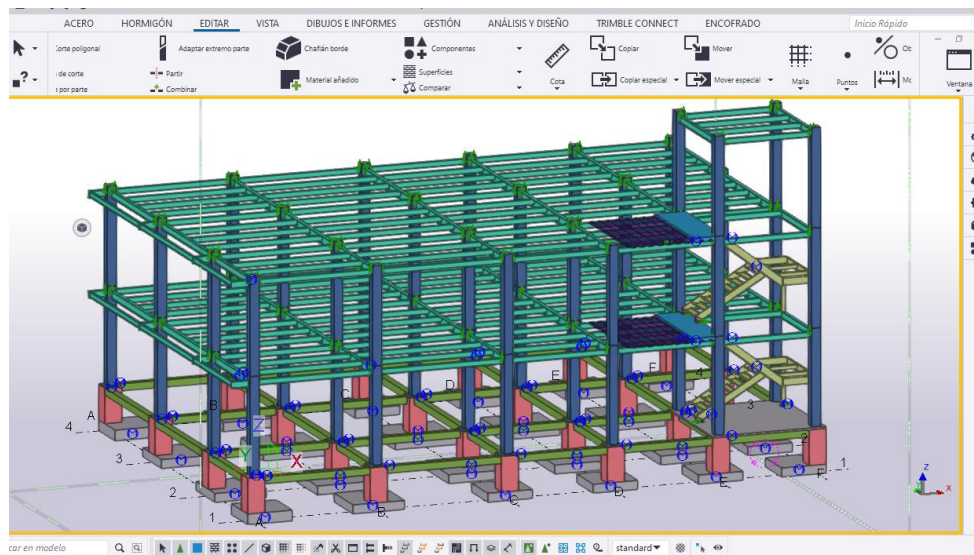
Nota. En la figura se observa el modelado de la conexión placa base-anclaje en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

5.7 Modelación de la estructura

Para el modelamiento de la estructura se desarrolló el modelo tridimensional completo de la edificación, siguiendo de manera secuencial los pasos de modelamiento previamente realizados.

Figura 54

Modelado de la estructura



Nota. En la figura se observa el modelado de estructura completa en un software especializado bajo la metodología BIM. Elaborado por: El autor

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO

6.1 Cantidades de obra

La cuantificación de cantidades de obra corresponde a la etapa inicial del proceso de elaboración del presupuesto, en la cual se define las actividades y se miden los volúmenes, áreas, metros lineales y unidades. Mediante el modelado de la cimentación y de la estructura, desarrollado con un software basado en la metodología BIM, las cantidades de obra son obtenidas de manera automatizada.

A continuación, se presenta la Tabla 53, en la cual se detalla las cuantificaciones correspondientes a las actividades de excavación, relleno y hormigón.

Tabla 52.

Detalle de cantidades de obra

DETALLE	DESCRIPCIÓN	DIMENSIONES				Subtotal	TOTAL (m3)
		Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	cantidad (u)	m3	
Excavación	Cimentación	1.80	1.80	1.30	4.00	16.85	69.94
		1.70	1.70	1.30	4.00	15.03	
		1.50	1.50	1.30	4.00	11.70	
		1.30	1.30	1.30	12.00	26.36	
	Cadena y socalo de piedra	0.60	0.40	8.75	4.00	8.40	17.18
		0.60	0.40	6.10	6.00	8.78	
Relleno	plintos	1.80	1.80	0.20	4.00	2.59	10.76
		1.70	1.70	0.20	4.00	2.31	
		1.50	1.50	0.20	4.00	1.80	
		1.30	1.30	0.20	12.00	4.06	
Hormigón	Replanteo (zapata)	1.80	1.80	0.05	4.00	0.65	2.69
		1.70	1.70	0.05	4.00	0.58	
		1.50	1.50	0.05	4.00	0.45	
		1.30	1.30	0.05	12.00	1.01	
	Zapata	1.80	1.80	0.25	4.00	3.24	13.45
		1.70	1.70	0.25	4.00	2.89	
		1.50	1.50	0.25	4.00	2.25	
		1.30	1.30	0.25	12.00	5.07	
	Zocalo de piedra	0.40	0.40	14.25	4.00	5.47	11.35
		0.40	0.40	10.20	6.00	5.88	
	Pedestal	0.50	0.50	1.00	24.00	6.00	6.00
	Cadena	0.20	0.20	14.25	4.00	2.28	4.73
		0.20	0.20	10.20	6.00	2.45	
	Columna	0.23	0.23	5.60	20.00	5.92	7.90
0.23		0.23	8.40	4.00	1.78		
escalera	0.25	0.05	1.00	30.00	0.38	0.86	
	2.40	1.00	0.10	2.00	0.48		
Losa colaborante	16.75	11.70	0.09	2.00	33.71	34.40	
	2.54	2.79	0.09	1.00	0.63		

Nota. La tabla representa a detalle las cantidades de obra obtenidas del proyecto.

Elaborado por: El autor

6.2 Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitario se determina a partir de la cuantificación de las cantidades de obra. Se considera las actividades a realizar, los materiales, mano de obra, los equipos y las herramientas, así como el rendimiento y los costos directos e indirectos correspondiente a la construcción de la edificación.

Para los costos indirectos, se adoptó un porcentaje del 17% aplicado al costo directo de cada rubro. Dicho gasto es la administración, supervisión técnica, servicios provisionales, control de calidad y otros egresos que no se asignan de manera directa.

Figura 55.

Formato de hoja para el análisis de precios unitarios (APU)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: CÓDIGO: RUBRO:	Nombre específico del trabajo o	Fecha en la que se elaboró el análisis	OFERENTE: FECHA: UNIDAD: RENDIMIENTO:	Nombre de la empresa o persona que presenta el APU	Unidad de medida del rubro.	
EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	CANTIDAD	TARIFA US\$/h	COSTO HORARIO USO	RENDIMIENTO m/hora	SUBTOTAL USO	Cantidad de unidad ejecutada por hora o jornada
Nombre del equipo, maquinaria, herramienta	Número de equipos o herramientas necesarias.	Costo por hora del uso del equipo.	Costo de operación por hora (tarifa x cantidad)	Cuánto avanza el equipo por hora		Resultado del costo horario por el rendimiento
SUBTOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA				MONTO=		
MANDO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL US\$/h	COSTO HORARIO USO	RENDIMIENTO m/hora	SUBTOTAL USO	sumatorio total de todos los equipos
Nombre de los ejecutantes	Número de trabajadores requeridos.	Costo por hora de cada trabajador.	Costo total por hora (jornal x cantidad)	Avance de la cuadrilla por hora.		Costo horario por el rendimiento
SUBTOTAL MANDO DE OBRA				MONTO=		
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		SUBTOTAL USO	sumatorio total de la mano de obra
Nombre de los materiales	Unidad de medida del material	Cantidad necesaria para una unidad del rubro.	Precio de compra por unidad del material.			Cantidad x precio unitario.
SUBTOTAL MATERIALES				MONTO=		
TRANSPORTE	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA USO		SUBTOTAL USO	sumatorio total de todos los
Nombre de los transporte/s	Unidad de medida del transporte	Número de unidades de transporte	Costo por unidad de transporte			Tarifa x cantidad
SUBTOTAL TRANSPORTE				MONTO=		sumatorio total de todo el transporte
Suma de los subtotales de las 4 secciones anteriores.					TOTAL, COSTOS DIRECTOS	\$ -
Porcentaje aplicado al costo directo para cubrir administración, utilidades, imprevistos, etc.					COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDADES %	\$ -
Otros porcentajes aplicables (según contrato u oferta).					OTROS INDIRECTOS %	\$ -
Valor final ofertado del rubro, sumatoria de costos directos mas					COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$ -
Suma del total directo más los porcentajes indirectos.					VALOR OFERTADO	\$ -

Nota. Se presenta los detalles que deben considerarse en un (APU). Elaborado por: (Chuquimarca, 2025)

6.3 Presupuesto referencial

El presupuesto referencial se obtiene a través de la elaboración de un análisis de precios unitarios (APU), el cual se ha estimado un presupuesto de \$ 87 290.21 como se detalla en la Tabla 54. Dichos valores corresponden a valores actuales del mercado y no incluyen las obras de albañilería

Tabla 53.

Presupuesto referencial

No	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U	Total (\$)
1.0	Obras Preliminares				
1.1	Bodega Provisional con tabla de monte y pingos	m2	12	13.91	166.92
1.2	Cerramiento provisional con lona verde h=2.40m	M	56.9	4.63	263.45
1.3	Rotulo de identificación	Uni.	1	30.00	30.00
2.0	Vivienda				
2.1	Movimiento de tierra				
2.1.1	Limpieza y Desbroce	m2	196.00	1.41	276.36
2.1.2	Replanteo y Nivelación a mano	m2	196.00	1.96	384.16
2.1.3	Excavación de Cimentación y Cadenas con maquina	m3	69.94	1.79	125.19
2.1.4	Relleno Compactado con material de sitio	m3	8.96	10.37	111.58
2.1.5	Desalojo de Material con volqueta	m3	62.18	8.03	499.31
2.2	Estructura				
2.2.1	Hormigón Simple replantillo f'c=180 kg/cm2	m3	2.69	100.72	270.94
2.2.2	Hormigón Simple contrapiso f'c=210 kg/cm3 inc. Polietileno	m3	194.38	19.94	3 875.94

2.2.3	Hormigón Ciclópeo 60%HS y 40% Piedra $f'c=180\text{kg/cm}^2$	m3	11.35	124.74	1 415.80
2.2.4	Hormigón Simple Zapata $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	13.45	140.10	1 884.35
2.2.5	Hormigón Simple Pedestal $f'c=210\text{kg/cm}^2$ con Encofrado	m3	6.00	194.33	1 165.98
2.2.6	Hormigón Simple Cadenas $f'c=210\text{kg/cm}^2$ con Encofrado	m3	4.73	199.32	942.78
2.2.7	Hormigón Simple Columnas $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	7.90	141.55	1 118.25
2.2.8	Hormigón Simple Escaleras $f'c=180\text{kg/cm}^2$	m3	0.86	100.72	86.62
2.2.9	Hormigón Simple Loseta (DECK) $f'c=210\text{ kg/cm}^2$	m3	34.40	182.36	6 273.18
2.2.10	Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ con alambre GALV.N 18	kg	2998.25	2.62	7 855.42
2.2.11	Malla electrosoldada 5.5-10 ($\varnothing=5.5\text{mm @}10\text{cm}$)	m2	405.72	7.17	2 909.01
2.2.12	Acero estructural A36 $f_y=2530\text{ kg/cm}^2$	kg	24788.56	2.05	50 915.97
2.2.13	Placa Colaborante (DECK)	m2	406.72	16.52	6 719.01
TOTAL					\$ 87 290.21

Nota. La tabla muestra las unidades, actividad, precio unitario y valor referencial del proyecto. Elaborado por: EL autor

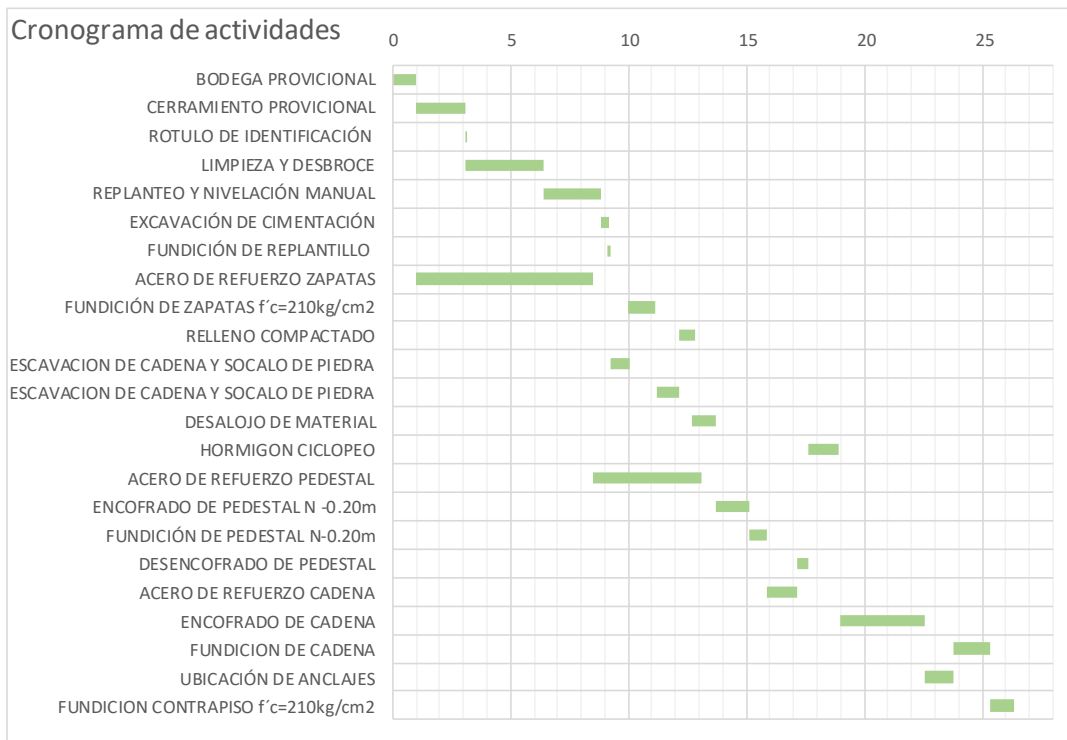
6.4 Cronograma de actividades

Para el cronograma de actividades se estableció un plazo total de 57 días para la construcción de la vivienda multifamiliar. Dicho plazo se divide en 27 días destinadas a la ejecución de la cimentación los cuales corresponde a las actividades de replanteo, excavación elaboración y colocación del acero de refuerzo, encofrado y vaciado del hormigón conforme a las especificaciones técnicas. Así mismo se asignaron 30 días para

la ejecución de la estructura de acero. periodo el cual se considera el transporte a la obra, montaje, soldadura y verificación estructural.

Figura 56

Cronograma de actividades



Nota. en la figura se puede observar los días que se demora en realizar la vivienda.

Elaborado por: El autor

CONCLUSIONES

En el diseño de la estructura se empleó inicialmente el uso de columnas de acero, sin embargo, al no cumplir con los requisitos normativos, se optó el uso de columnas compuestas de acero y hormigón. Para este sistema se incrementó el espesor de las columnas tubulares de acero y se dispuso el relleno de hormigón en su interior, con el fin de cumplir los requerimientos normativos. Esta solución permitió un mejor control de las derivas de piso y de los periodos de vibración de acuerdo con las especificaciones de la NEC-15.

Se utilizó un software especializado dentro de la metodología BIM, para la elaboración de los planos estructurales, lo que permite el desarrollo de modelos digitales tridimensionales el cual ayuda a ver de forma detallada los elementos estructurales y poder identificar de manera anticipada la interferencia de los elementos estructurales

En cuanto al modelado, una de las principales ventajas del uso de herramientas computacionales asociadas a la metodología BIM es la disponibilidad de perfiles comerciales predefinidos en el programa. Esta característica permite optimizar el tiempo de modelado de los perfiles de acero estructural

Se realizó un análisis de precios unitarios (APU) con la ayuda de la metodología BIM, las cual proporcionó valores automatizados para la obtención de cantidades mediante la creación de tablas de cuantificación. Este proceso permite la precisión de la información para reducir sobrecostos y elevar la calidad de las obras.

RECOMENDACIONES

Se recomienda el uso de una computadora con especificaciones técnicas adecuadas para el manejo de herramientas propias de la metodología BIM, debido a su interfaz extensa. En ausencia de dichas condiciones el equipo presenta fallas de rendimiento, cierres inesperados y bloqueos durante el modelamiento.

Se recomienda el uso integral de la metodología BIM desde las etapas iniciales del diseño estructural hasta el constructivo, con el objetivo de reducir conflictos de interferencia entre los elementos estructurales y optimizar la toma de decisiones técnicas.

para tener un calculo

Se recomienda que las actividades de montaje y la soldadura se realice con personal capacitado, con el fin de proporcionar la estabilidad y seguridad de la estructura

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC-358. (2016). *Prequalified Connection for Special and intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application*. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. <https://es.scribd.com/document/828241939/Conexiones-Precalificadas-ESPANOL-ICCA-aisc-358-16-diseno>
- Arquitek3D. (2024). *Zapata (cimentación) concepto y tipos de zapatas*. https://arquitek3d.com/zapata-cimentacion-concepto-y-tipos-de-zapatas/#google_vignette
- AUTODESK. (31 de 12 de 2025). *AUTODESK Construction cloud*. <https://www.autodesk.com/blogs/construction/what-is-construction-planning-the-steps-for-success/>
- Baird Cedeño, L. M. (Julio de 2022). *Normas de construcción y su importancia para los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Manabí*. https://www.researchgate.net/publication/343294626_LAS_NORMAS_DE_CONSTRUCCION_Y_SU_IMPORTANCIA_PARA_LOS_ESTUDIANTES_DE_LA_CARRERA_DE_INGENIERIA_CIVIL_DE_LA_UNIVERSIDAD_TECNICA_DE_MANABI
- Bc Consult. (11 de Junio de 2024). *Cómo elaborar un Análisis de Precios Unitarios* [video]. You tube. https://www.youtube.com/watch?v=gdY_V1wpNYg
- BIBLIOCAD. (s.f.). *Unión viga principal con secundaria*. https://www.bibliocad.com/es/biblioteca/detalle-de-union-viga-principal-secundaria_120622/
- BSG institute. (2015). *Método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) en Construcción*. <https://bsginstitute.com/bs-campus/white-paper/Metodo-de-Factores-de-Carga-y-Resistencia-LRFD-1236>
- Chacha, L., & Sánchez, J. (2016). *Introducción al diseño union viga-columna para estructuras metálicas livianas o de baja altura [Tesis de Grado, Escuela Politécnica Nacional]*. Repositorio institucional. <https://biddigital.epn.ec>
- Chuquimarca, J. (2025). *Diseño Sismoresistente de una vivienda de 2 pisos con acero estructural ubicada en el canton Puyango de acuerdo a los principios de eficiencia energética [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana]*. Repositorio Institucional. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/30681/1/TTS2217.pdf>
- Client Challenge. (s.f.). *Formulario de Vigas (Momentos, Reacciones, Deflexiones)*. <https://es.slideshare.net/slideshow/formulario-de-vigas/31102827>

- Constructivo. (2024). La importancia del análisis de costos unitarios en obras de construcción. *Constructivo R.*, 1. <https://constructivo.com/noticia/la-importancia-del-analisis-de-costos-unitarios-en-obras-de-construccion-1714689484>
- Constructivo. (2025). Diseño sismorresistente en estructuras de acero: innovación y seguridad en la ingeniería moderna. *Constructivo*, pág. 1. <https://constructivo.com/noticia/disenio-sismo-resistente-en-estructuras-de-acero-innovacion-y-seguridad-en-la-ingenieria-moderna-1756768097>
- Dibujante Estructural. (2025). *La mejor guía para dibujar placas base para columnas metálicas en el 2025*. <https://dibujantedeplanose.wixsite.com/dibujanteestructural/placas-base-para-columnas-metalicas>
- Esdefer. (24 de Abril de 2025). ventajas de las estructuras metálicas en ampliación de viviendas. <https://esdefer.com/ventajas-de-las-estructuras-metalicas-en-ampliaciones-de-viviendas/>
- Espinoza Pezantes, A. S. (2024). *Diseño estructural de una edificación a ser utilizada para el desarrollo de actividades de formación a nivel preuniversitario con una capacidad de 400 alumnos, bajo normas y métodos establecidos en la normativa estatal [Tesis de maestría, Universidad Politécnica Salesiana, sede Cuenca]*. Repositorio Institucional. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/27997/1/UPS-CT011437.pdf>
- Eude. (25 de Junio de 2024). *Introducción al BIM: Qué es y por qué es revolucionario en la construcción*. <https://www.eude.es/blog/introduccion-bim-que-es-y-por-que-es-revolucionario-construccion>
- FEMA. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings(FEMA-350)*. https://www.nehrp.gov/pdf/fema350.pdf?utm_source=chatgpt.com
- Ingenieros civiles.es. (10 de Marzo de 2025). *La Revolución Digital en la Construcción: La metodología BIM como motor de cambio*. <https://www.ingenieros-civiles.es/actualidad/actualidad/1/1827/la-revolucion-digital-en-la-construccion-la-metodologia-bim-como-motor-de-cambio>
- McCormac, & Csernak, J. (2012). *Diseño de estructuras de Acero* (Quinta Edición ed.). AlfaOmega Grupo Editor . <https://es.slideshare.net/slideshow/1estructuras-de-acero-mc-cormacpdf/252226366#1>
- MIDUVI. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. <https://desintecsa.com/Normativas/Ingenierias/NEC15/GUIA-3-ACERO.pdf>
- Moyón Silva , C. N., & Samaniego Amaguaya , E. J. (2023). *Factores que dificultan al gobierno ecuatoriano el impulso de la metodología Building Information*

- Modeling (BIM)*. [Tesis de Ingeniería, Universidad Nacional de Chimborazo]. Repositorio Institucional.
<http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/10594/1/Moy%c3%b3n%20C.%2c%20Samaniego%20E.%20%282023%29%20Factores%20que%20dificultan%20al%20gobierno%20ecuatoriano%20el%20impulso%20de%20la%20Metodolog%c3%ada%20Build%20Information%20Modeling%20%28BIM%29%201.pdf>
- NASA. (2025). *Anclas Tipo L*. <https://nacionaldeanclas.com/anclas-tipo-l/>
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Obtenido de
https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf
- NOVACERO. (Diciembre de 2021). *Novalosa catalogo digital*.
<https://www.novacero.com/wp-content/uploads/2021/12/Novalosa-Catalogo-Digital.pdf>
- Pebsteel. (11 de Febrero de 2023). *Acero estructural: tipos, propiedades y aplicaciones*
<https://pebsteel.com/en/structural-steel/>
- Ponce, M. R., Cedeño, G. P., Andrade, L. S., Albia, M. C., & Bravo, A. J. (2020). VULNERABILIDAD DEL HORMIGON EN SISMOS.
https://www.researchgate.net/publication/343921243_VULNERABILIDAD_DE_L_HORMIGON_EN_SISMOS
- Pontón, M. E., Robalino, A. F., Sánchez Grunahuer, T., & Yépez Moya, F. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Gestion de Riesgos. chrome-extension://efaidnbmnnnibpajpgleclefindmkaj/https://files.acquia.undp.org/public/migration/latinamerica/8bd50f768766ef1a55189715ce4a0c037972794aa5810b6174ad3a4fabd63970.pdf
- Quispe, I. (2020). *¿Qué son las estructuras metálicas?* de 2025, de Arcux:
<https://arcux.net/blog/que-son-las-estructuras-metalicas/>
- Salmon, C., & Jhonson, J. (1996). *Steel Structures: Desing and behavior* (4 ed.). HarperCollins.
- Sandoval, C. (2019). *Comportamiento estructural de una vivienda construida con elementos metálicos prefabricados ante acciones dinámicas en el AA. HH, [tesis de ingeniero Civil, Universidad Cesar Vallejo]*. Repositorio Institucional Digital.
https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/38034?utm_source

Structural Steel. (s. f.). *Acero estructural: Soluciones rentables para sus necesidades de construcción*. <https://www.bakersteeltrading.co.uk/structural-steel-cost-effective-solution/>

Toala, J. J. (2025). *Análisis Sismorresistente de pórticos en hormigón armado con diferentes sistemas estructurales (SMF, IMF Y OMF) y la aplicación del software Robot Structural Analysis Professional 2025*, [Tesis de Grado, Universidad Estatal de Manabí]. Repositorio digital. <https://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/8409/1/Toala%20Baque%20Jostin%20Joel.pdf>

ANEXOS