UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Titulación Previo a la Obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

"Comparativa de costos estructurales entre una edificación con pórticos resistentes a momento de hormigón armado versus pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente"

Esteban Xavier Baquero Bastidas

Quito, Junio 2024

DECLARACIÓN JURAMENTADA

Yo, BAQUERO BASTIDAS ESTEBAN XAVIER, con cédula de ciudadanía número 171854915-5, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado a calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración, cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

D.M. Quito, Junio 2024

Esteban Xavier Baquero Bastidas

C.I. 171854915-5

Correo Electrónico: exbaquero.civ@uisek.edu.ec

DECLARATORIA

El presente Trabajo de Titulación titulado:

“Comparativa de costos estructurales entre una edificación con pórticos resistentes a momento de hormigón armado versus pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente”

Realizado por:

ESTEBAN XAVIER BAQUERO BASTIDAS

Como requisito para la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Ha sido dirigido por el profesor

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

Quien considera que constituye un trabajo original de su autor.

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

TUTOR

DECLARATORIA DE PROFESORES INFORMANTES

Los profesores informantes:

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Msg.

Después de revisar el trabajo presentado,
Lo ha calificado como apto para su defensa oral ante el tribunal examinador

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Msg.

“Comparativa de costos estructurales entre una edificación con pórticos resistentes a momento de hormigón armado versus pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente”

Por

Esteban Xavier Baquero Bastidas

Junio, 2024

Aprobado:

Luis A, Soria N, Tutor.

Presidente del Tribunal.

Miembro del Tribunal

Aceptado y Firmado: _____, Junio, 2024.

Luis A. Soria N. Tutor.

Aceptado y Firmado: _____, Junio, 2024.

Miembro del Tribunal.

_____, Junio, 2024.

Presidente(a) del Tribunal

Universidad Internacional SEK

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi familia: A mi padre Xavier y a mi Madre Mabel por siempre estar en cada paso y cada logro que he dado a través de toda mi vida, Siempre han sido mi inspiración y mi apoyo incondicional. Sus lecciones, amor y sacrificios han sido una guía para poder seguir adelante y estar en donde estoy ahorita. Gracias por ser mis pilares inquebrantables y por llenar mi camino con tanto amor y sabiduría. Todo lo que soy y lo que he logrado ha sido gracias a ustedes y solo puedo decirles que los amo mucho y esto es para ustedes por siempre confiar en mí.

A mi hermano: Alejandro por estar siempre presente acompañándome y dándome consejos sabios sobre cualquier cosa como las novias, el trabajo, la universidad, los amigos, etc. Consejos que a veces da miedo contar a los padres que me han servido para afrontar los retos que se me han presentado a lo largo de la vida.

A mis abuelitos: Tito y Alba que tambien siempre han estado para mi cuando mis padres estaban ocupados ustedes siempre eran los que nos acompañaban por cualquier circunstancia que teníamos nos ayudaban a solucionarlo ese rato y tambien por todas las historias que les ha pasado a lo largo de su vida que a la final es experiencia que me ha servido como guía para evitar cometer esas cosas o tambien experimentar esas cosas.

Por último, a toda mi familia tíos, tías, primos, primas que han sido mim segunda familia y han llenado mi vida de momentos memorables y únicos estado en mi vida. Agradezco cada risa, cada consejo, cada momento que compartimos juntos. Ustedes son una parte especial de mi historia y mi corazón siempre estará lleno de gratitud por su presencia en mi vida.

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios quien ha sabido guiarme por el buen camino, y por darme fe y sabiduría en los momentos que he necesitado, por haber puesto en mi camino aquellas personas que han sido un soporte en cada etapa que he vivido.

A mis profesores que estuvieron en toda mi etapa universitaria brindándome apoyo sabiduría y ánimo para poder seguir adelante cuando me equivocaba en una prueba o deber impulsándome hacer un mejor profesional y tambien por darnos los consejos o ejemplos que se nos va a presentar en la vida en el tema de construcción.

A amigos que han estado siempre ahí en las buenas y en las malas que nos hemos apoyado en cualquier cosa y por cada momento que hemos vivido a través de risas, lágrimas y aventuras. Su apoyo y compañía son un regalo que valoro más de lo que puedo expresar con palabras.

Son muchas las personas especiales a las que nos gustaría agradecer su amistad, apoyo, ánimo y compañía en las diferentes etapas de nuestra vida.

¡Gracias a ustedes!

RESUMEN

Esta investigación tiene como finalidad el comparar los costos estructurales que involucran realizar una edificación con pórtico resistente a momento de hormigón armado versus el pórtico resistente a momento de perfiles laminados en caliente. El requisito de realizar esta comparación entre los dos tipos de estructuras es importante ya que nos debe entregar una perspectiva clara en el ámbito económico.

En la planificación del diseño se ha escogido previamente un diseño arquitectónico que permita tener un claro conocimiento de las alternativas que se presentaran en el diseño estructural, tanto en el método estructural con pórtico resistente de hormigón armado, como el pórtico resistente a momento en perfiles laminados. Para esta investigación, se analizará como se encuentra la seguridad estructural entre los dos modelos y, paralelamente presentare los costos de cada diseño. Esta investigación pretende llegar a ayudar con información relevante tanto a profesionales de la materia como a personas que estén interesadas a construir su vivienda.

Palabras clave: costos estructurales, pórtico resistente a momento, hormigón armado, perfiles laminados en caliente, seguridad estructural.

ABSTRACT

This research aims to compare the structural costs involved in constructing a building with a moment-resisting reinforced concrete frame versus a moment-resisting frame made of hot-rolled profiles. The requirement to perform this comparison between the two types of structures is important as it should provide a clear economic perspective.

In the design planning, I have previously chosen an architectural design that allows me to have a clear understanding of the alternatives that will be presented in the structural design, both in the structural method with a moment-resisting reinforced concrete frame and the moment-resisting frame in hot-rolled profiles. For this research, the structural safety between the two models will be analyzed, and I will concurrently present the costs of each design. This research aims to assist with relevant information both professionals in the field and individuals interested in building their home.

Keywords: structural costs, moment-resisting frame, reinforced concrete, hot-rolled profiles, structural safety.

ÍNDICE

I. GENERALIDADES 1

1.1 Problema de Investigación 1
1.1.1 Descripción del problema 1
1.1.2 Formulación del problema 1
1.1.3 Preguntas Accesorias 1

1.2 Antecedentes 2

1.3 Hipótesis 2
1.3.1 Hipótesis General 2
1.3.2 Hipótesis Específicas 2
1.3.3 Objetivo General 3
1.3.4 Objetivos Específicos 3

1.4 Metodología 3
1.4.1 Área de trabajo 3

1.5 Alcance 4

1.6 Limitaciones 4

1.7 Resultados esperados 4

II. MARCO TEÓRICO 5

2.1 Materiales de construcción 5

2.2 Hormigón armado 5
2.2.1 Propiedades del hormigón armado 6
2.2.1.1 Resistencia a compresión 6
2.2.1.2 Resistencia a tracción 6
2.2.1.3 Ductilidad 6
2.2.1.4 Resistencia mecánica 7
2.2.1.5 Durabilidad 7
2.2.1.6 Versatilidad 7
2.2.1.7 Resistencia al corte 7

2.3 Acero 7
2.3.1 Características del acero 7
2.3.2 Clasificación del acero 8
2.3.3 ASD y LRFD 10

2.4 Perfiles laminados en caliente, frío y soldados 10
2.4.1 Tipos de perfiles 12
2.4.1.1 Perfil tipo I 12
2.4.1.2 Perfil tipo T 12
2.4.1.3 Perfil tipo C 13
2.4.1.4 Perfil tipo L 14
2.4.1.5 Perfil tipo HSS 14
2.4.1.6 Conexiones empernadas 15
2.4.1.7 Conexiones soldadas 16

2.5 Tipos de soldadura 17
2.5.1 Soldadura filete 17
2.5.2 Soldadura ranura 17

2.5.3 Soldadura muesca 18
2.5.4 Soldadura tapón 18
2.5.5 Conexiones precalificadas 19

2.6 Pórticos 20
2.6.1 Pórticos resistentes a momento 20
2.6.1.1 Criterio Columna fuerte Viga débil 20

2.7 Normativa 21
2.7.1 (NEC-SE-VIVIENDA) 21
2.7.2 (NEC-SE-CG) 21
2.7.3 (NEC-SE-DS) 21
2.7.4 (NEC-SE-HM) 22
2.7.5 (NEC-SE-AC) 22
2.7.6 (AISC 360-16) 22

2.8 Costos 23
2.8.1 Análisis de precios unitarios 23

2.9 Metodología de diseño 23
2.9.1 Tipos de cargas y combinaciones 23
2.9.1.1 Carga Permanente 23
2.9.1.2 Carga Viva 23

2.10 Análisis estático y dinámico 24
2.10.1 Tipos de perfiles del suelo 24
2.10.2 Obtención zonificación sísmica y factor de zona Z 25
2.10.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs 27
2.10.4 Selección de valores η y r 28
2.10.5 Coeficiente de importancia I 28
2.10.6 Factor de reducción R 29
2.10.7 Coeficientes ØP y ØE (Planta y Elevación) 29
2.10.8 Límites de vibración 32
2.10.9 Secciones agrietadas 33
2.10.10 Periodo de vibración (T) 33
2.10.11 Espectro de diseño por aceleraciones Sa(T) 34

2.11 Análisis estático 34
2.11.1 Cortante basal 34
2.11.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas 35
2.11.3 Momentos torsionales horizontales y torsión accidental 35

2.12 Análisis dinámico 36
2.12.1 Derivas de piso 36
2.12.2 Corrección del cortante 36

2.13 Cimentaciones 37
2.13.1 Tipos de Cimentaciones 37
2.13.1.1 Cimentaciones Superficiales: 37
2.13.2 Cimentaciones Profundas: 39
2.13.3 Funciones Principales 39
2.13.4 Consideraciones en el Diseño de Cimentaciones 40
2.13.5 Normativas y Buenas Prácticas 40
2.13.6 Cuantía 41
2.13.7 Cuantía mínima 41
2.13.8 Área de acero 41

2.13.9 Derivas inelásticas 41
2.13.10 Desplazamientos 42
2.13.11 Periodo 42
2.13.12 Diseño de nudos 42

III. MODELACIÓN 43

3.1 Modelo Referencial 43
3.1.1 Características de los Materiales 43
3.1.2 Carga permanente 44
3.1.3 Carga viva 44
3.1.4 Combinaciones de carga 45
3.1.5 Predimensionamiento Hormigón Armado 46
3.1.6 Predimensionamiento Estructura metálica 47
3.1.6.1 Losas 47
3.1.6.2 Vigas secundarias 47
3.1.6.3 Vigas principales 49
3.1.6.4 Columnas 50
3.1.7 Cargas de diseño 51
3.1.8 Estático y dinámico 52
3.1.9 Diseño con software ETABS 54
3.1.9.1 Hormigón Armado 54
3.1.9.1.1 Verificación y corrección del cortante 56
3.1.9.1.2 Derivas elásticas 57
3.1.9.1.3 Derivas inelásticas 58
3.1.9.1.4 Máximos desplazamientos 59
3.1.9.1.5 Pesos 59
3.1.9.1.6 Periodo 59
3.1.9.1.7 Diseño de nudos 60
3.1.9.1.8 Diseño de cimentación 61
3.1.9.2 Estructura metálica 67
3.1.9.2.1 Verificación y corrección del cortante 70
3.1.9.2.2 Derivas elásticas 70
3.1.9.2.3 Derivas inelásticas 72
3.1.9.2.4 Máximos desplazamientos 73
3.1.9.2.5 Pesos 73
3.1.9.2.6 Periodo 74
3.1.9.2.7 Diseño de cimentación 75

IV. PRESUPUESTOS 81

V. CONCLUSIONES 85

VI. RECOMENDACIONES 87

VII. BIBLIOGRAFÍA 88

VIII. ANEXOS 90

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Componentes del hormigón 6
Ilustración 2. Acero al carbono 8
Ilustración 3. Perfiles estructurales ASTM 9
Ilustración 4. Perfil laminado en caliente 10
Ilustración 5. Perfil laminado en frío 11
Ilustración 6. Perfil soldado 11
Ilustración 7. Perfil tipo I 12
Ilustración 8. Perfil tipo T 13
Ilustración 9.Perfil tipo C 13
Ilustración 10. Perfil tipo L 14
Ilustración 11. Perfil tipo HSS 14
Ilustración 12. Conexiones de perfiles empernados 15
Ilustración 13. Conexiones soldadas 16
Ilustración 14. Soldadura filete 17
Ilustración 15. Soldadura de ranura completa y parcial 18
Ilustración 16. Soldadura muesca y tapón 18
Ilustración 17. Conexiones precalificadas 19
Ilustración 18. Combinaciones para el diseño por última resistencia 24
Ilustración 19. Tipos de perfiles de suelo 25
Ilustración 20. Ecuador, zonas sísmicas 26
Ilustración 21. Factor Z en función de la zona sísmica 26
Ilustración 22. Factores de sitia Fa 27
Ilustración 23. Factores de sitio Fd 27
Ilustración 24. Comportamiento no lineal del suelo 27
Ilustración 25. Tipo de uso, destino e importancia 28
Ilustración 26. Factor de reducción R 29
Ilustración 27. Regularidad en elevación 30
Ilustración 28. Irregularidad en elevación 30
Ilustración 29. Irregularidad en planta 31
Ilustración 30. Irregularidad en elevación 32
Ilustración 31. Fórmula y parámetros de cálculo del periodo de vibración T 33
Ilustración 32.Determinación del espectro de respuesta 34
Ilustración 33. Valores determinación factor K 35
Ilustración 34. Fórmula derivas de piso y límites máximos permitidos 36
Ilustración 35. Zapatas aisladas 37
Ilustración 36, Zapatas corridas 38
Ilustración 37. Losas de cimentación 38
Ilustración 38. Cimentaciones profundas 39
Ilustración 39. Modelo 3D 43
Ilustración 40. Propiedades del hormigón 240 kg/cm2 44
Ilustración 41. Cargas permanentes 44
Ilustración 42. Carga viva 44
Ilustración 43. Combinaciones de carga 45
Ilustración 44. Parámetros de diseño de elementos a flexo compresión 46
Ilustración 45. Deck metálico 47
Ilustración 46. Perfiles IPE vigas secundarias 49
Ilustración 47. Perfiles IPE vigas principales 50
Ilustración 48. Cargas de diseño planta baja 51
Ilustración 49. Cargas de diseño en cubierta 51
Ilustración 50. Cálculo manual de cortante basal y espectro de diseño 53
Ilustración 51. Dimensiones de columnas 54
Ilustración 52. Diseño de vigas 54
Ilustración 53. Diseño de losa 55

Ilustración 54. Modelo 3D hormigón armado 55
Ilustración 55. Asignación de diafragmas 56
Ilustración 56. Corrección del cortante 56
Ilustración 57. Deriva elástica (SX) 57
Ilustración 58. Deriva elástica (SY) 58
Ilustración 59. Derivas inelásticas 58
Ilustración 60. Máximos desplazamientos SX y SY 59
Ilustración 61. Peso total de la estructura 59
Ilustración 62. Periodo de la estructura 59
Ilustración 63. Verificación nudos eje crítico 60
Ilustración 64. Envolvente de cimentación 61
Ilustración 65. Propiedades del hormigón para plintos 62
Ilustración 66. Sección columna 62
Ilustración 67. Sección plinto 63
Ilustración 68. Sección cadena 63
Ilustración 69. Vista en planta cimentación 64
Ilustración 70. Coeficiente de balasto 64
Ilustración 71. Comprobación esfuerzo admisible del suelo 65
Ilustración 72. Comprobación punzonamiento 66
Ilustración 73. Dimensiones columna 67
Ilustración 74. Diseño de viga 67
Ilustración 75. Diseño de correas 68
Ilustración 76. Diseño deck 68
Ilustración 77. Implementación de diafragmas 69
Ilustración 78. Modelo 3D estructura metálica 69
Ilustración 79. Corrección del cortante 70
Ilustración 80. Deriva elástica SX 71
Ilustración 81. Deriva elástica SY 72
Ilustración 82. Derivas inelásticas 72
Ilustración 83. Máximos desplazamientos 73
Ilustración 84. Pesos de la estructura 73
Ilustración 85. Periodo estructura metálica 74
Ilustración 86. Envolvente de cimentación 75
Ilustración 87. Propiedades del hormigón para plintos 76
Ilustración 88. Sección columna 76
Ilustración 89. Sección plinto 77
Ilustración 90. Sección cadena 77
Ilustración 91. Vista en planta cimentación 78
Ilustración 92. Coeficiente de balasto 78
Ilustración 93. Comprobación esfuerzo admisible del suelo 79
Ilustración 94. Comprobación punzonamiento 80
Ilustración 95. Presupuesto de subestructura hormigón armado 81
Ilustración 96. Presupuesto de superestructura hormigón armado 81
Ilustración 97. Presupuesto final estructura hormigón armado 81
Ilustración 98. Presupuesto de subestructura estructura metálica 82
Ilustración 99. Presupuesto de superestructura estructura metálica 82
Ilustración 100. Presupuesto final estructura metálica 82
Ilustración 101. Diagrama pastel subestructura (hormigón armado vs estructura metálica) 83
Ilustración 102. Diagrama pastel superestructura (hormigón armado vs estructura metálica) 83
Ilustración 103. Diferencia de costos (hormigón armado vs estructura metálica) 84
Ilustración 104. Diagrama pastel de diferencia de costos (hormigón armado vs estructura metálica) 84
Ilustración 105. Cálculo estructural hormigón armado 91
Ilustración 106. Cálculo estructural, estructura metálica 93

I. GENERALIDADES

1.1 Problema de Investigación

1.1.1 Descripción del problema

Hoy en día y en base a los avances tecnológicos en países del 1er orden, se está implementando nuevos métodos de construcción y trabajo. Esto lleva a considerar la posibilidad de mejorar y cambiar los procesos constructivos encontrados en los métodos tradicionales de construcción, sin dejar de lado la falta de información suficiente con respecto a los costos que involucrarían aplicar el método de hormigón armado y/o el de estructura metálica; y para ello es necesario hacer una comparativa entre los dos métodos.

En esta investigación pretende comparar la construcción de una vivienda de dos pisos, de 120 mts2 de superficie de construcción, entre la estructura metálica y la estructura hecha con hormigón armado, sin incidencia del área final de terreno de la vivienda y sin el costo involucrado de la tierra. El enfoque se dirigirá a conocer que método es más viable en tema de costos de la Obra, dando a conocer a las personas o clientes, la alternativa más favorable presente hoy en día, y permitiendo una toma de decisión en la construcción de su vivienda.

1.1.2 Formulación del problema

¿Qué método constructivo es más económico entre una estructura de hormigón armado y estructura metálica?

1.1.3 Preguntas Accesorias

- ¿Cuáles son los costos estructurales para cada tipo de marco resistente a momento?
- ¿Cuál es la normativa para el diseño de cada arquetipo de marco resistente a momento?

1.2 Antecedentes

Este proyecto de investigación nos permitirá definir de una forma cuantitativa real, que método resulta más económico en relación al otro, lo que permitiría que, al saber un costo de cualquiera de los 2 métodos, solo con multiplicarlo por el factor que encontraremos a raíz del estudio, me permitiría obtener un valor real del método alterno.

Esta investigación la considero importante y necesaria para presentarla a los clientes y a la población en general, permitiendo que, al momento de tomar una decisión de construir su vivienda o edificación, se incline por el método constructivo más económico, cuanto en el costo de los materiales y proceso a usarse. Considero adicionalmente que esta investigación aportara a los clientes y profesionales involucrados en la construcción a manejar datos reales y confiables que les permitan su uso en su vida laboral cotidiana.

1.3 Hipótesis

1.3.1 Hipótesis General

La edificación con pórticos resistentes a momento de hormigón armado incurre en mayores costos estructurales totales en comparación con los pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente, considerando tanto los costos directos de materiales y mano de obra como los costos indirectos asociados a la duración del proyecto y mantenimiento a largo plazo.

1.3.2 Hipótesis Específicas

- El costo inicial de los materiales para pórticos resistentes a momento de hormigón armado es superior al de los pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente, debido a la necesidad de mayor cantidad y variedad de materiales, como el acero de refuerzo y el hormigón especializado.

- El tiempo de construcción requerido para edificaciones con pórticos resistentes a momento de hormigón armado es más prolongado en comparación con estructuras de perfiles laminados en caliente, lo que incrementa los costos laborales y los costos indirectos asociados a la duración del proyecto.
- Los pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente ofrecen una reducción en los costos de mantenimiento a largo plazo en comparación con los de hormigón armado, debido a su mayor resistencia a la corrosión y menor necesidad de reparaciones estructurales frecuentes.

1.3.3 Objetivo General

Evaluar y comparar los costos estructurales totales asociados a la construcción de edificaciones utilizando pórticos resistentes a momento de hormigón armado frente a aquellos de perfiles laminados en caliente, mediante la modelación en Etabs, para determinar cuál de las dos opciones resulta más económica a lo largo del ciclo de vida del proyecto.

1.3.4 Objetivos Específicos

- Determinar y comparar los costos de materiales para la construcción de pórticos resistentes a momento utilizando hormigón armado y perfiles laminados en caliente, mediante hojas electrónicas, para determinar diferencias significativas.
- Investigar los precios y disponibilidad de los materiales de construcción a través de investigación en el mercado local con el fin de tener un criterio más real en el tema de costos y los procesos de fabricación que se requerirá para cada método constructivo.

1.4 Metodología

1.4.1 Área de trabajo

Se utilizará el software ETABS, que es utilizado en el análisis y diseño de estructuras, acompañado del EXCEL para realizar las tablas de costos y comparativas de cada modelo.

1.5 Alcance

Este estudio se centra en comparar los costos estructurales asociados con dos tipos de sistemas de edificación: aquellos que utilizan pórticos resistentes a momento de hormigón armado y aquellos que emplean pórticos resistentes a momento de perfiles laminados en caliente. El objetivo principal es evaluar y contrastar los costos económicos relacionados con la implementación de cada sistema estructural, con el fin de proporcionar una comprensión exhaustiva de su viabilidad financiera y su potencial impacto en el proceso de construcción.

Los diseños se sitúan en la ciudad de Guayaquil, en la parroquia de Samborondón. La altura de la estructura será de 5.42 metros.

Se diseñará los modelos con un tipo de suelo E, donde se adjuntará un estudio de suelos existente del sector, mediante ensayos SPT.

1.6 Limitaciones

No se considerará en los modelos planos arquitectónicos, tampoco se incluirá temas de albañilería como son: mamposterías, instalaciones, acabados y mano de obra especializada para los modelos.

1.7 Resultados esperados

Se espera obtener y comparar los costos totales de cada tipo de edificación, integrando tanto los costos de materiales como los costos de construcción, para obtener una visión completa de la viabilidad económica de cada sistema estructural.

Basándose en los resultados obtenidos, se proporcionarán conclusiones sobre la viabilidad económica de cada sistema estructural y se ofrecerán recomendaciones prácticas para el diseño y la construcción de edificaciones futuras.

.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Materiales de construcción

Los materiales de construcción son sustancias o compuestos utilizados en el proceso de edificación, remodelación o reparación de estructuras y obras civiles. Estos materiales pueden ser naturales, como la madera, la piedra y la arcilla, o artificiales, como el hormigón, el acero y los materiales compuestos. Los materiales de construcción cumplen diferentes funciones dentro de una estructura, como proporcionar soporte estructural, aislar térmica o acústicamente, proteger contra incendios o agentes ambientales, y contribuir a la estética y el diseño arquitectónico. La elección de los materiales de construcción adecuados depende de diversos factores, como el tipo de estructura, las condiciones ambientales, la durabilidad requerida y consideraciones económicas y estéticas. (ASTM, 2020).

2.2 Hormigón armado

El hormigón armado es una mezcla de cemento, grava, arena y acero de refuerzo donde hoy en día es un material muy cotizado para las edificaciones, pero tiene muy baja resistencia a la tracción. Por otro lado, el acero corrugado como el nombre lo dice corrugado es que la superficie tenga como relieves para que se pueda adherir con el hormigón donde tiene diferentes diámetros de varilla, tiene una resistencia a la tracción muy alta con lo que uniendo los dos materiales tenemos un material más rígido que puede soportar cargas de compresión y tracción y a la vez con estribos fuerzas horizontales. Se utilizan hormigones de diferentes resistencias en función de la finalidad y función de la edificación, en función de sus características de permeabilidad, resistencia, manejabilidad, estética y costo. (Mosquera, 2015).

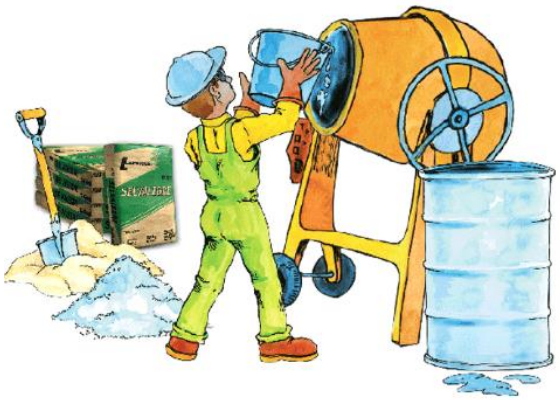


Ilustración 1. Componentes del hormigón

Fuente. García, A. (2010), materiales de construcción

2.2.1 Propiedades del hormigón armado

2.2.1.1 Resistencia a compresión

El hormigón armado tiene una alta resistencia a la compresión, lo que significa que puede soportar grandes cargas aplicadas en su dirección longitudinal sin sufrir deformaciones excesivas.

2.2.1.2 Resistencia a tracción

La característica distintiva del hormigón armado es su capacidad para resistir fuerzas de tracción debido a la inclusión de armaduras de acero. Estas armaduras son capaces de absorber las tensiones de tracción, impidiendo que el hormigón se agriete o rompa fácilmente.

2.2.1.3 Ductilidad

El hormigón armado exhibe ductilidad, lo que significa que puede deformarse con dificultad antes de alcanzar su punto de rotura. Esta característica es especialmente importante en estructuras sísmicas, ya que permite una mejor absorción de la energía durante un terremoto.

2.2.1.4 Resistencia mecánica

El hormigón armado es conocido por su alta resistencia mecánica, especialmente en compresión. Esto lo hace adecuado para soportar cargas pesadas, lo que lo convierte en un material preferido para la construcción de estructuras, como vigas, columnas, losas y cimientos.

2.2.1.5 Durabilidad

El hormigón armado tiene una excelente durabilidad y puede resistir condiciones ambientales agresivas, como la exposición a la humedad, los cambios de temperatura y los agentes químicos. Esto lo convierte en una opción duradera y de bajo mantenimiento para diversas aplicaciones.

2.2.1.6 Versatilidad

Es un material versátil que se puede adaptar a diferentes formas y tamaños. Permite la construcción de elementos estructurales complejos y diversos diseños arquitectónicos.

2.2.1.7 Resistencia al corte

Resistencia de un cuerpo a fuerzas en diferentes direcciones que pueden provocar deformaciones plásticas.

2.3 Acero

El acero es una aleación hecha principalmente de una mezcla de hierro y carbono, también puede tener otro tipo de elementos como fosforo, azufre, silicio, etc. que la combinación de más elementos lo que ayuda al acero es que tenga diferentes características. El acero estructural hoy en día tiene presentación en forma de perfiles o placas. (Simian, 2008).

2.3.1 Características del acero

-Resistencia mecánica: El acero es conocido por su alta resistencia mecánica, lo que lo hace capaz de soportar cargas pesadas y tensiones sin deformarse o romperse fácilmente.

Esta resistencia lo convierte en un material valioso para aplicaciones estructurales, como vigas, columnas y estructuras de soporte en edificaciones e infraestructuras.

-Ductilidad: El acero es un material altamente dúctil, lo que significa que tiene la capacidad de deformarse con pesada antes de alcanzar su punto de fractura. Esta propiedad es esencial en el diseño de estructuras, ya que permite una redistribución de esfuerzos en caso de cargas inesperadas o sismo.

-Tenacidad: El acero es también un material tenaz, lo que significa que puede absorber energía durante la deformación antes de fracturarse. Esto es importante para resistir impactos y cargas dinámicas, lo que lo convierte en un material seguro para su uso en construcción y vehículos.

-Durabilidad: El acero es altamente duradero y puede resistir condiciones ambientales adversas, como la humedad, la corrosión y la exposición a agentes químicos.

-Facilidad de fabricación: El acero es fácil de trabajar y fabricar en diferentes formas y tamaños, lo que lo hace altamente versátil en la construcción de estructuras y componentes.

2.3.2 Clasificación del acero

- ✓ **Acero al Carbono:**

Conformados por magnesio y carbono bajo el criterio de la ASTM presentan limitaciones en sus porcentajes.

Acero al Carbono	
Acero bajo contenido de carbono	< 0.15 %
Acero dulce	0.15% a 0.29%
Acero medio al carbono	0.29% a 0.50%
Acero con alto contenido de carbono	0.60% a 1.70%

Ilustración 2. Acero al carbono

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

- ✓ **Acero alta resistencia, baja aleación y resistente a corrosión:**

Este tipo de aceros se emplean principalmente en estructuras expuestas al ambiente exterior y donde es complicado aplicar una capa de pintura anticorrosiva. Esta característica distintiva se debe a que estos aceros contienen una cantidad reducida de cobre, lo que aumenta su resistencia a la corrosión. Sin embargo, no se recomiendan para entornos que están sujetos a corrientes marinas o a sustancias corrosivas provenientes de la industria. (Simian, 2008).

Tipo de Acero	Designacionde la ASTM		mo de fluencia	de tension Fu	Serie de perfiles aplicables									
					W	M	S	HP	C	MC	L	HSS Rect.	HSS Redondo	Tubo
Al Carbono	A 36		36	58-80										
	A 53 Gr. B		35	60										
	A500	Gr. B	42	58										
			46	58										
		Gr. C	46	62										
			50	62										
	A 501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	70										
	A 529	Gr.50	50	65-100										
		Gr. 55	55	70-100										

Ilustración 3. Perfiles estructurales ASTM

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

- ✓ **Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación:**

Aparte de carbono y magnesio, este tipo de acero contiene otros elementos como vanadio, silicio, cobre, columbio y níquel. También incluye aceros con esfuerzos de fluencia que oscilan entre 40 y 70 (lb/plg^2).

- ✓ **Grados para perfiles y placas:**

"La ASTM aprobó normas para placas laminados en caliente que son A36, A572, A588, A709, A852, A514, A913 y A922" cada uno de estos tienen sus especificaciones de uso como cuales esfuerzos de fluencia y esfuerzos últimos, para lo cual se tiene una amplia gama de acero que mejor se adapte. (Carlos Cházaro Rosario & Octavio Álvarez Valadez, 2015).

Siendo el grado A36 y el A572 GR 50 de los más utilizados en el país.

2.3.3 ASD y LRFD

- ✓ **ASD**

El Sistema ASD establecen límites para las tensiones y deformaciones de una estructura de acero. En seguridad estructural buscan garantizar la integridad de la estructura ante cargas definidas.

- ✓ **LRFD**

El Sistema LRFD Las cargas se dividen en diferentes combinaciones aplicando factores de carga de las condiciones de servicio. También, se utilizan factores de resistencia en las propiedades del material y la capacidad de carga de los elementos. (Simian, 2008).

2.4 Perfiles laminados en caliente, frío y soldados

- Cuando se realizan los procesos para crear componentes estructurales de acero a temperaturas más altas, se les denomina miembros laminados en caliente, aunque esto dependerá de la composición química específica del acero.

Ilustración 4. Perfil laminado en caliente

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

- Se refieren a elementos que se originan a partir de una chapa de acero o lámina que ha pasado por un proceso de prensado y posee dimensiones específicas. Para lograr la forma deseada de nuestro perfil, esta lámina de acero es transformada mediante

la presión ejercida por rodillos metálicos que moldean los ángulos requeridos, todo esto a temperatura ambiente. La ventaja primordial de los perfiles laminados en frío radica en su capacidad para lograr geometrías complejas en la sección transversal. Esto permite que el perfil responda de manera adecuada a los esfuerzos a los que será sometido. (Méndez, 2009).

Ilustración 5. Perfil laminado en frío

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

- Se trata de conectar dos láminas de acero con distintos grosores, pero de igual longitud, principalmente utilizado para formas más variadas y necesarias debido al tipo de carga que van a soportar, todo ello realizado siguiendo pautas establecidas por normativas. El procedimiento de soldadura implica unir los extremos de estas láminas de acero utilizando un cordón de soldadura. (INEN, 2015).

Ilustración 6. Perfil soldado

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

2.4.1 Tipos de perfiles

2.4.1.1 Perfil tipo I

Son elementos estructurales ampliamente utilizados en la industria de la construcción. Estos perfiles por su forma característica en la sección transversal, que se asemeja a la letra "I". Lo que los convierte en una opción esencial para diversas aplicaciones, desde la construcción de puentes y edificios hasta la fabricación de estructuras para maquinaria pesada. (González, 2013, p. 45).

La forma de los perfiles tipo I les permite resistir eficazmente cargas tanto en dirección horizontal como vertical, lo que los hace ideales para soportar esfuerzos de flexión y compresión.

Ilustración 7. Perfil tipo I

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas-i-p-e

2.4.1.2 Perfil tipo T

Estos perfiles destacan por su forma distintiva que se asemeja a la letra "T" en la sección transversal. Su diseño proporciona una combinación única de resistencia y flexibilidad, lo que los hace indispensables para una amplia gama de proyectos, desde la creación de estructuras soportantes hasta el refuerzo de marcos y travesaños. (González, 2013, p. 47).

La forma en "T" de estos perfiles permite distribuir cargas de manera eficiente, lo que los hace ideales para resistir tanto esfuerzos de flexión como de compresión en diferentes

direcciones. Su versatilidad y capacidad para adaptarse a una variedad de aplicaciones hacen que sean una elección valiosa para proyectos.

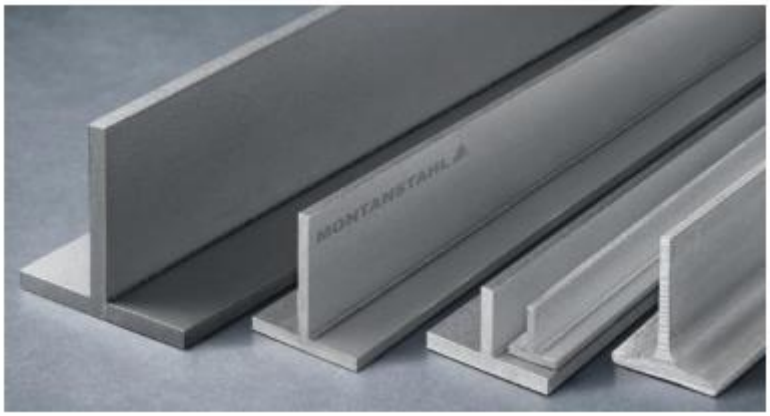


Ilustración 8. Perfil tipo T

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas

2.4.1.3 Perfil tipo C

La versatilidad de los perfiles tipo C radica en su capacidad para resistir cargas tanto en dirección vertical como horizontal, lo que los convierte en elementos fundamentales para soportar esfuerzos de flexión y compresión en diferentes direcciones. Su diseño permite una distribución eficiente de las fuerzas, lo que los hace ideales para proyectos donde la estabilidad, la eficacia estructural y la economía son factores críticos. (González, 2013, p. 48).

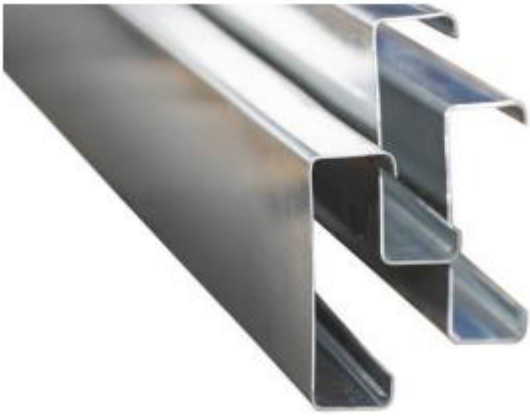


Ilustración 9.Perfil tipo C

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas

2.4.1.4 Perfil tipo L

Conocido también como ángulos ya que está formado por dos alas unidas a 90° se utilizan como elementos de acople y secciones combinadas.

Ilustración 10. Perfil tipo L

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas

2.4.1.5 Perfil tipo HSS

La principal ventaja de los perfiles HSS radica en su eficacia para resistir cargas en múltiples direcciones. Su geometría hueca no solo reduce el peso propio del material, sino que también mejora su resistencia a esfuerzos tanto de flexión como de compresión.

Ilustración 11. Perfil tipo HSS

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas

2.4.1.6 Conexiones empernadas

Esta forma de unión se caracteriza por conectar componentes metálicos mediante un proceso mecánico en su estado natural, sin alteraciones significativas. Estas conexiones requieren pernos y agujeros, los cuales deben cumplir con estándares establecidos en normativas y ser cuidadosamente elaborados fuera del lugar de construcción. Esta particularidad es una de las principales ventajas durante la etapa de montaje, además de permitir un nivel reducido de mano de obra. Esta conexión ofrece una mayor facilidad de reemplazo en caso de falla. Actualmente, la incorporación de pernos de alta resistencia ha aumentado la aceptación en el mercado debido a su mejor desempeño. No obstante, también presentan ciertas desventajas, como un mayor costo de fabricación en taller y un incremento en el peso total de la estructura. (Martínez, 2017, p. 120).

Las conexiones empernadas pueden transmitir las cargas de dos maneras: a través de aplastamiento o deslizamiento crítico. En las primeras, se aprieta ajustadamente, permitiendo que las placas o elementos a unir queden en contacto directo. En las conexiones de deslizamiento crítico, se maneja mediante un torque específico de ajuste.

Ilustración 12. Conexiones de perfiles empernados

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas

2.4.1.7 Conexiones soldadas

Este tipo de conexiones requiere procedimientos estandarizados para unir partes metálicas, mediante la aplicación de calor para fundir las superficies de los extremos de los elementos que se van a conectar, creando así una unión uniforme. La fuente de calor se genera por la resistencia del metal al entrar en contacto con corriente eléctrica (McCormac & Csernak, 2012).

Las conexiones soldadas ofrecen varias ventajas, como la economía, ya que, a diferencia de las conexiones con pernos, no se necesitan placas de unión ni pernos, lo que reduce los costos y disminuye el peso total de la estructura. Estas conexiones tienen un rango de aplicación más amplio, siendo adecuadas para situaciones ligeramente más complejas, como unir una columna de sección tubular a otros elementos estructurales. La rigidez es otro punto a favor, ya que los elementos se unen directamente entre sí, lo que significa que presentan continuidad, a diferencia de las uniones mediante placas, que hacen que la conexión sea más flexible. (Méndez, 2009).

Ilustración 13. Conexiones soldadas

Fuente. Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas

2.5 Tipos de soldadura

2.5.1 Soldadura filete

La soldadura de filete es una técnica fundamental en la fabricación y construcción que permite unir dos piezas de manera sólida y eficiente. Este tipo de soldadura es ampliamente utilizado en diversas industrias, desde la manufactura hasta la ingeniería civil y aeroespacial. Su versatilidad y capacidad para adaptarse a una amplia gama de aplicaciones la convierten en un componente esencial en la unión de elementos metálicos. (Méndez, 2009, p. 245)

En la soldadura de filete, se deposita material de relleno en la unión de las piezas a unir, formando una especie de ángulo o "filete" que refuerza la conexión.

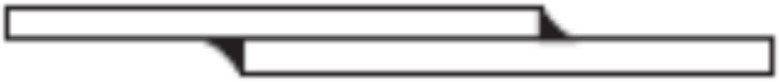


Ilustración 14. Soldadura filete

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

2.5.2 Soldadura ranura

La soldadura por ranura ha demostrado tener mayor resistencia en comparación con las soldaduras de filete. Consiste en crear una hendidura entre las piezas que se desean unir. Para lograr una conexión óptima con este tipo de soldadura, es preferible que los elementos estén alineados en un mismo plano, aunque en la práctica experimental esto no siempre se cumple. Las soldaduras por ranura suelen emplearse en uniones de columnas y en conexiones de tope, especialmente en vigas con patines a columnas.

Estas conexiones pueden ser de dos tipos: de penetración completa o de penetración parcial. En la primera, la soldadura abarca todo el espesor de las partes conectadas, mientras que, en la segunda, solo se aplica en una porción del espesor de los elementos. (Méndez, 2009, p. 245).

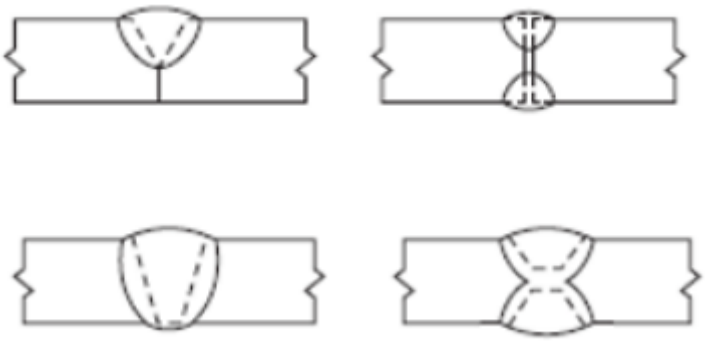


Ilustración 15. Soldadura de ranura completa y parcial

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

2.5.3 Soldadura muesca

La soldadura de muesca es una técnica de unión esencial en la industria de la construcción y la fabricación, que se utiliza para fortalecer conexiones críticas en estructuras metálicas sometidas a cargas significativas. Esta técnica se caracteriza por la creación de muescas o entallas en las piezas a unir, que permiten una mayor área de contacto y, por lo tanto, una conexión más robusta y resistente. (Méndez, 2009, p. 245)

2.5.4 Soldadura tapón

Es una soldadura circular que penetra completamente el miembro para unirlos, no son recomendadas para fines estructurales, sino para casos de traslapes donde se desconoce la longitud del filete de soldadura (McCormac & Csernak, 2012).

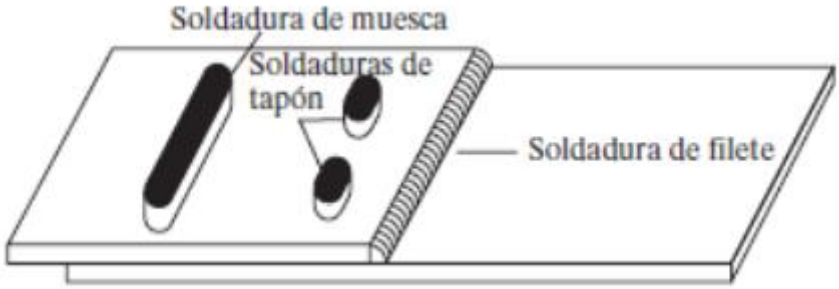


Ilustración 16. Soldadura muesca y tapón

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

2.5.5 Conexiones precalificadas

Las conexiones precalificadas son aquellas que cumplen con los criterios establecidos por la norma AISC, y han sido diseñadas y validadas mediante ensayos rigurosos para su uso en estructuras. Según esta norma, en pórticos resistentes a momentos con una capacidad moderada de disipación de energía, se establece que el ángulo de deriva del piso debe ser al menos de 0.02%. Por otro lado, para pórticos resistentes a momentos especiales, este ángulo mínimo de deriva de piso se incrementa a 0.04%. (Engelhardt & Sabol, 2015).

Adicionalmente, se requiere que la resistencia a la flexión de la conexión en la cara de la columna no exceda el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, considerando los ángulos de deriva de piso previamente mencionados. (Engelhardt & Sabol, 2015, p. 50).

CONEXIONES PRECALIFICADAS		
Conexión	Capítulo	Sistema
Vigas de sección reducida RBS	5	SMF, IMF
Placa extremo no atiesada BUEEP	6	SMF, IMF
Placa extremo atiesada BSEEP	6	SMF, IMF
Cubre placas pernada BFP	7	SMF, IMF
Aletas y alma soldada sin refuerzo WUF-W	8	SMF, IMF
Ménsula Kaiser pernada KBB	9	SMF, IMF
Conexión ConXtech ConXL	10	SMF, IMF
SMF: Special Moment Frames (DES) IMF: Intermediate Moment Frames (DMO)		

Ilustración 17. Conexiones precalificadas

Fuente. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2018). Standard Specification for Carbon Structural Steel (ASTM A36/A36M). ASTM International.

2.6 Pórticos

2.6.1 Pórticos resistentes a momento

Un pórtico resistente a momento es una estructura diseñada específicamente para soportar y distribuir las fuerzas de momento flector que se ejercen sobre ella. El momento flector, que es una fuerza de flexión, tiene la tendencia de doblar o torcer la estructura. Esta fuerza generalmente es resultado de sismos de diseño que inducen deformaciones inelásticas en las rótulas plásticas de los componentes estructurales. (Mosquera, 2015, p. 72).

2.6.1.1 Criterio Columna fuerte Viga débil

El criterio es un concepto fundamental en la ingeniería estructural, especialmente en el diseño sísmico de edificaciones y otras estructuras. Esta premisa se basa en la idea de que, en situaciones de carga lateral, como un terremoto, las columnas de una estructura deben ser más resistentes que las vigas para garantizar la estabilidad y la seguridad de la construcción.

La razón detrás de este criterio radica en cómo las estructuras experimentan esfuerzos durante eventos sísmicos. Las columnas son responsables de soportar cargas verticales y, en el caso de un terremoto, también deben resistir fuerzas horizontales considerables. Si las columnas son lo suficientemente fuertes para soportar estas fuerzas, la estructura tendrá menos probabilidades de colapsar.

Por otro lado, las vigas, que son elementos horizontales de la estructura, experimentan principalmente esfuerzos de flexión. Aunque también deben ser capaces de soportar esfuerzos sísmicos, se considera que la resistencia y rigidez de las columnas deben ser priorizadas para prevenir fallas catastróficas durante un terremoto.

2.7 Normativa

2.7.1 (NEC-SE-VIVIENDA)

se refiere a los requisitos específicos para la construcción de viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5 metros, como se establece en la NEC-SE-VIVIENDA, que forma parte de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción. Esta sección de la normativa está diseñada para guiar y regular la construcción de viviendas pequeñas y medianas, asegurando que se cumplan los estándares de seguridad y resistencia estructural adecuados para viviendas residenciales de baja altura.

2.7.2 (NEC-SE-CG)

Se refiere a las cargas que afectan a las estructuras de construcción pero que no son causadas por eventos sísmicos. Estas cargas pueden incluir factores como el peso propio de la estructura, la carga de ocupación (por ejemplo, personas y mobiliario), la carga de nieve, la carga de viento, entre otras.

Esta norma establece los criterios y requisitos para el cálculo y diseño de estructuras de construcción teniendo en cuenta estas cargas no sísmicas. Proporciona directrices sobre cómo determinar y aplicar las cargas adecuadas para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras frente a diversas condiciones de carga.

2.7.3 (NEC-SE-DS)

Se refiere a las cargas y criterios de diseño que deben tenerse en cuenta para garantizar la resistencia de las estructuras frente a eventos sísmicos, es decir, terremotos. Esta norma proporciona directrices detalladas para el cálculo, diseño y construcción de estructuras que puedan resistir las fuerzas generadas por movimientos sísmicos.

En particular, la norma NEC-SE-DS establece los parámetros para determinar las cargas sísmicas que actúan sobre las estructuras en función de la ubicación geográfica, la probabilidad

de ocurrencia de terremotos y las características del suelo. También define los métodos de análisis y diseño sísmico que deben seguirse para garantizar que las estructuras sean capaces de resistir adecuadamente las fuerzas sísmicas, minimizando así los daños y protegiendo la vida humana.

2.7.4 (NEC-SE-HM)

Establece los criterios y requisitos para el diseño, construcción y evaluación de estructuras de hormigón armado. El hormigón armado es un material compuesto ampliamente utilizado en la construcción, que consiste en hormigón reforzado con barras de acero o malla metálica para mejorar su resistencia a la tracción y la flexión.

Esta norma proporciona directrices detalladas sobre diversos aspectos relacionados con las estructuras de hormigón armado, como el diseño de elementos estructurales (como columnas, vigas, losas, etc.), los requisitos de armadura, los métodos de construcción y las técnicas de refuerzo y reparación.

2.7.5 (NEC-SE-AC)

Establece los criterios y requisitos para el diseño, construcción y evaluación de estructuras que utilizan acero como material principal. El acero es ampliamente utilizado en la construcción debido a su alta resistencia, durabilidad y maleabilidad, lo que lo hace adecuado para una variedad de aplicaciones estructurales, desde edificios y puentes hasta torres y estructuras industriales.

2.7.6 (AISC 360-16)

Es un documento técnico elaborado por el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC, por sus siglas en inglés) que establece los requisitos y criterios para el diseño, construcción y evaluación de estructuras de acero en los Estados Unidos. Esta norma es

ampliamente utilizada en la industria de la construcción y es considerada como una referencia importante para ingenieros estructurales y diseñadores.

2.8 Costos

2.8.1 Análisis de precios unitarios

El Análisis de Precios Unitarios (APU) es una metodología utilizada en el campo de la construcción y la ingeniería para descomponer el costo total de un proyecto en unidades individuales y asignarles un precio unitario.

El proceso de APU implica identificar todas las actividades y elementos que componen el proyecto, desde la excavación del terreno hasta la instalación de acabados, y asignarles un costo unitario basado en la experiencia previa, los precios de mercado, los precios de los materiales y otros factores relevantes. Estos costos unitarios se suelen expresar en términos de moneda local por unidad de medida, como metro cuadrado, metro lineal o unidad de trabajo.

2.9 Metodología de diseño

2.9.1 Tipos de cargas y combinaciones

2.9.1.1 Carga Permanente

Esta carga es el peso propio de la estructura o edificación y también se suma se aumenta carga cuando hay un artefacto o maquinaria que se integra de forma permanente a la estructura.

2.9.1.2 Carga Viva

Las cargas vivas son las que están en constante movimiento como por ejemplo personas, muebles, etc. Estas cargas pueden cambiar de lugar dependiendo del cliente donde quiera ponerles.

Combinación 1

$$1.4\ D$$

Combinación 2

$$1.2\ D + 1.6\ L + 0.5\max[L_r\ ;\ S\ ;\ R]$$

Combinación 3*

$$1.2\ D + 1.6\ \max[L_r\ ;\ S\ ;\ R] + \max[L\ ;\ 0.5W]$$

Combinación 4*

$$1.2\ D + 1.0\ W + L + 0.5\ \max[L_r\ ;\ S\ ;\ R]$$

Combinación 5*

$$1.2\ D + 1.0\ E + L + 0.2\ S$$

Combinación 6

$$0.9\ D + 1.0\ W$$

Combinación 7

$$0.9\ D + 1.0\ E$$

Ilustración 18. Combinaciones para el diseño por última resistencia

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

2.10 Análisis estático y dinámico

2.10.1 Tipos de perfiles del suelo

En su sección sobre cargas sísmicas y diseño resistente a sismos, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece una clasificación de suelos en seis tipos distintos. Esta categorización se aplica específicamente a los primeros 30 metros de profundidad del terreno, con la única excepción del tipo F, el cual está destinado para suelos considerados especiales.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	Vs < 180 m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w≥ 40% $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Ilustración 19. Tipos de perfiles de suelo

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.2 Obtención zonificación sísmica y factor de zona Z

En la construcción de edificios de uso regular, se emplea el valor de Z, que indica la máxima aceleración esperada en roca durante el sismo de diseño, y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. El lugar específico de la construcción define cuál de las seis zonas sísmicas de Ecuador es aplicable, cada una caracterizada por un valor distinto del factor de zona Z.

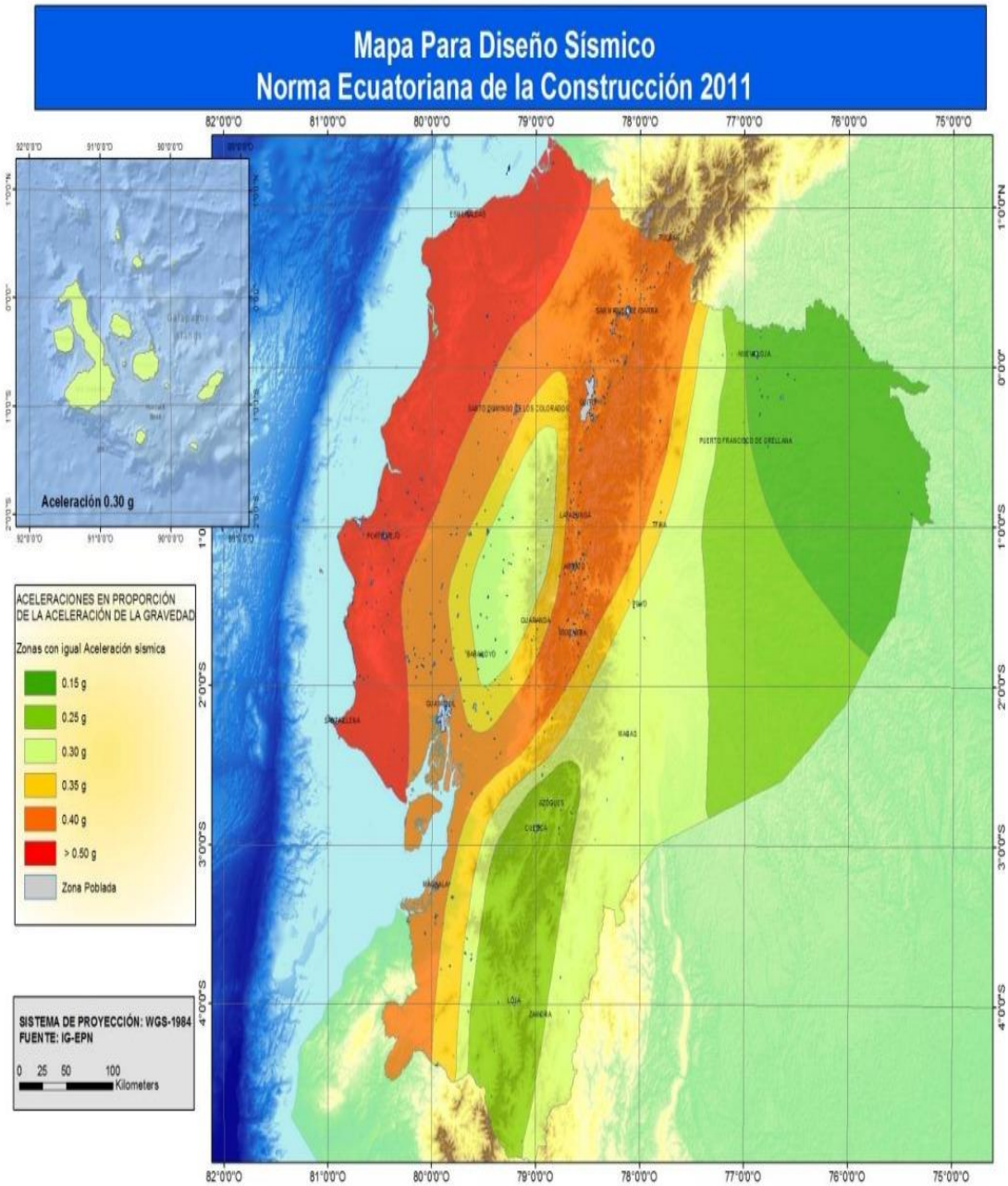


Ilustración 20. Ecuador, zonas sísmicas

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

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

Ilustración 21. Factor Z en función de la zona sísmica

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

- Fa

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

Ilustración 22. Factores de sitia Fa

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

- Fd

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Ilustración 23. Factores de sitio Fd

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

- Fs

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Ilustración 24. Comportamiento no lineal del suelo

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.4 Selección de valores η y r

En la normativa ecuatoriana de construcción, el factor η representa la relación entre la aceleración espectral en un período de 0.1 segundos. Basándose en las gráficas de peligro sísmico, la norma indica que existe una probabilidad del 10% de que estos valores sean superados en un período de 50 años, con un periodo de retorno de 475 años en roca.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.
- $r = 1$ para todos los suelos, menos tipo E.
- $r = 1.5$ tipo de suelo E.

2.10.5 Coeficiente de importancia I

El factor I, según la normativa NEC-SE-DS, tiene como objetivo aumentar la demanda sísmica de diseño para aquellas estructuras que, debido a sus características de uso, deben mantenerse operativas o experimentar daños mínimos durante y después de un sismo. Busca asegurar la funcionalidad y seguridad de infraestructuras críticas tras eventos sísmicos.

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

Ilustración 25. Tipo de uso, destino e importancia

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.6 Factor de reducción R

La normativa NEC permite el uso del factor R para reducir las fuerzas sísmicas aplicadas en el diseño de construcciones. Este factor varía dependiendo de aspectos como el tipo de estructura, las condiciones del suelo y la capacidad de deformación.

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos de hormigón armado con vigas banda con muros o diagonales	7
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
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5

Ilustración 26. Factor de reducción R

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.7 Coeficientes ØP y ØE (Planta y Elevación)

Las irregularidades en la disposición en planta o en la configuración vertical de una estructura pueden llevar a un comportamiento ineficaz o atípico durante un sismo. Por esta razón, la Normativa Ecuatoriana de Construcción (NEC) implementa coeficientes que aumentan la carga de corte en la base dependiendo de las particularidades estructurales presentes. Es crucial subrayar que este incremento en la resistencia no rectifica una respuesta inadecuada de la estructura ante sismos, por lo que es recomendable evitar dichas irregularidades en el diseño estructural.

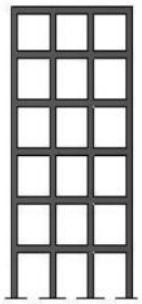
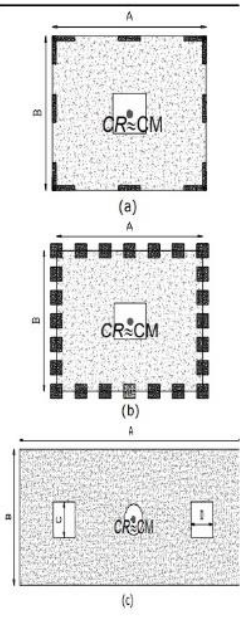
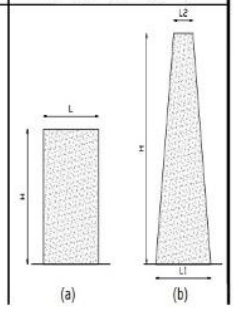
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$			

Ilustración 27. Regularidad en elevación

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

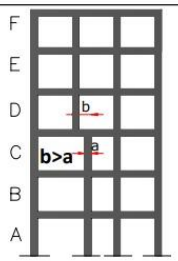
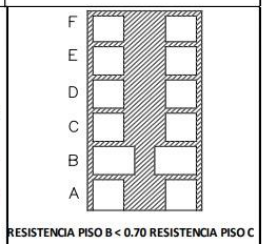
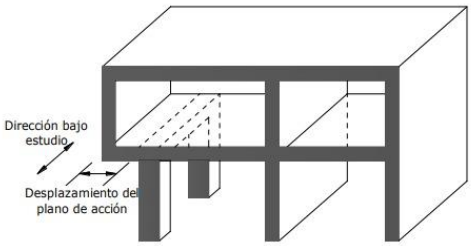
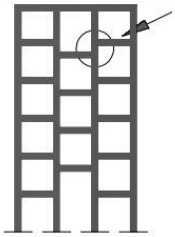
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		***Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.*** Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).		
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.		

Ilustración 28. Irregularidad en elevación

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

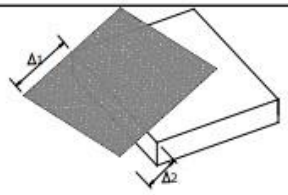
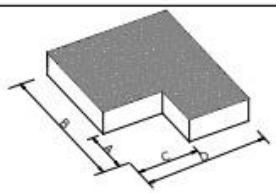
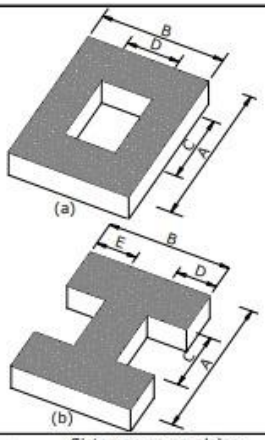
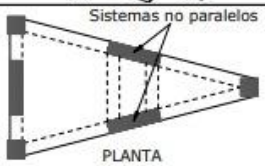
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces 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.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$ A > 0.15B y C > 0.15D 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.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi}=0.9$ a) CxD > 0.5AxB b) [CxD + CxE] > 0.5AxB 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.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	

Ilustración 29. Irregularidad en planta

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

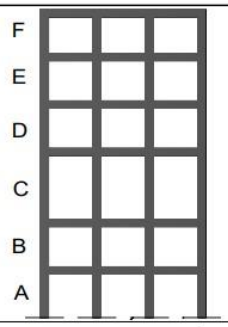
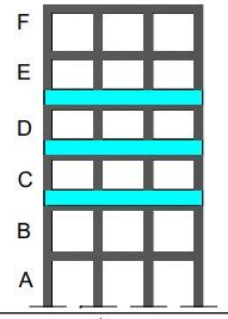
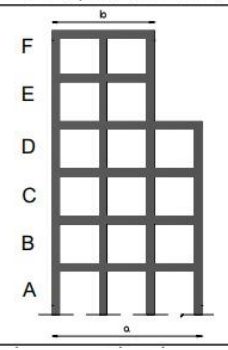
Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez K_c < 0.70 Rigidez K_D $Rigidez < 0.80\frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ ó $m_D > 1.50\ m_C$ 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.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ a > 1.3 b 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.	

Ilustración 30. Irregularidad en elevación

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.8 Límites de vibración

Estos períodos son cruciales en el análisis y diseño sísmico de estructuras, ya que facilitan la evaluación de cómo responderá la estructura ante las fuerzas sísmicas de diseño. El período To, o período fundamental inicial de vibración, refleja la duración de una oscilación completa del sistema. Por otro lado, el período Tc, o período fundamental final de vibración, marca el tiempo necesario para que el sistema manifieste su máxima respuesta bajo las fuerzas sísmicas específicas.

$$To = 0{,}1 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \qquad \text{(Ec. 1)}$$

$$Tc = 0{,}55 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \qquad \text{(Ec. 2)}$$

Donde:

Tc: Período límite de vibración.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fs: Coeficiente de amplificación de suelo.

Fd: Coeficiente de amplificación de suelo.

2.10.9 Secciones agrietadas

Las estructuras de hormigón deben procurar el uso de secciones agrietadas.

- 0.5 Ig para vigas.
- 0.8 Ig para columnas.
- 0.6 Ig para muros estructurales.

2.10.10 Periodo de vibración (T)

Donde influye el parámetro "hn" que es la altura de la edificación desde su base.

$$T = C_t\, h_n^{\alpha} \quad (\text{Ec. } 3)$$

Donde:

T: Período fundamental de vibración.

$C_t\ y\ \alpha$: Coeficiente del tipo de edificio.

h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos en metros.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Ilustración 31. Fórmula y parámetros de cálculo del periodo de vibración T

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.10.11 Espectro de diseño por aceleraciones Sa(T)

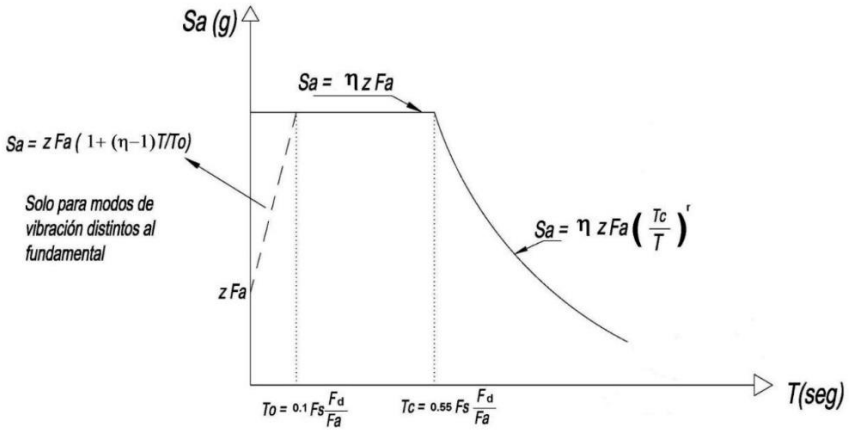


Ilustración 32.Determinación del espectro de respuesta

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

$$Sa = \eta * z * Fa \ ; \text{para } \ 0 \leq T \leq Tc \qquad (\text{Ec. } 4)$$

$$Sa = \eta * z * Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^{r} ; \text{para } \ T > Tc \qquad (\text{Ec. } 5)$$

Donde:

Sa: Espectro de respuesta elástica de las aceleraciones.

η: Razón entre la aceleración espectral Sa ($T \ = \ 0.1 \ s$).

2.11 Análisis estático

El análisis estático de una estructura se enfoca en evaluar cómo una estructura responde a cargas estáticas, es decir, fuerzas que se aplican de manera gradual y constante. Este tipo de análisis es fundamental para determinar la distribución de fuerzas internas, como momentos, cortantes y axiales, así como las deformaciones que ocurren en la estructura bajo la acción de cargas como el peso propio, cargas permanentes, cargas vivas y, en algunos casos, cargas sísmicas y de viento tratadas de manera estática.

2.11.1 Cortante basal

El cortante basal es una fuerza horizontal resultante que se aplica en la base de una estructura debido a la acción de cargas laterales, como las producidas por terremotos o vientos

fuertes. Este concepto ayuda a evaluar la capacidad de una edificación para resistir las fuerzas sísmicas y garantizar su estabilidad durante eventos sísmicos.

$$V = \frac{I\,Sa}{R\,\emptyset_P\,\emptyset_E} \qquad (\text{Ec. } 6)$$

- Donde:
- V: Cortante del análisis estático.
- I: Factor de importancia.
- R: Factor de reducción.
- $\emptyset_P\ \emptyset_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

2.11.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Ilustración 33. Valores determinación factor K

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.11.3 Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

Momentos ocasionados por las cargas laterales.

$$Ax = \left(\frac{\delta max}{1.2\,\delta prom}\right)^2 \qquad (\text{Ec. } 7)$$

- Donde:
- Ax: Factor de amplificación torsional.
- $\delta prom$: Promedio de desplazamientos de la estructura en el nivel x.
- δmax: Desplazamiento máximo en el nivel x.

2.12 Análisis dinámico

El análisis dinámico es una metodología utilizada en ingeniería estructural para evaluar cómo una estructura responde a cargas dinámicas, tales como terremotos, vientos, explosiones, o cualquier otra fuerza que varía con el tiempo. A diferencia del análisis estático, que considera cargas aplicadas de manera gradual y constante, el análisis dinámico toma en cuenta las características temporales y la variación de las fuerzas aplicadas sobre la estructura, y se utilizará la combinación modal CQC.

2.12.1 Derivas de piso

Las derivas de piso permitidas son una medida clave en el diseño y evaluación de estructuras sismo-resistentes, y se refieren a la cantidad de desplazamiento lateral que un piso puede experimentar respecto al piso inferior durante un evento sísmico. Estas derivas son fundamentales para garantizar la seguridad, funcionalidad y confort de los ocupantes de un edificio durante y después de un terremoto.

$$\Delta_m = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \qquad (\text{Ec. } 8)$$

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

Ilustración 34. Fórmula derivas de piso y límites máximos permitidos

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.2 Corrección del cortante

La corrección del cortante basal es una práctica esencial en el diseño y análisis estructural para asegurar que una edificación pueda mantener su funcionalidad al menos en un 80% durante y después de un evento sísmico. Esta corrección implica ajustar la fuerza de corte

en la base de la estructura para que refleje más precisamente las demandas reales que pueden presentarse durante un sismo.

$$\frac{Espectro\ X}{SX} = 80\ \% \qquad (\text{Ec. } 9)$$

2.13 Cimentaciones

Las cimentaciones son uno de los componentes más cruciales en cualquier edificación, ya que tienen la función de transmitir las cargas de la estructura al suelo de manera segura y eficiente. Una cimentación bien diseñada asegura la estabilidad y durabilidad de la construcción, previniendo asentamientos desiguales y posibles fallos estructurales.

2.13.1 Tipos de Cimentaciones

2.13.1.1 Cimentaciones Superficiales:

- **Zapatas:** Son losas de concreto ubicadas bajo columnas o muros. Se utilizan en suelos con buena capacidad de carga y son adecuadas para edificios de baja altura.
- **Zapatas Aisladas:** Utilizadas para soportar columnas individuales.

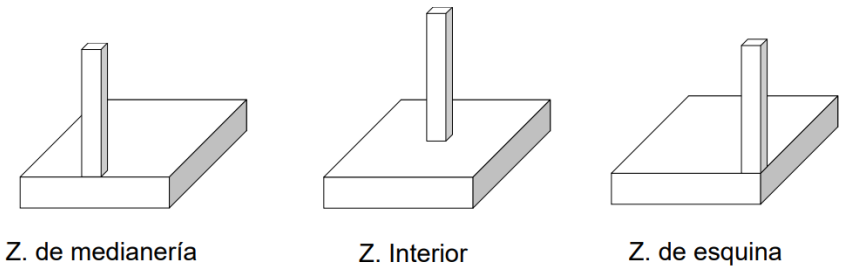


Ilustración 35. Zapatas aisladas

Fuente. Vazquez, E. (2009), Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C, recuperado de: Tipología de estructuras de cimentación y de retención.

- **Zapatas Corridas:** Soportan muros continuos y se extienden a lo largo de toda la longitud del muro.

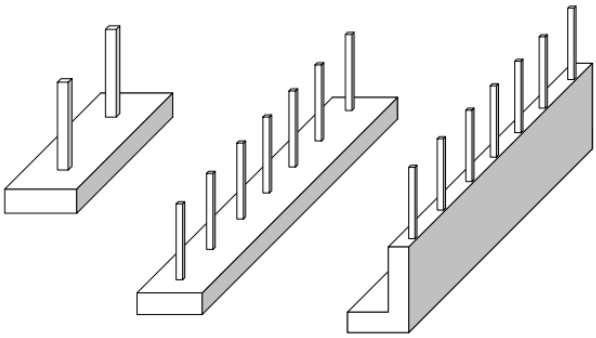


Ilustración 36, Zapatas corridas

Fuente Vazquez, E. (2009), Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C, recuperado de: Tipología de estructuras de cimentación y de retención.

- **Losas de Cimentación:** Grandes losas de concreto que cubren toda el área de la estructura, distribuyendo las cargas uniformemente. Son ideales para suelos con baja capacidad de carga o estructuras muy pesadas.

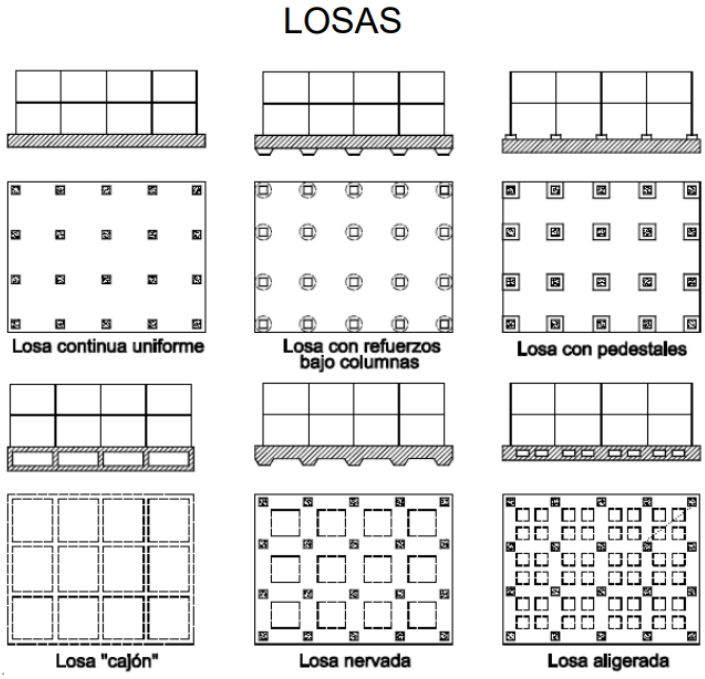


Ilustración 37. Losas de cimentación

Fuente Vazquez, E. (2009), Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C, recuperado de: Tipología de estructuras de cimentación y de retención.

2.13.2 Cimentaciones Profundas:

- **Pilotes:** Son elementos alargados y delgados que se hincan o perforan en el suelo para alcanzar estratos más resistentes. Son utilizados cuando las capas superficiales del suelo no pueden soportar las cargas estructurales.
- **Pilotes de Fricción:** Transfieren la carga al suelo circundante a lo largo de su longitud.
- **Pilotes de Punta:** Transfieren la carga a un estrato resistente en el extremo inferior del pilote.

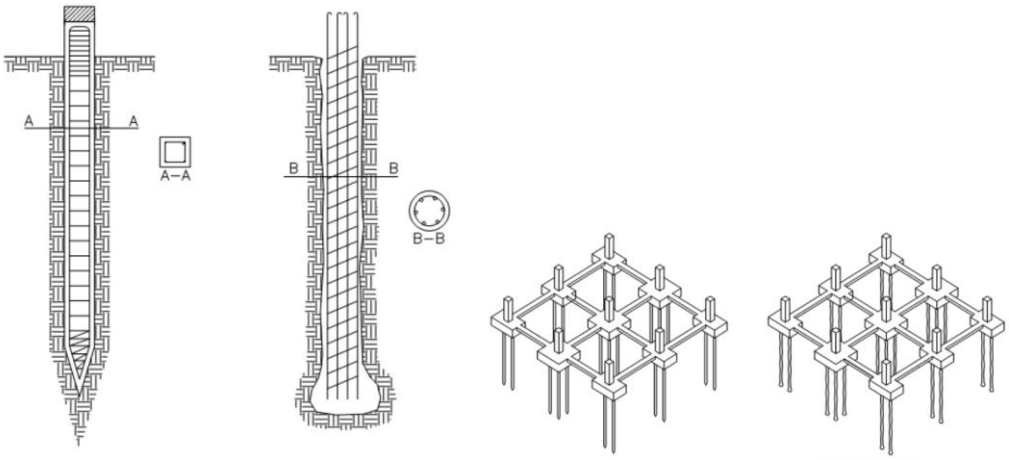


Ilustración 38. Cimentaciones profundas

Fuente Vazquez, E. (2009), Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C, recuperado de: Tipología de estructuras de cimentación y de retención.

2.13.3 Funciones Principales

- **Distribución de Cargas:** Las cimentaciones deben distribuir las cargas de la estructura de manera uniforme al suelo, evitando asentamientos diferenciales que podrían causar grietas y daños estructurales.
- **Estabilidad Estructural:** Proporcionan una base estable para la estructura, resistiendo fuerzas externas como vientos y sismos.

- **Prevención de Asentamientos:** Una cimentación adecuada previene asentamientos excesivos, que pueden llevar al fallo estructural.
- **Adaptación al Suelo:** Las cimentaciones deben estar diseñadas de acuerdo con las características del suelo, considerando factores como la capacidad de carga, la compactación, y la presencia de agua subterránea.

2.13.4 Consideraciones en el Diseño de Cimentaciones

- **Estudio del Suelo:** Es fundamental realizar un estudio geotécnico para determinar las propiedades del suelo y elegir el tipo de cimentación adecuado, en este caso de estudio el esfuerzo admisible del suelo es de 13 T/m2.
- **Carga de la Estructura:** La cimentación debe ser capaz de soportar tanto las cargas permanentes como las cargas variables (cargas vivas, viento, sismo).
- **Profundidad de la Cimentación:** Debe ser suficiente para evitar problemas como el deslizamiento o la erosión del suelo.
- **Condiciones Ambientales:** Factores como la presencia de agua subterránea, el riesgo de inundaciones, y las condiciones climáticas deben ser considerados en el diseño.

2.13.5 Normativas y Buenas Prácticas

Las cimentaciones deben cumplir con las normativas de construcción locales y estándares internacionales, como las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) o el Código Internacional de Construcción (IBC). Estas normativas garantizan que las cimentaciones sean diseñadas y construidas de acuerdo con los principios de ingeniería más avanzados y seguros.

2.13.6 Cuantía

La cuantía en el contexto de cimentaciones se refiere a la cantidad de refuerzo que se incorpora en el concreto de la zapata. Es una medida crucial para asegurar que la zapata tenga la resistencia y la capacidad de soportar las cargas estructurales y de transmitirlas al suelo de manera eficiente.

$$\rho_1 = 0{,}85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0{,}85 \times 0{,}9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}}\right]$$

(Ec. 10)

$$\rho_2 = 0{,}85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0{,}85 \times 0{,}9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}}\right]$$

(Ec. 11)

2.13.7 Cuantía mínima

Se refiere al valor mínimo que existe entre el área total del refuerzo versus el área de la sección transversal.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \qquad \text{(Ec. 12)}$$

2.13.8 Área de acero

Se refiere a la cantidad total de acero que necesita la sección transversal de la cimentación.

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d \qquad \text{(Ec. 13)}$$

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d \qquad \text{(Ec. 14)}$$

2.13.9 Derivas inelásticas

Las derivas inelásticas son una parte integral del análisis sísmico. Estas derivas muestran las deformaciones laterales que una estructura sufre cuando se encuentra en el rango

plástico durante un sismo. Reflejan deformaciones permanentes en la estructura y se utilizan para medir el posible nivel de daño.

2.13.10 Desplazamientos

Estos desplazamientos reflejan las deformaciones máximas que una estructura puede soportar. Las normativas y códigos de diseño sísmico ofrecen directrices específicas sobre los límites de desplazamiento permitidos. Estas normativas varían y establecen criterios para asegurar que las edificaciones puedan resistir cargas sísmicas sin sufrir daños significativos.

2.13.11 Periodo

representan las formas características en que la estructura responde a las cargas dinámicas. Además de los periodos modales, la tabla incluye información sobre las torsiones asociadas a cada grado de libertad. Las torsiones modales reflejan la rotación de la estructura alrededor de su eje vertical.

2.13.12 Diseño de nudos

El diseño de nudos o conexiones es un aspecto fundamental en la ingeniería estructural, ya que son los puntos donde los elementos estructurales se unen entre sí. Estas conexiones deben ser diseñadas cuidadosamente para garantizar la integridad estructural y la seguridad de la construcción en su conjunto.

III. MODELACIÓN

3.1 Modelo Referencial

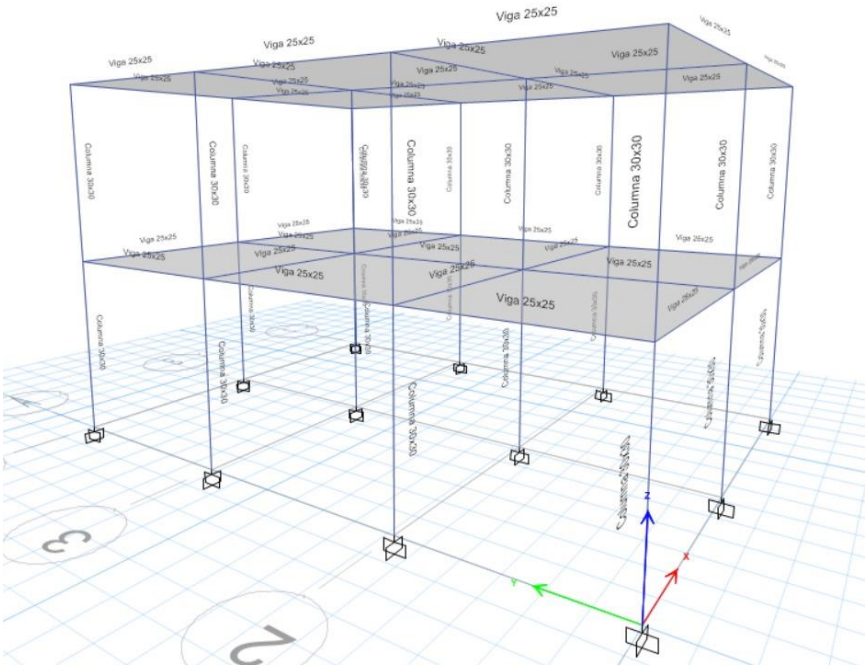


Ilustración 39. Modelo 3D

Fuente. Etabs 2020

3.1.1 Características de los Materiales

Columnas y vigas hormigón armado f'c = 240 kg/cm2

Columnas y vigas acero A36 fy = 2531 kg/cm2

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E = 12400\sqrt{f'c} \qquad \text{(Ec. 15)}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del hormigón.

f'c: Resistencia característica a la compresión del hormigón.

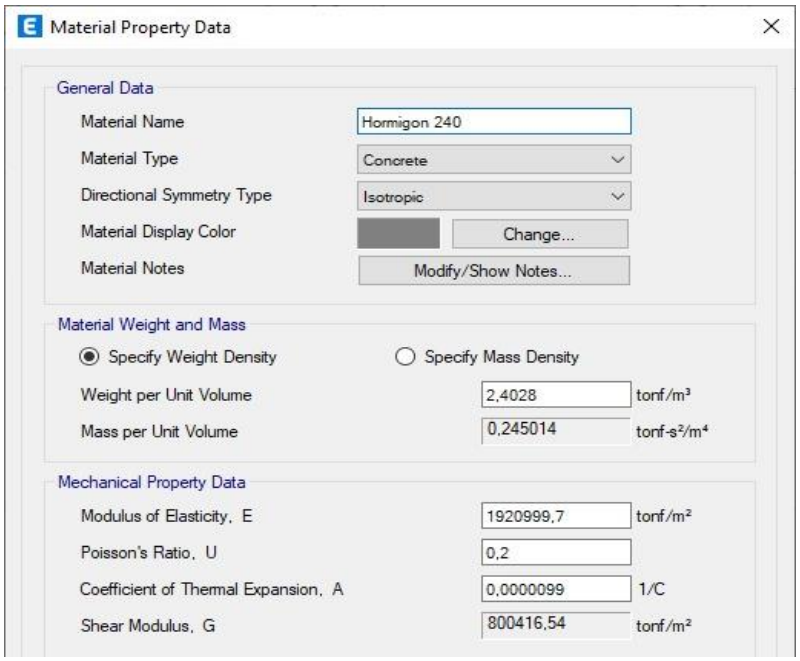


Ilustración 40. Propiedades del hormigón 240 kg/cm2

Fuente. Etabs 2020

3.1.2 Carga permanente

Las cargas permanentes se componen por los pesos de los elementos de la estructura.

CARGA PERMANENTE	Paredes	0.15	ton/m2
	Acabados	0.1	ton/m2
	Instalaciones	0.1	ton/m2
	Total	0.35	ton/m2

Ilustración 41. Cargas permanentes

Fuente. Autoría propia

En la cubierta inaccesible se considerará la carga por granizo e instalaciones.

$$\boldsymbol{CP\ cubierta} = \mathbf{0,10}\ \boldsymbol{T/m2}$$

3.1.3 Carga viva

La carga viva, depende del uso de su estructura que será para vivienda.

CARGA VIVA	Total	0.2	ton/m2

Ilustración 42. Carga viva

Fuente. Autoría propia

3.1.4 Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga de la norma NEC.

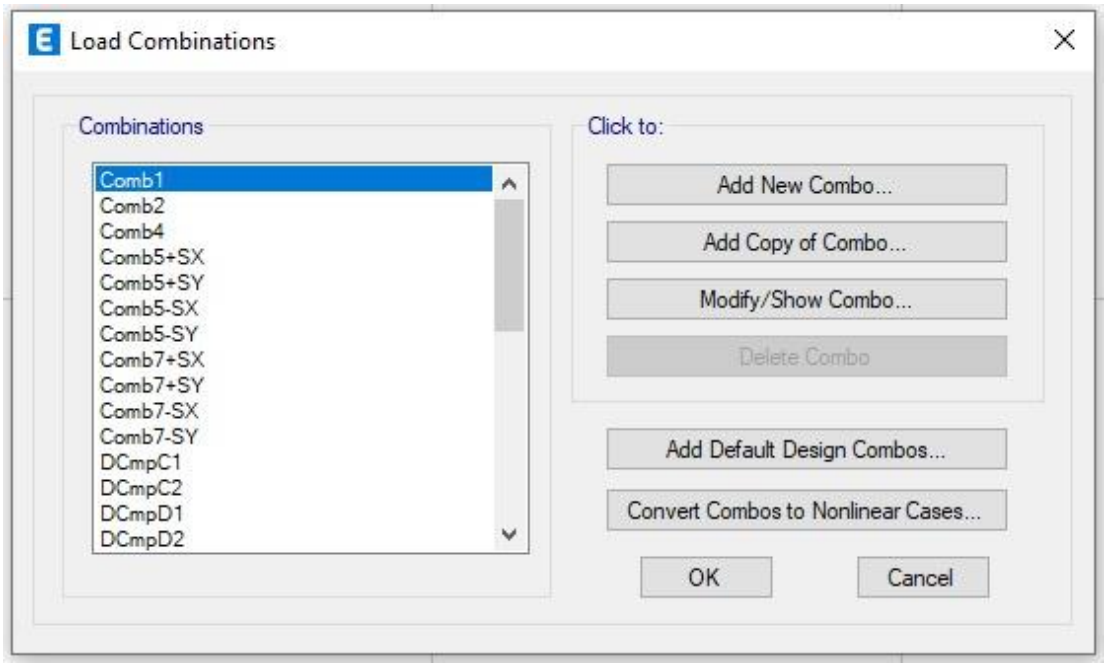


Ilustración 43. Combinaciones de carga

Fuente. Etabs 2020

3.1.5 Predimensionamiento Hormigón Armado

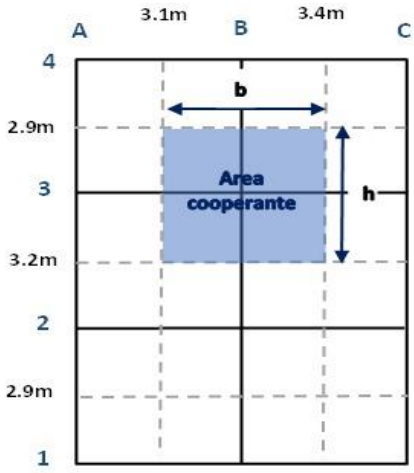
b=	3.25	m
h=	3.05	m

Ac=	9.9125	m2

Carga de diseño		
Wu=	0.74	ton/m2
Pu=	14.6705	ton

Dimensiones de columna		
Ag=	0.028	m2

a=	0.2	m
b=	0.2	m
Ag=	0.04	m2



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

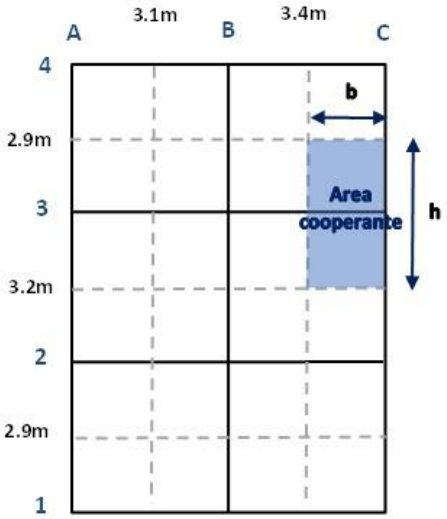
b=	1.7	m
h=	3.05	m

Ac=	5.185	m2

Carga de diseño		
Wu=	0.74	ton/m2
Pu=	7.6738	ton

Dimensiones de columna		
Ag=	0.015	m2

a=	0.2	m2
b=	0.2	m2
Ag=	0.04	m2



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

Ilustración 44. Parámetros de diseño de elementos a flexo compresión

Fuente. Autoría propia

3.1.6 Redimensionamiento Estructura metálica

3.1.6.1 Losas

Las losas se conforman por placas colaborantes y hormigón simple, el pre dimensionamiento de estos elementos se realiza en relación de la separación entre las vigas donde se apoyará la losa compuesta.

Para analizar la losa compuesta se toman como referencia una placa colaborante disponible en el Ecuador, donde especifica las luces o separación entre apoyos que se puede utilizar; para este caso con un espesor de deck de 0.65mm y espesores de losa de 8cm o superiores la luz mínima de 1.60 m soporta una carga de hasta 2200 kg/m2.

Tabla de ayuda para diseño KUBILOSA

CARGA SOBREIMPUESTA (KG/M²)												MÁXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGÚN CONDICIONES DE APOYO					
ESPESOR KUBILOSA	ESPESOR LOSA	SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (m)										ESPESOR KUBILOSA	CONDICIÓN DE APOYO	ESPESOR DE LA LOSA (cm)			
(mm)	(cm)	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	(mm)		5	6	7	8
0,65	5	2.200	1.727	1.365	1.098	894	736	610	509	426	357	0,65	una luz	1,59	1,52	1,47	1,42
	6	2.200	1.979	1.565	1.258	1.025	844	700	584	489	410		dos luces	2,06	1,98	1,90	1,84
	7	2.200	2.229	1.763	1.418	1.156	951	789	659	552	463		tres luces	1,91	1,83	1,76	1,70
	8	2.200	2.478	1.960	1.557	1.285	1.058	878	733	614	516						
0,76	5	2.200	2.046	1.624	1.311	1.074	889	742	624	527	446	0,76	una luz	1,67	1,60	1,54	1,49
	6	2.200	2.345	1.861	1.503	1.231	1.019	851	716	605	513		dos luces	2,17	2,08	2.01	1,94
	7	2.200	2.641	2.097	1.694	1.388	1.149	960	807	682	579		tres luces	2,01	1,92	1,85	1,79
	8	2.200	2.936	2.331	1.884	1.543	1.278	1.068	898	759	644						
0,90	5	2.200	2.450	1.951	1.582	1.301	1.082	909	744	582	456	0,90	una luz	1,77	1,70	1,63	1,58
	6	2.200	2.808	2.236	1.813	1.492	1.241	1.043	883	751	643		dos luces	2,30	2,20	2.12	2,05
	7	2.200	2.200	2.519	2.043	1.681	1.399	1.175	995	847	725		tres luces	2,12	2,03	1,96	1,89
	8	2.200	2.200	2.801	2.272	1.869	1.556	1.307	1.107	943	807						

Ilustración 45. Deck metálico

Fuente. KUBILOSA

3.1.6.2 Vigas secundarias

Se considera que la viga eta simplemente apoyada, se establece la carga viva y muerta que intervienen sobre el ancho cooperante de la viga; despreciando por el momento el peso propio de la viga; el análisis se realizado en base a la combinación de carga 2 (LRFD) establecida en la NEC-2015; mostrando la carga en metros cuadrados.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * 0.313\frac{ton}{m2} + 1.6 * \frac{0.20ton}{m2} = 0.70\frac{ton}{m2} \qquad (Ec.16)$$

Se multiplica la carga por el ancho cooperante que para la máxima luz de 3.4 m es de 0.85 m.

$$\mathrm{W} = 0.68 * 1.82 = 0.60\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m}} \qquad (Ec.17)$$

Se establece el momento máximo para la viga de 4.64 m de largo simplemente apoyada a las vigas principales. Adicional a esto se deduce la reacción en los apoyos, que esta viga transmitirá a vigas principales:

$$\mathrm{Mu} = \frac{\mathrm{W} * \mathrm{L}^2}{8}$$

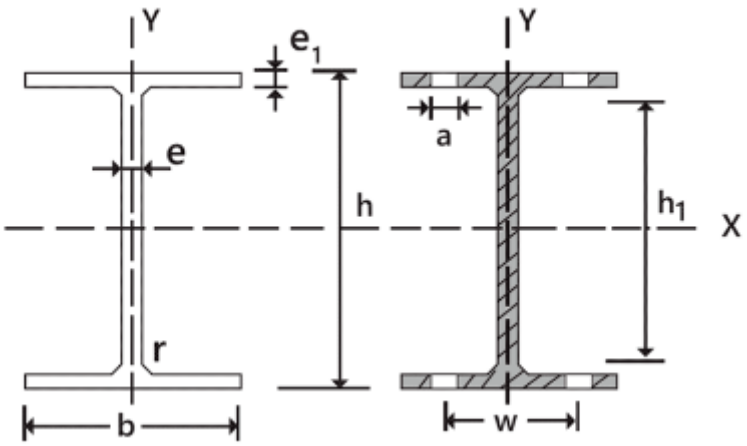
$$\mathrm{Mu} = \frac{0.59 * 2.9^2}{8} = 0.62\ ton - m \qquad (Ec\ .18)$$

$$\mathrm{Ru} = \frac{\mathrm{Mu}}{2} = \frac{0.62}{2} = 0.31\ ton \qquad (Ec.19)$$

Se calcula el valor del módulo plástico Zxreq, de la siguiente forma:

$$\mathrm{Zxreq} = \frac{\mathrm{Mu}}{\emptyset Fy} = \frac{62000.00\mathrm{kg} - \mathrm{cm}}{0.9 * 3514\frac{kg}{cm2}} = 19.60cm3 \qquad (Ec.20)$$

Con este valor se referencia a tablas de vigas tipo IPE del catálogo de IMPORTACEROS donde se revisa los parámetros de la misma.



PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm	A cm	S_x cm^3	I_x cm^4	W_x cm^3	i_x cm	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	I_a cm^6	w mm	a mm	e_2 mm	Peso p kp/m
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8

Ilustración 46. Perfiles IPE vigas secundarias

Fuente. IMPORTACEROS

3.1.6.3 Vigas principales

Las vigas principales absorben las reacciones de las vigas secundarias y las trasfieren a las columnas. Las vigas principales consiguen conectarse a través de distintos tipos de conexiones a las columnas, y es claro que los esfuerzos dependerán de la condición de apoyo que tenga para ello se sigue un análisis similar al de las vigas secundarias consideran el apoyo fijo que tendrán en los extremos por la condición dada según AISC 314-16 para los elementos estructurales tipo pórticos especiales a momento.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * (0.313 + 0.015)\frac{ton}{m2} + 1.6 * \frac{0.20ton}{m2} = 0.72\frac{ton}{m2} \qquad (Ec.21)$$

Se multiplica la carga por el ancho cooperante que para la máxima luz de 3.4 m es de 1.45 m.

$$\mathrm{W} = 0.72 * 1.45 = 1.04\frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m}} \qquad (Ec.22)$$

Se establece el momento máximo positivo, para la viga de 3.4 m. Adicional a esto se computa la reacción en los apoyos, que esta viga transmitirá a vigas principales:

$$\mathrm{Mu} = \frac{\mathrm{W} * \mathrm{L}^2}{12}$$

$$\text{Mu} = \frac{1.04 * 3.4^2}{12} = 1.0\ ton - m \qquad (Ec.23)$$

Se computa el valor del módulo plástico Zxreq, de la forma indicada a continuación:

$$\text{Zxreq} = \frac{\text{Mu}}{\emptyset Fy} = \frac{100000.00\text{kg} - \text{cm}}{0.9 * 3514 \frac{kg}{cm2}} = 31.62\ cm3 \qquad (Ec.24)$$

PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm	A cm	S_x cm^3	I_x cm^4	W_x cm^3	i_x cm	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_T cm^4	I_a cm^6	w mm	a mm	e_2 mm	Peso p kp/m
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2

Ilustración 47. Perfiles IPE vigas principales

Fuente. IMPORTACEROS

3.1.6.4 Columnas

Para determinar la carga se utiliza la carga permanente y el peso muerto de las vigas secundarias y principales previamente calculadas y repartido para el área de influencia de la columna.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * (0.313 + 0.007 + 0.0072)\frac{ton}{m2} + 1.6 * \frac{0.20ton}{m2} = 0.71\frac{ton}{m2} \qquad (Ec.25)$$

Debido a que no se puede estimar la acción de sismo en la sección durante la etapa de prediseño, es recomendable multiplicar la cargar por un factor de mayoración de 1.10. Para determinar el área tributaria y el peso aproximado de carga para la columna.

$$At = \frac{3.1 + 3.4}{2} * \frac{3.2 + 2.9}{2} = 6.3m2 \qquad (Ec.26)$$

$$Pu = \frac{At * U * \#pisos}{0.85} \qquad (Ec.27)$$

$$Pu = \frac{6.3 * 0.71 * 2}{0.85} = 10.52\ t \qquad (Ec.28)$$

$$Ag = \frac{Pn}{\phi * Fc}$$

$$Ag = \frac{10.52 * 1000}{0.90 * 3514\ kg/cm2} = 3.33\ cm2 \qquad (Ec.29)$$

Para KL/r=50, y por medio de interpolación, se tiene un valor de 2.649 t/cm2, por lo que se puede iniciar el análisis con columnas de 150x150x5 mm que tiene un área de 61.44 cm2

3.1.7 Cargas de diseño

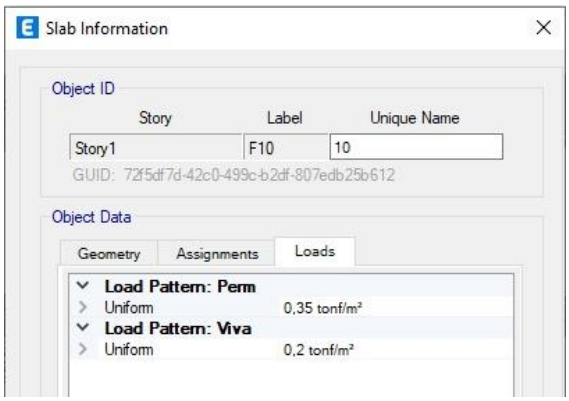


Ilustración 48. Cargas de diseño planta baja

Fuente. Etabs 2020

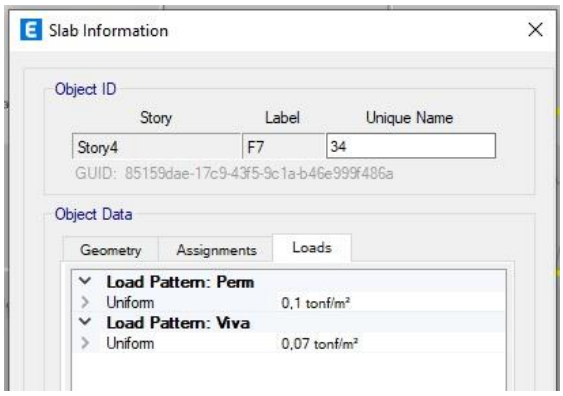


Ilustración 49. Cargas de diseño en cubierta

Fuente. Etabs 2020

3.1.8 Estático y dinámico

CALCULO CORTANTE BASAL

ESTEBAN BAQUERO

I) Factor de zona sísmica

No. Pisos=	2
Elija la parroquia=	SAMBORONDON
Provincia	GUAYAS
Z=	0.4
Zona sísmica=	V
Peligro sísmico=	Alta

II) Factor de importancia

Tipo de uso=	Otras estructuras

I=	1

III) Tipo de suelo

Elija perfil de suelo tipo=	E

IV) Configuración estructural

Elija configuración estructural=	Pórticos de hormigón sin muros ni diagonales

Ct=	0.055
α=	0.9

Altura máxima de la estructura	**hn=**	5.4	m

V) Periodo fundamental de vibración

T=	0.2509	seg

X) Valor de k

T	K
T < 0,5	1
0,5 - T - 2,5	0.875
T > 2,5	2

K = 1.0000

VI) Cálculo de aceleración

Fa=	1	
Fd=	1.6	
Fs=	1.9	
To=	0.30	seg
Tc=	1.67	seg

Provincias de la Costa (Excepto Esmeraldas) n= 1.800

r=	1.500
Sa=	0.720

VI) Factor de reducción de resistencia sísmica

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas R= 6.00

VII) Configuración de elevación

Altura de entrepiso constante, dimensión del muro constante o varía proporcionalmente

ϕe= 1.00

VIII) Configuración en planta

El centro de rigidéz es semejante al centro de masa

ϕp= 1.00

IX) Cortante basal

W= 1 Ton

V= 0.1200 Ton

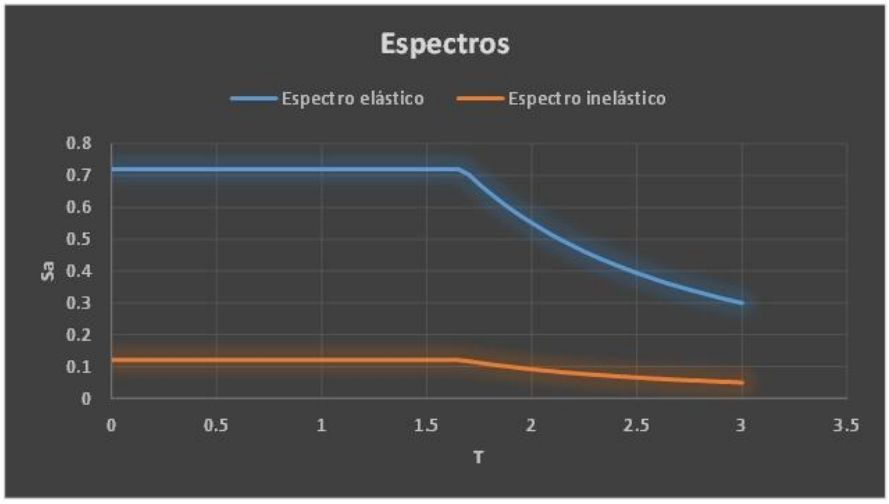


Ilustración 50. Cálculo manual de cortante basal y espectro de diseño

Fuente. Autoría propia

3.1.9 Diseño con software ETABS

3.1.9.1 Hormigón Armado

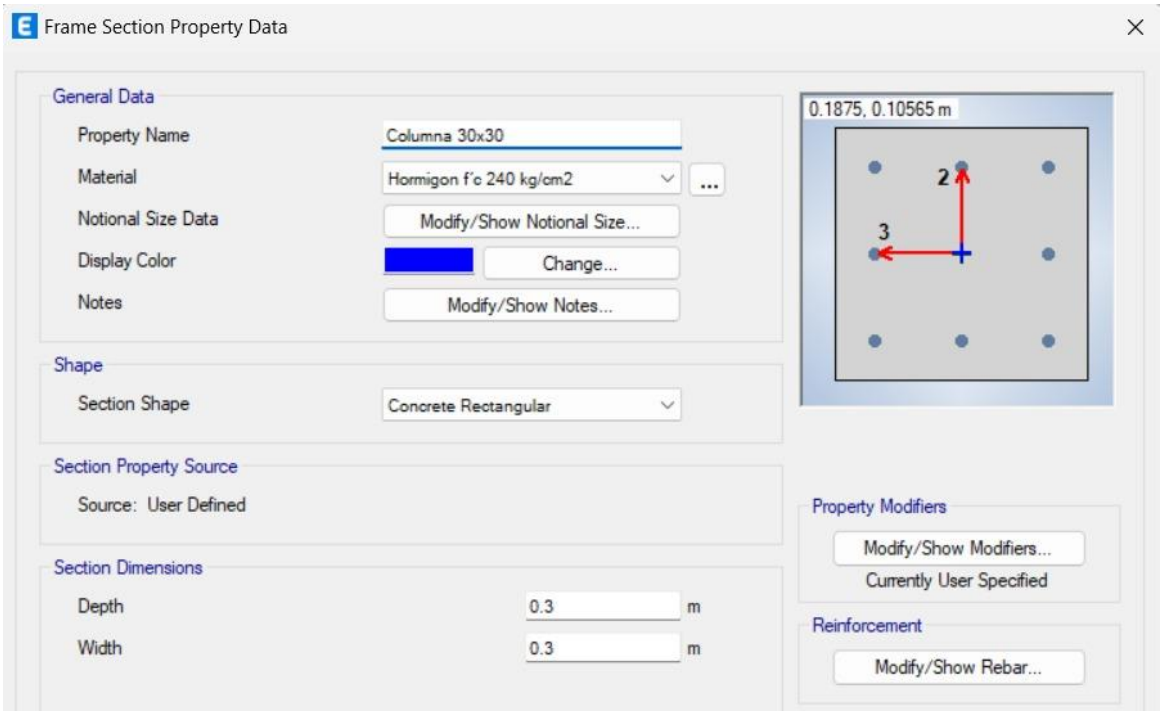


Ilustración 51. Dimensiones de columnas

Fuente. Etabs 2020

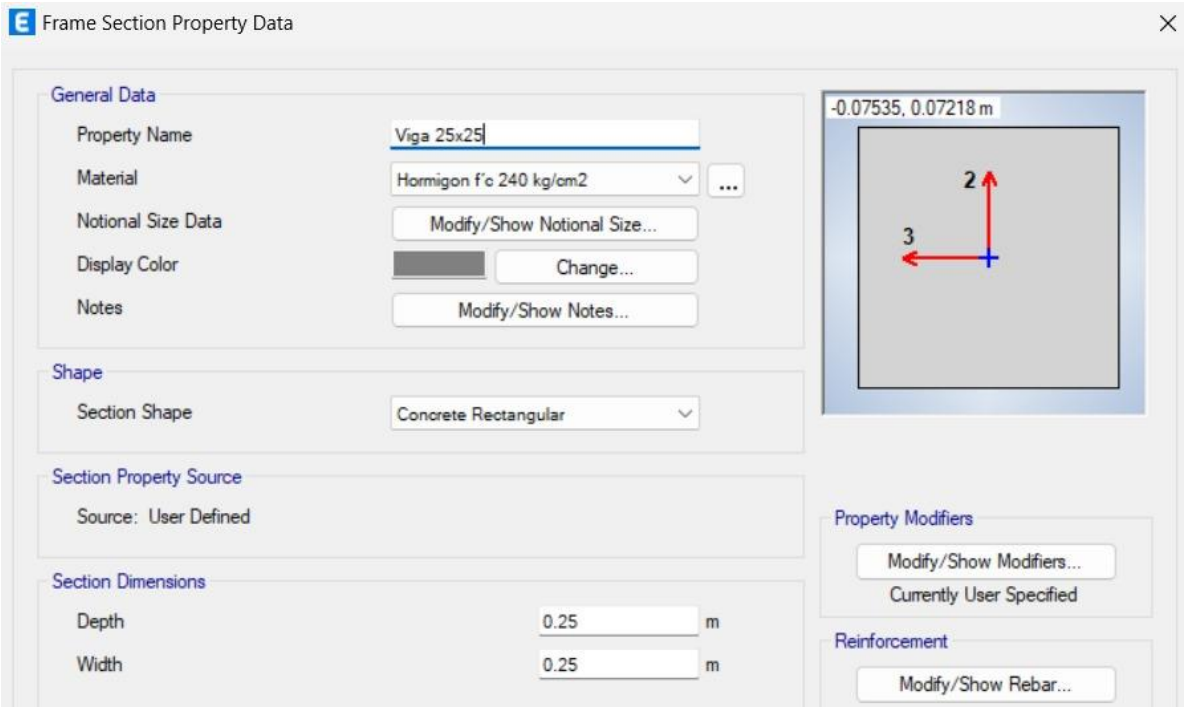


Ilustración 52. Diseño de vigas

Fuente. Etabs 2020

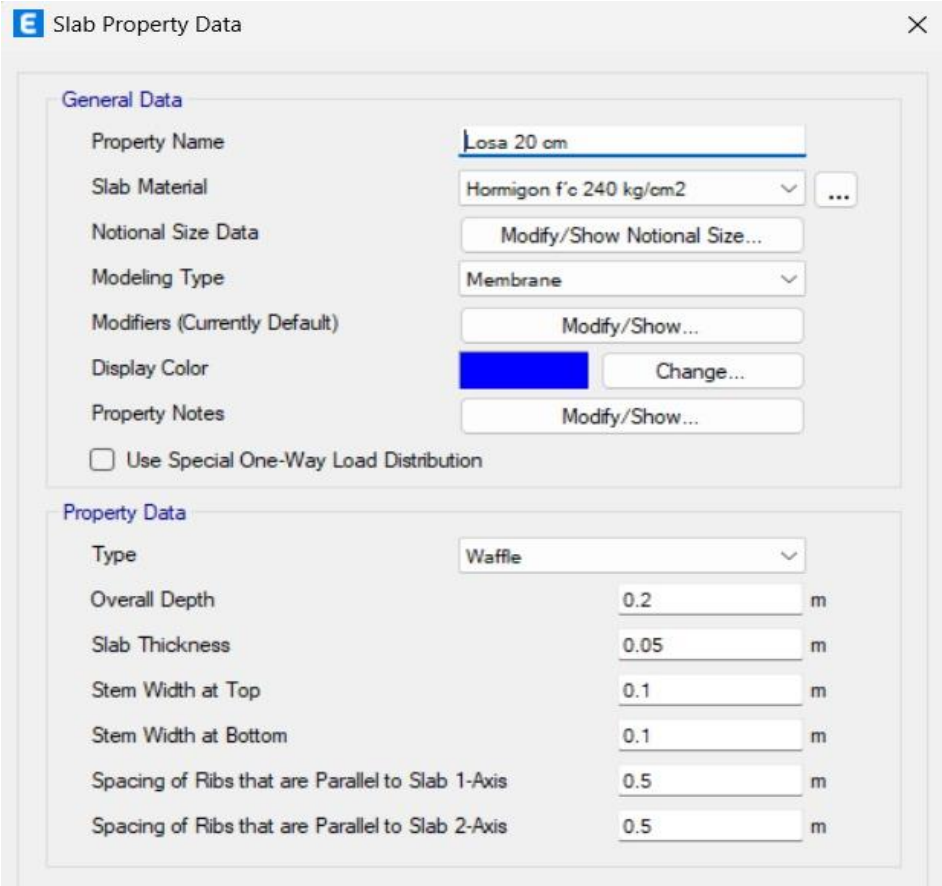


Ilustración 53. Diseño de losa

Fuente. Etabs 2020

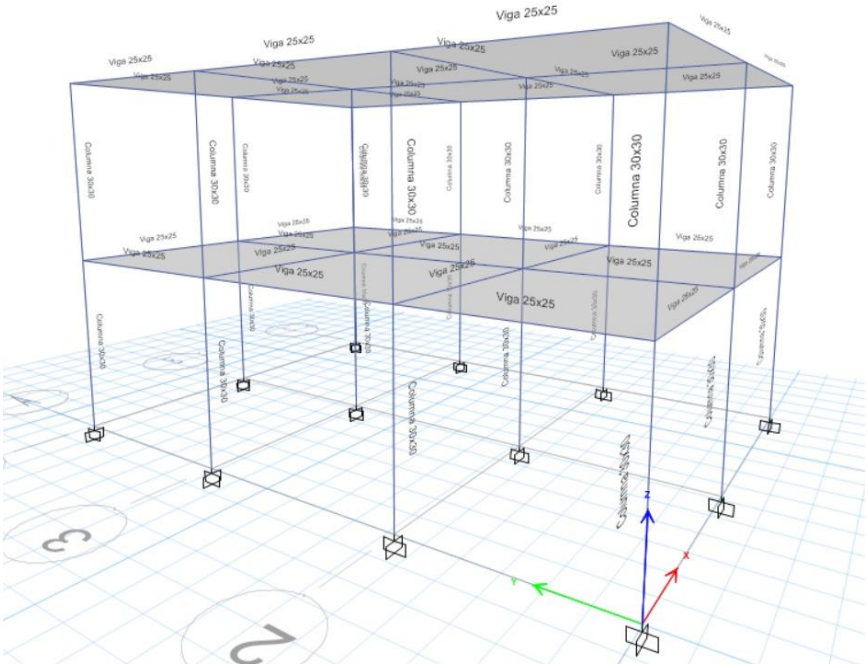


Ilustración 54. Modelo 3D hormigón armado

Fuente. Etabs 2020

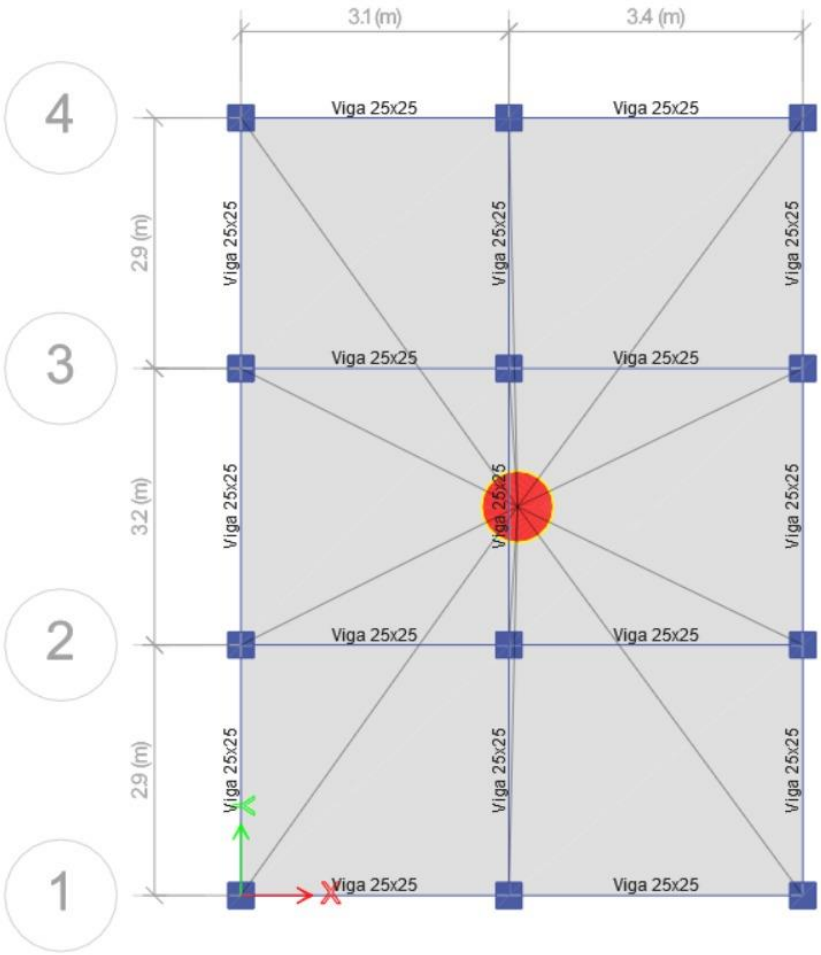


Ilustración 55. Asignación de diafragmas

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.1.1 Verificación y corrección del cortante

Hormigón Armado				
TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-132.7809	0
SY	LinStatic		0	-132.7809
Espectro X	LinRespSpec	Max	61.0989	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	61.3448

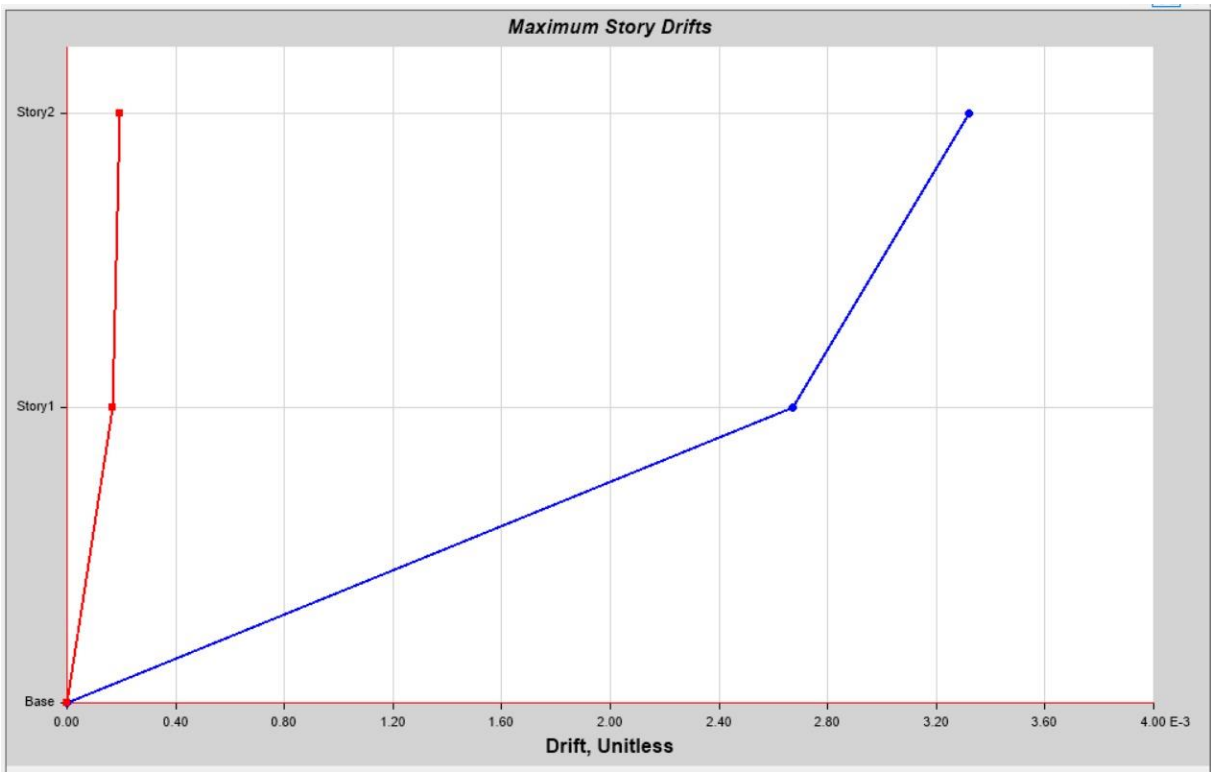
	Fx	Fy
Regular	0.8	0.8
80%	106.2247	106.2247
F.Correccion	1.73857009	1.73160105

Ilustración 56. Corrección del cortante

Fuente. Autoría propia

3.1.9.1.2 Derivas elásticas

Name	
Name	StoryResp1
Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SX
Load Type	Load Case
Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red
Legend	
Legend Type	None

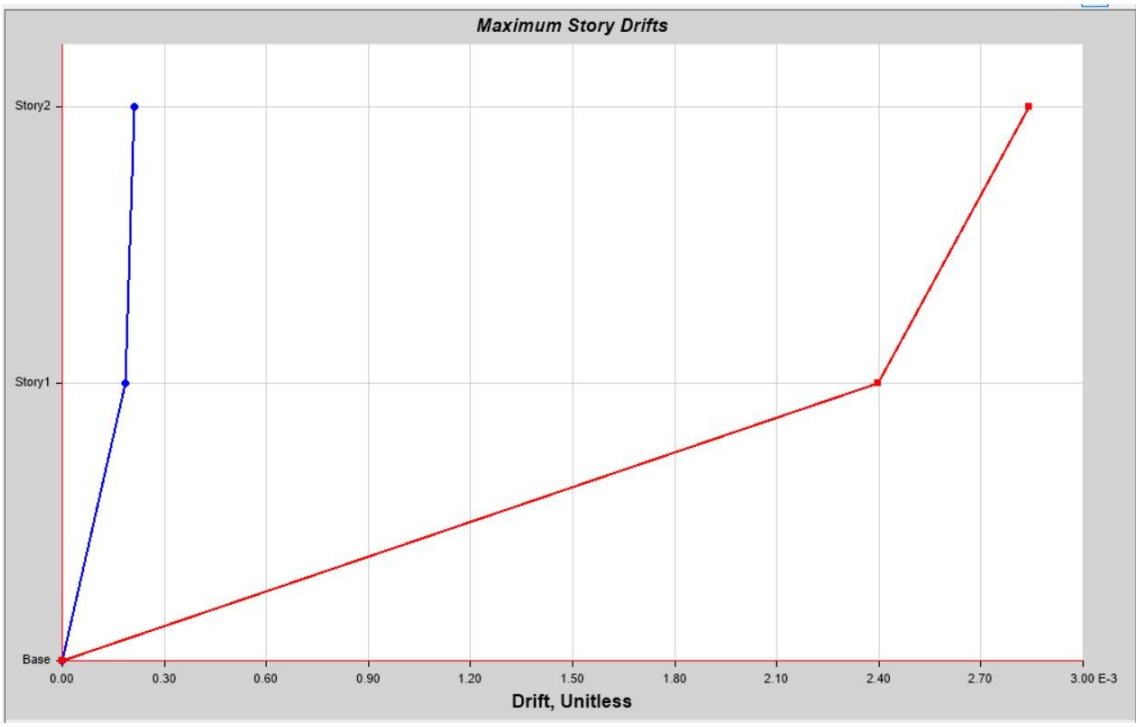


Max: (0.003322, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 57. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2020

Name	
Name	StoryResp1
Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red
Legend	
Legend Type	None



Max: (0.002842, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 58. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.1.3 Derivas inelásticas

DERIVAS INELÁSTICAS	
HORMIGÓN ARMADO	
SX	SY
0.014949	0.012789

Ilustración 59. Derivas inelásticas

Fuente. Autoría propia

3.1.9.1.4 *Máximos desplazamientos*

Story Max Over Avg Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Max Over Avg Displacements

Filter: None

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story2	SX	LinStatic	X	0.016183	0.014855	1.089
	Story1	SX	LinStatic	X	0.007214	0.006597	1.094
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.014143	0.013366	1.058
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.00647	0.006109	1.059

Ilustración 60. Máximos desplazamientos SX y SY

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.1.5 *Pesos*

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None

Filter: None

	Name	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	0.25	1	80458.2	20114.55
	SY	0.25	1	80458.2	20114.55

Ilustración 61. Peso total de la estructura

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.1.6 *Periodo*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.401	0.8521	0	0	0.8521	0	0	0	0.241	0	0	0.241	0
Modal	2	0.382	0	0.8607	0	0.8521	0.8607	0	0.2295	0	0.0006	0.2295	0.241	0.0006
Modal	3	0.324	0	0.0006	0	0.8521	0.8613	0	0.0002	0	0.8662	0.2297	0.241	0.8668
Modal	4	0.12	0.1479	0	0	1	0.8613	0	0	0.759	0	0.2297	1	0.8668
Modal	5	0.118	0	0.1385	0	1	0.9999	0	0.7695	0	0.0001	0.9992	1	0.867
Modal	6	0.103	0	0.0001	0	1	1	0	0.0008	0	0.133	1	1	1

Ilustración 62. Periodo de la estructura

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.1.7 Diseño de nudos

- ***Criterio columna fuerte-viga débil***

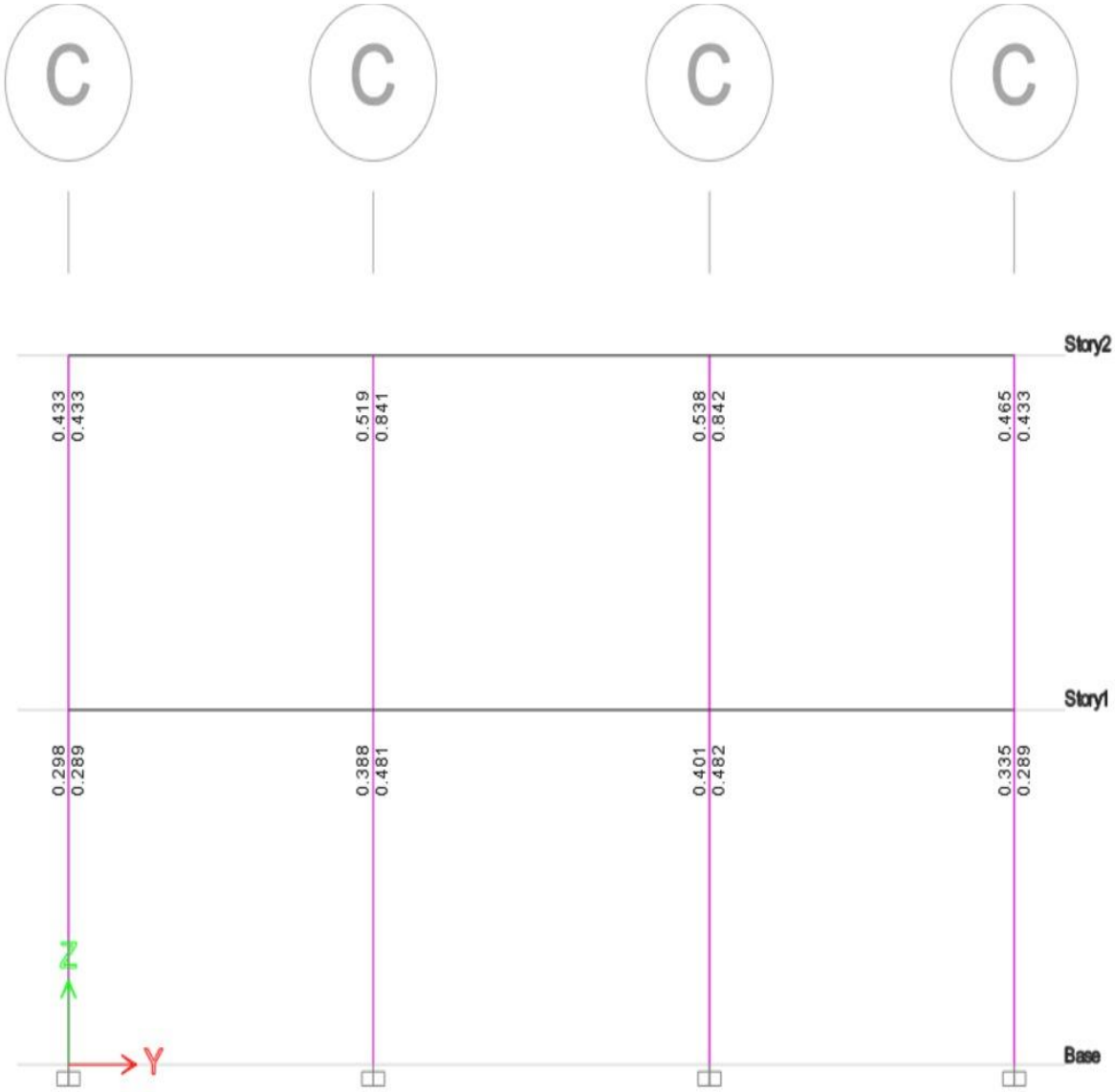


Ilustración 63. Verificación nudos eje crítico

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.1.8 Diseño de cimentación

- ***Cargas envolventes de cimentación***

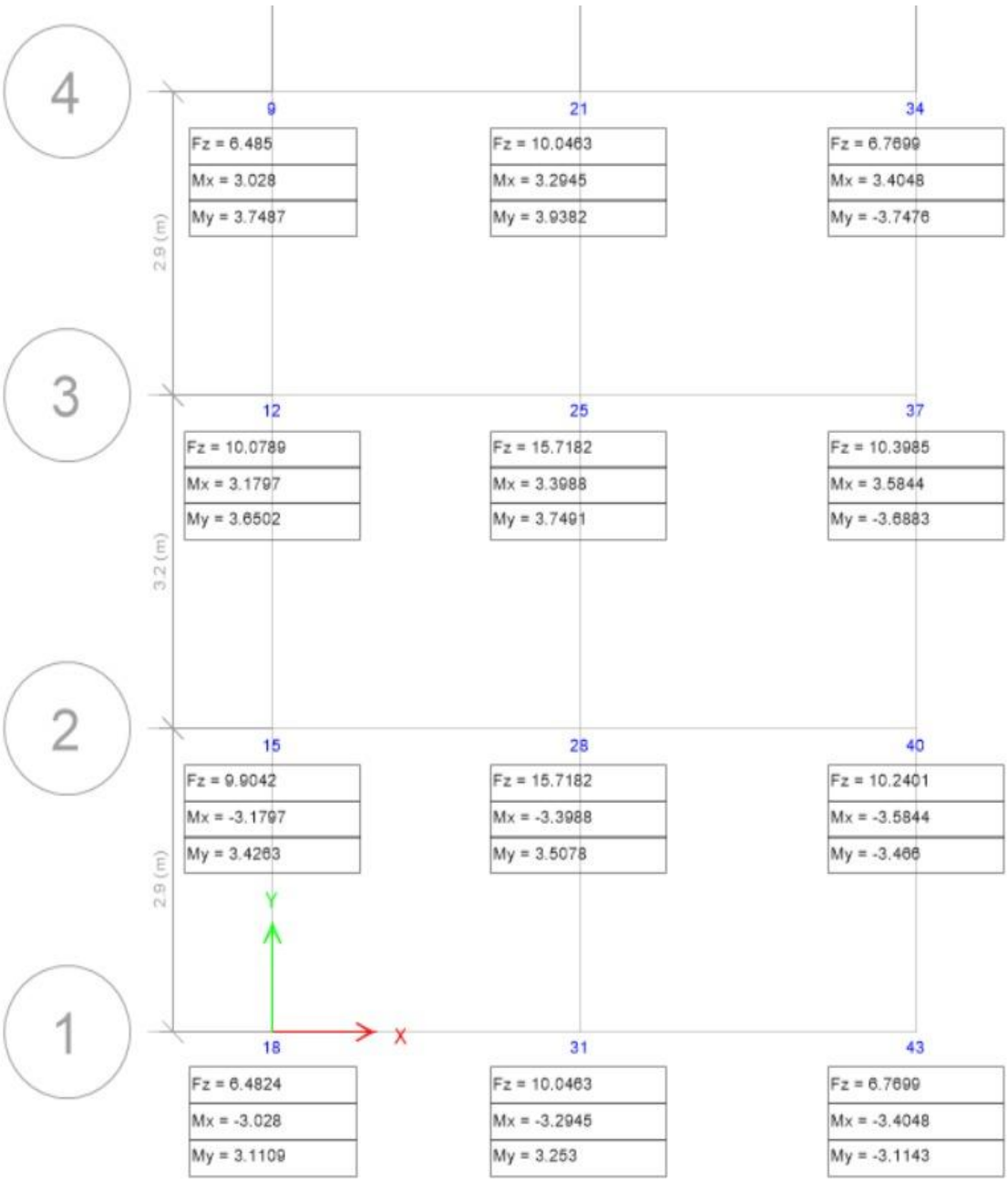


Ilustración 64. Envolvente de cimentación

Fuente. Etabs 2020

- ***Materiales***

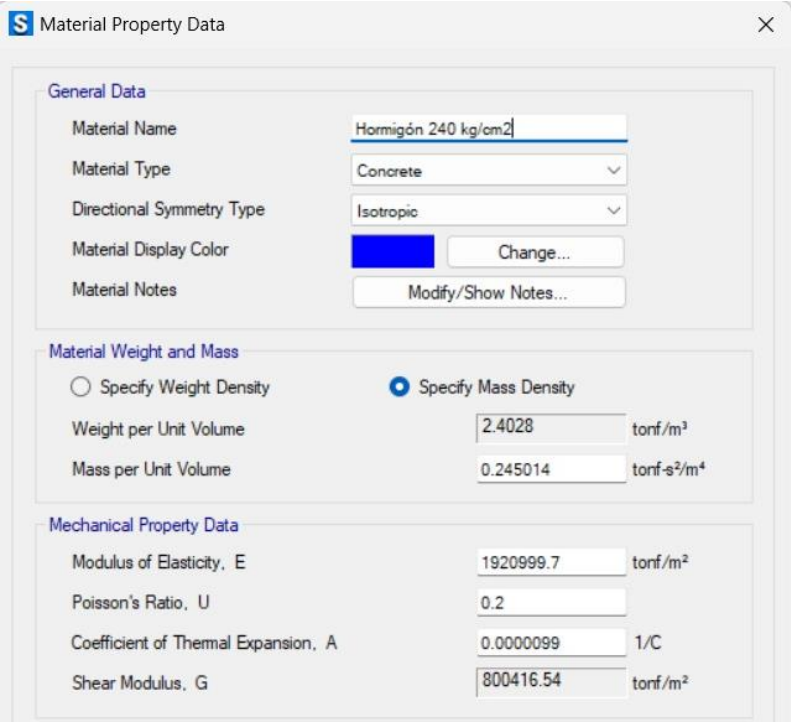


Ilustración 65. Propiedades del hormigón para plintos

Fuente. Safe 2021

- ***Secciones***

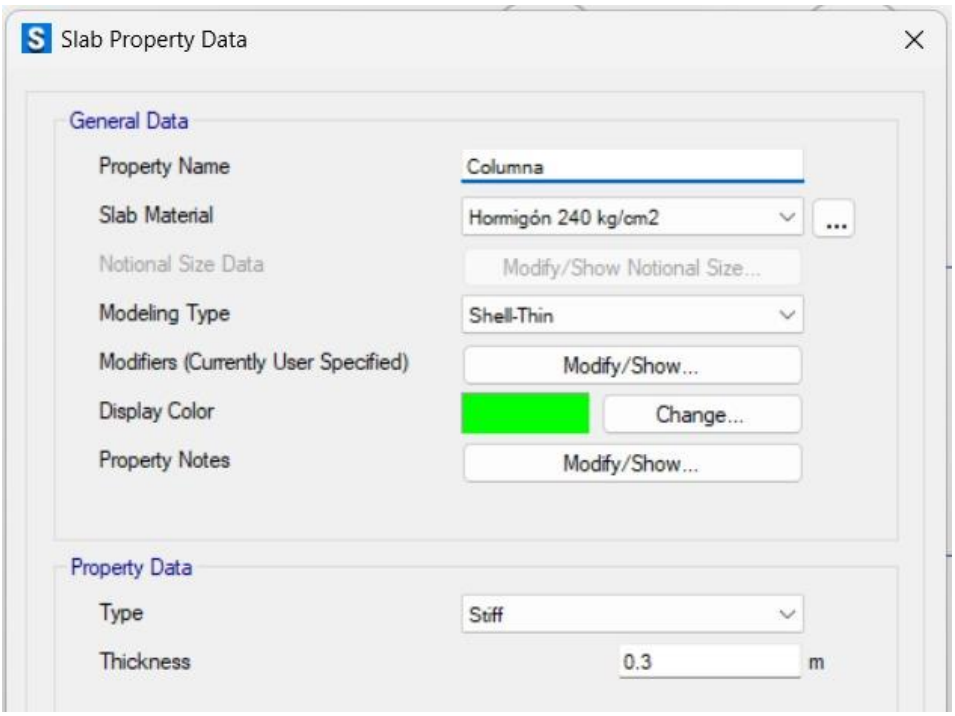


Ilustración 66. Sección columna

Fuente. Safe 2021

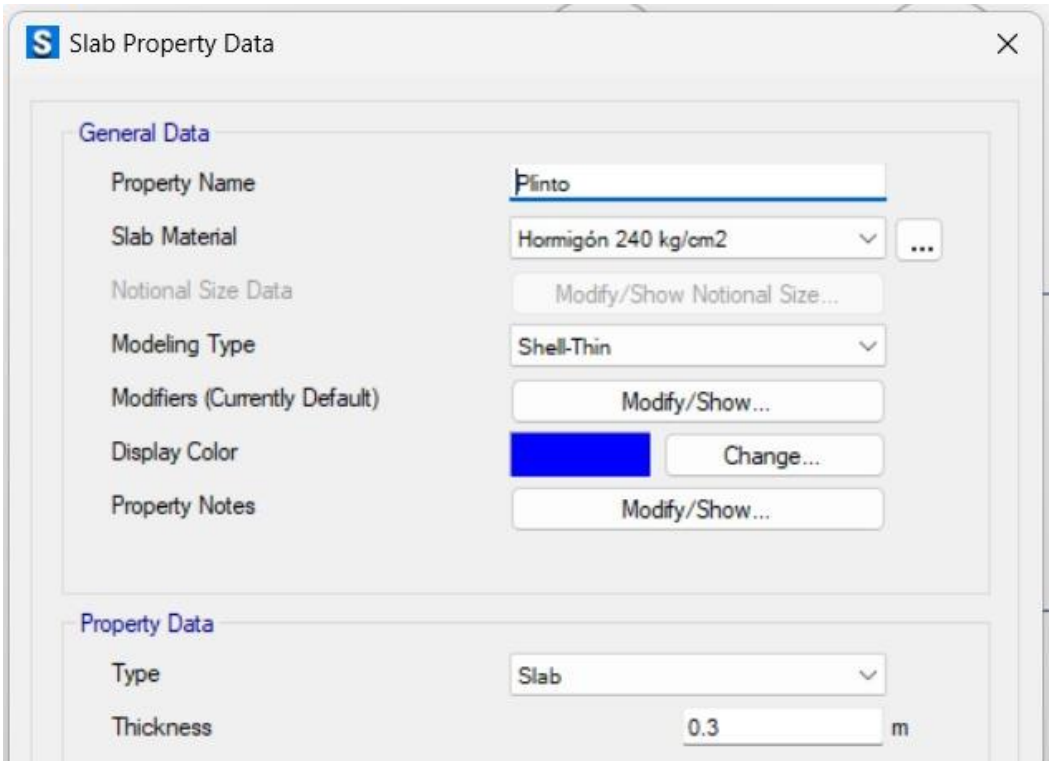


Ilustración 67. Sección plinto

Fuente. Safe 2021

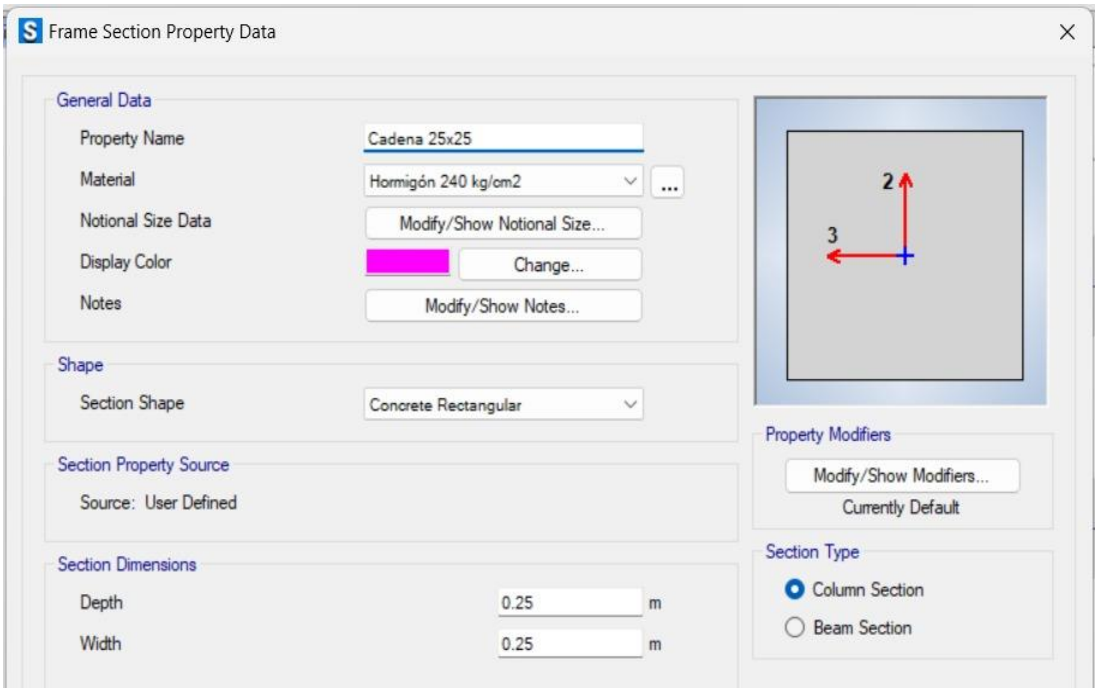


Ilustración 68. Sección cadena

Fuente. Safe 2021

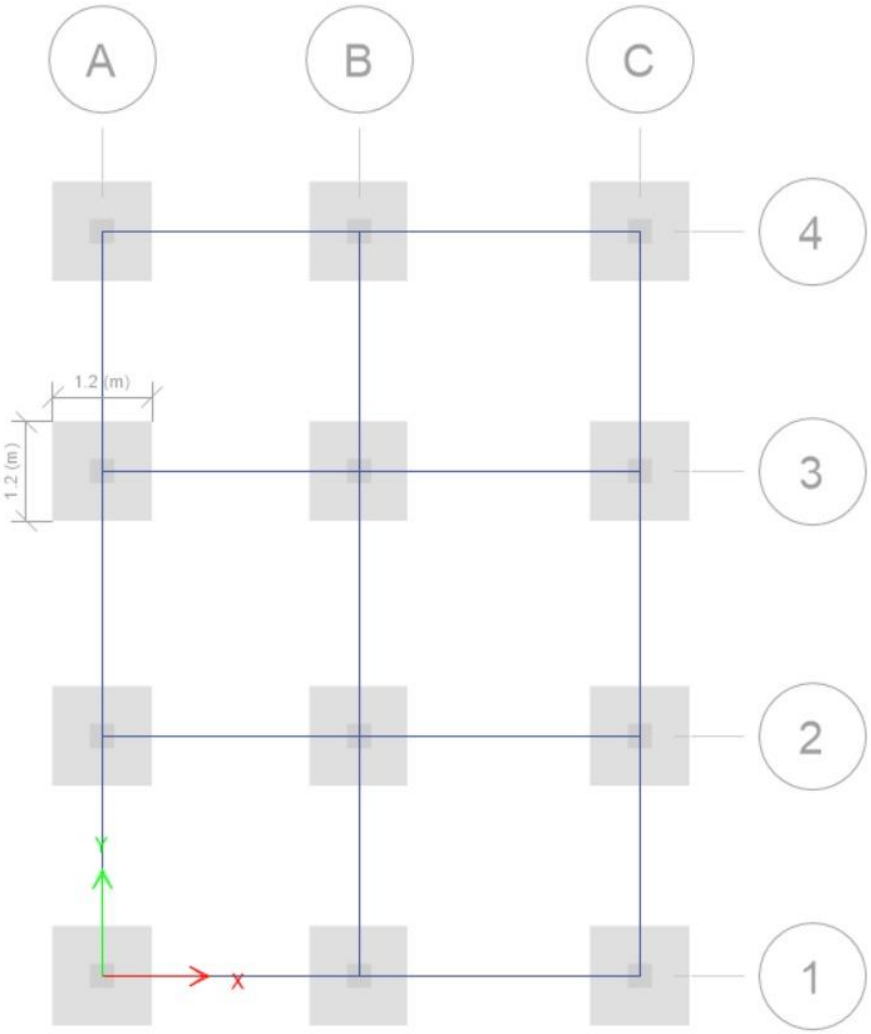


Ilustración 69. Vista en planta cimentación

Fuente. Safe 2021

- ***Coeficiente de balasto***

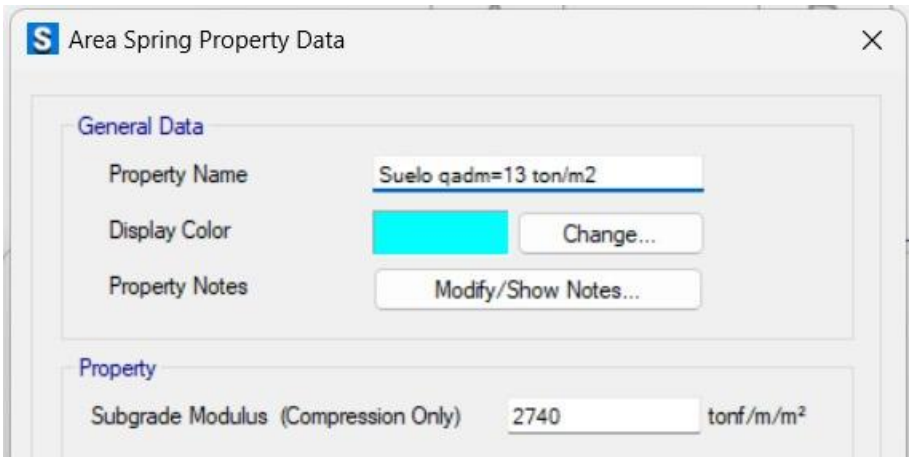


Ilustración 70. Coeficiente de balasto

Fuente. Safe 2021

- ***Esfuerzo admisible del suelo***

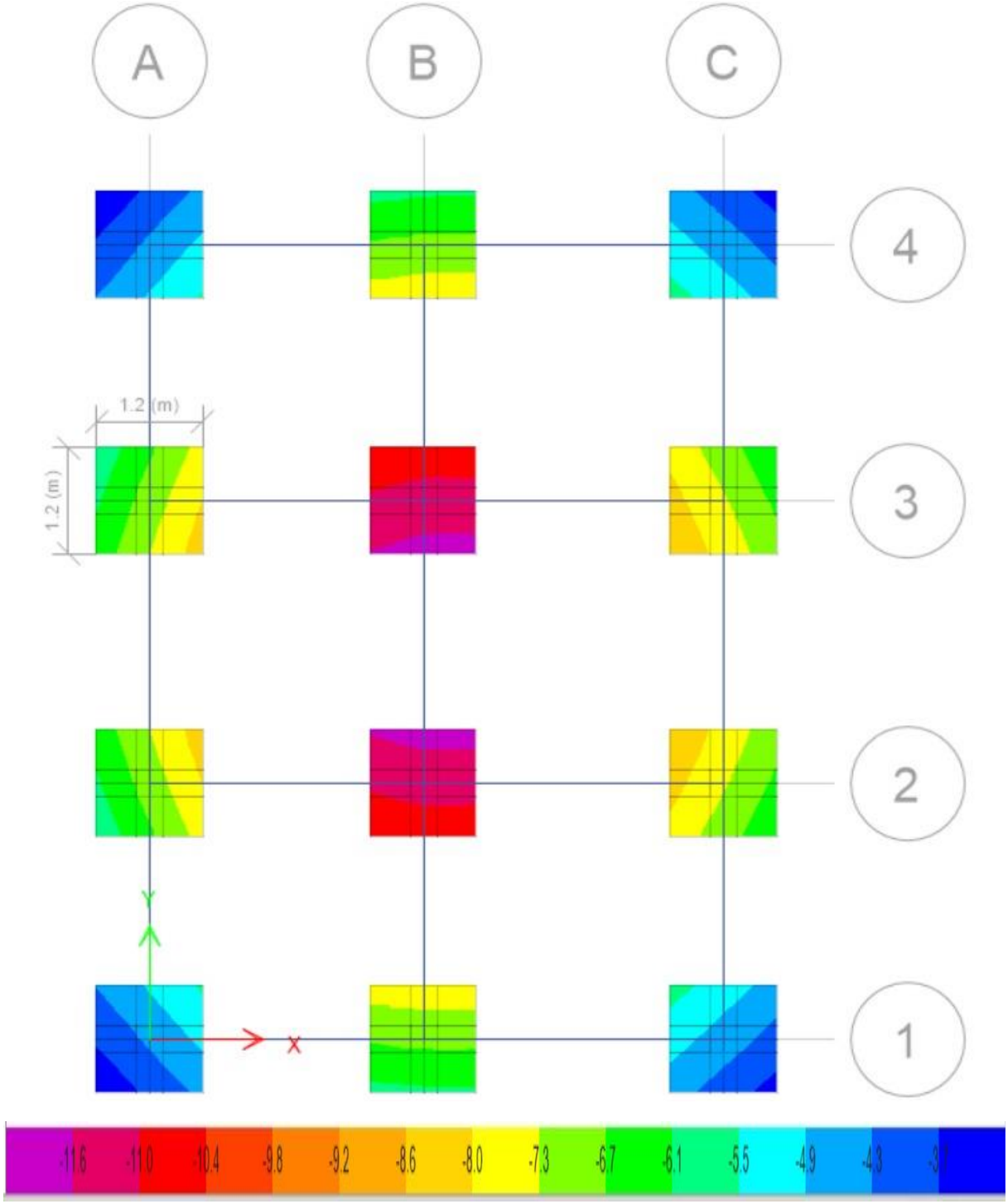


Ilustración 71. Comprobación esfuerzo admisible del suelo

Fuente. Safe 2021

- ***Punzonamiento***

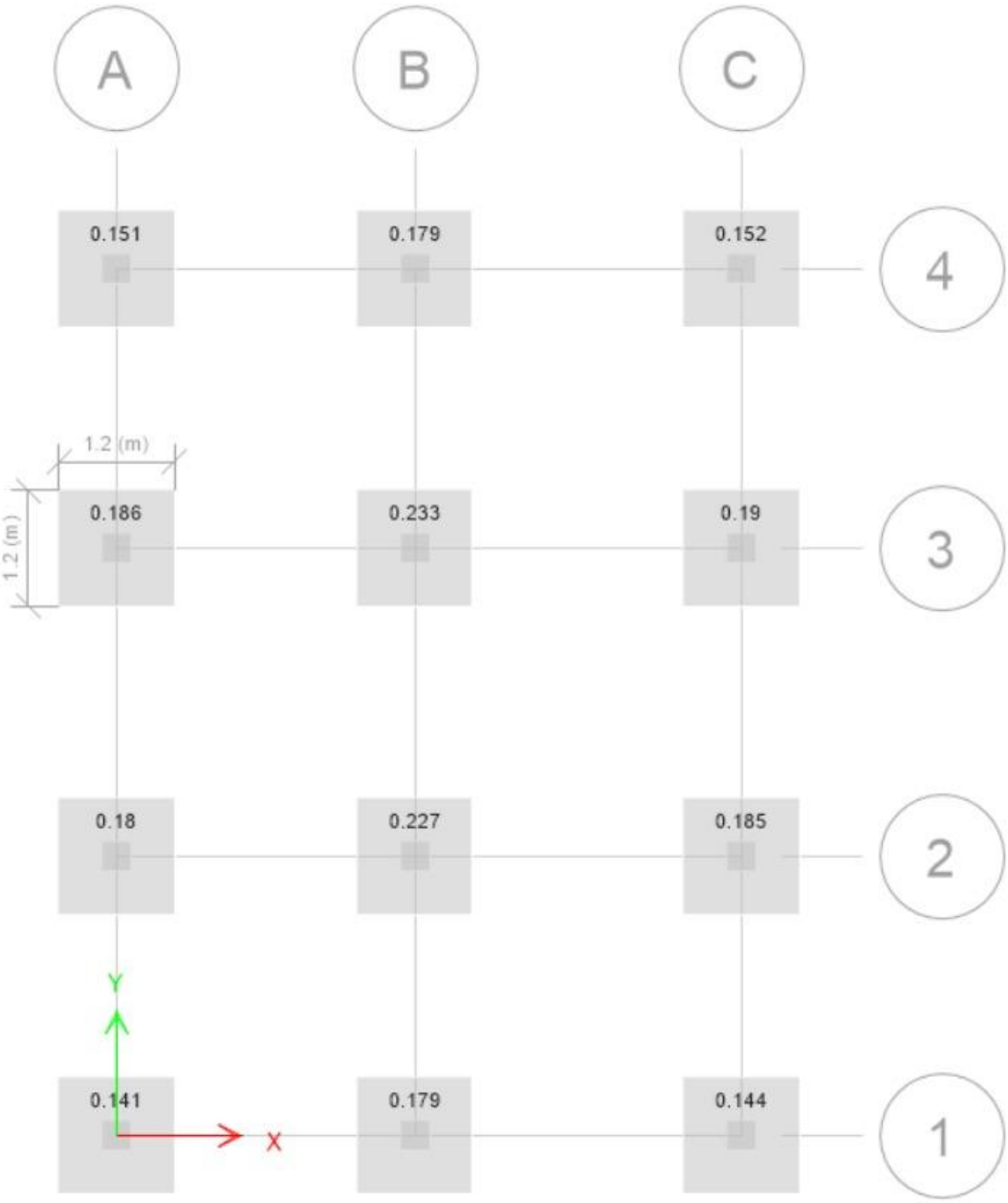


Ilustración 72. Comprobación punzonamiento

Fuente. Safe 2021

3.1.9.2 Estructura metálica

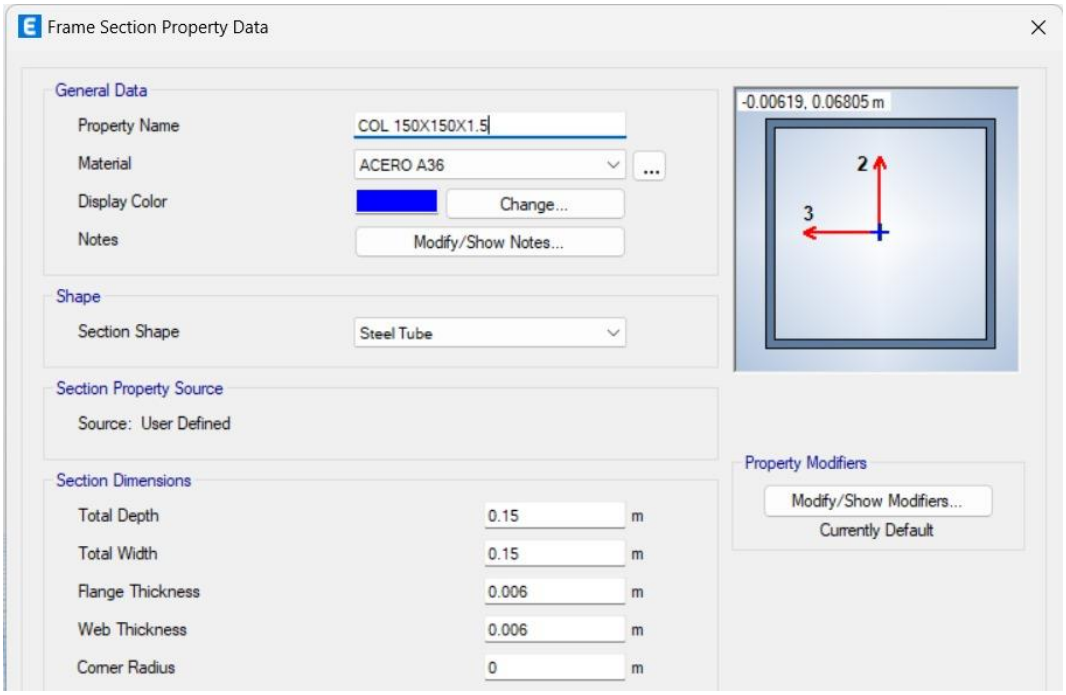


Ilustración 73. Dimensiones columna

Fuente. Safe 2021

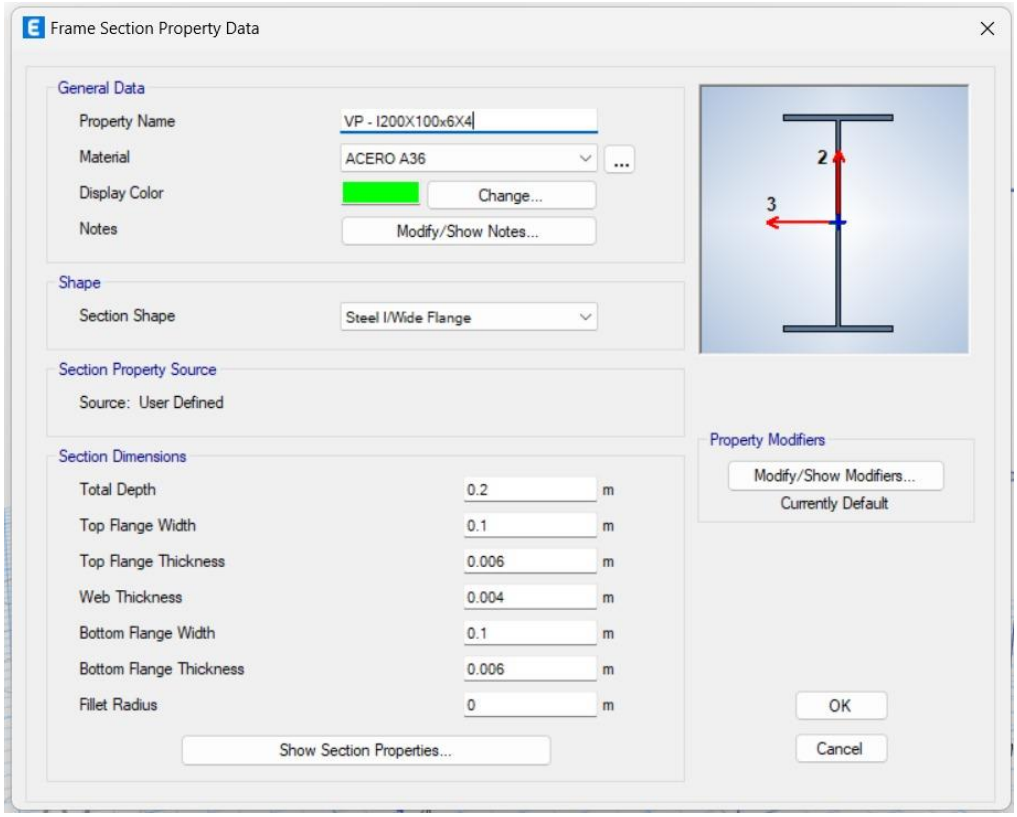


Ilustración 74. Diseño de viga

Fuente. Safe 2021

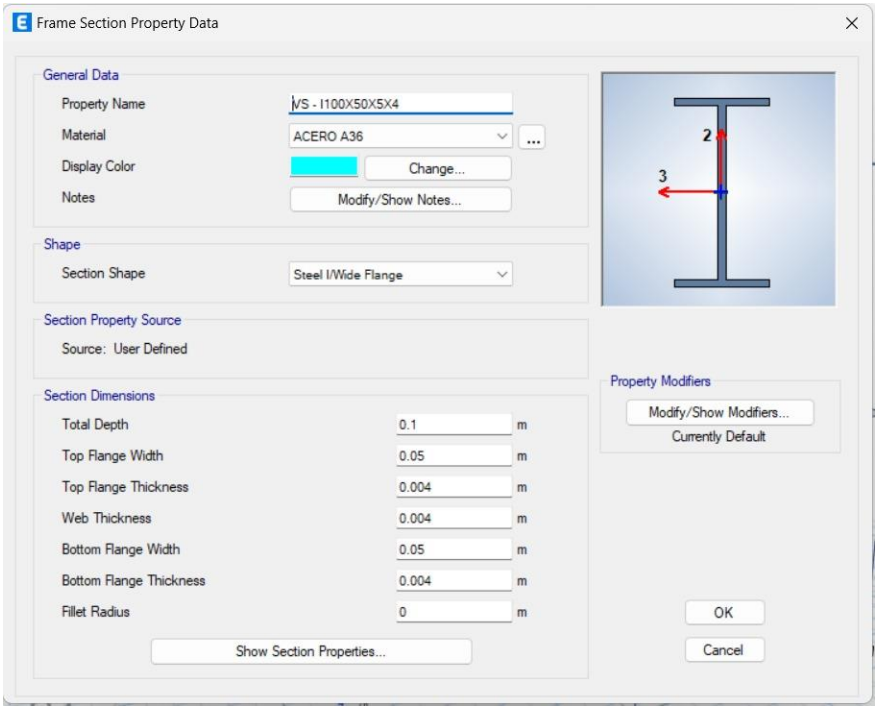


Ilustración 75. Diseño de correas

Fuente. Safe 2021

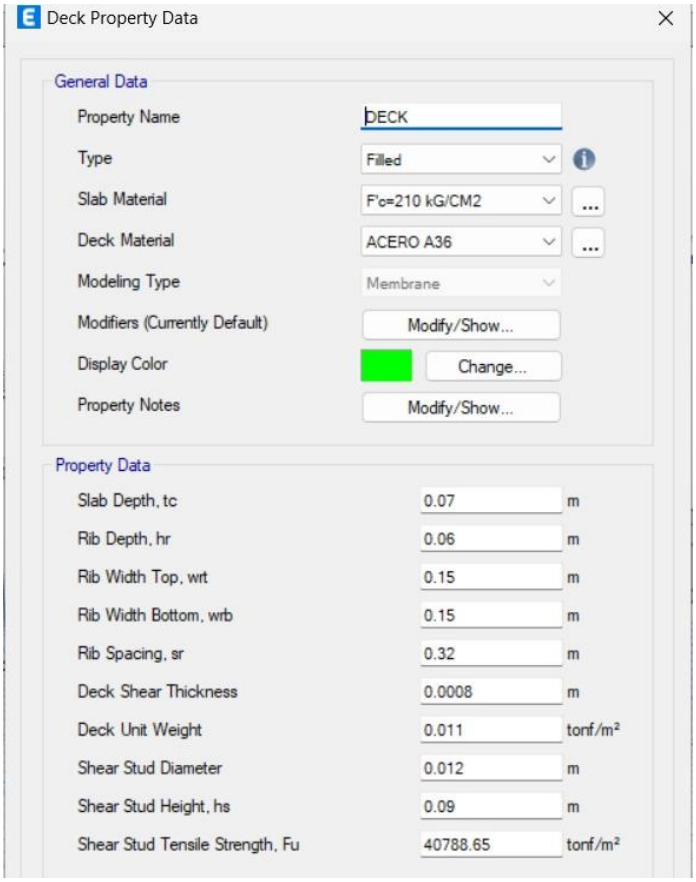


Ilustración 76. Diseño deck

Fuente. Safe 2021

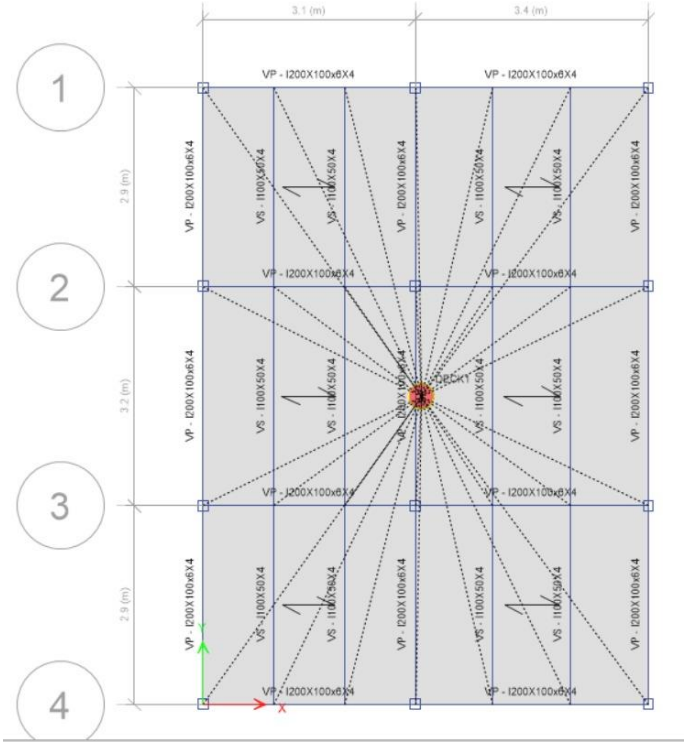


Ilustración 77. Implementación de diafragmas

Fuente. Safe 2021

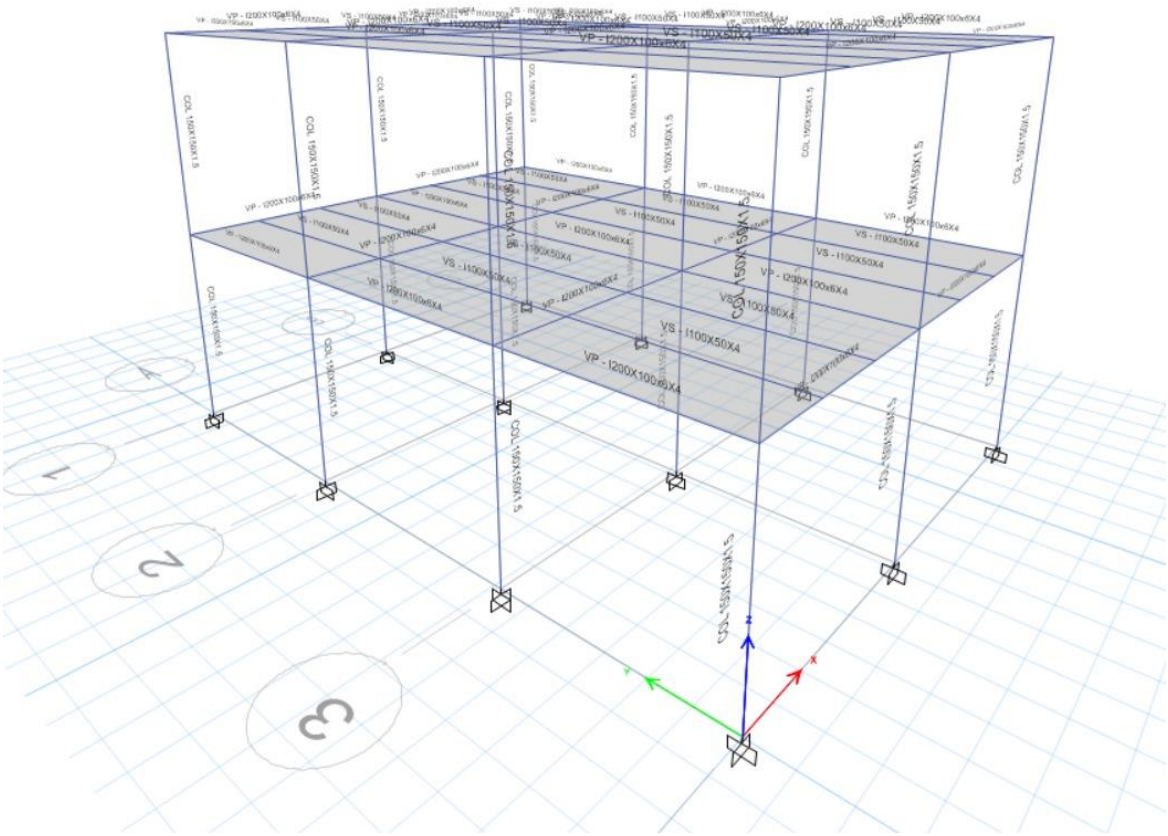


Ilustración 78. Modelo 3D estructura metálica

Fuente. Safe 2021

3.1.9.2.1 Verificación y corrección del cortante

Estructura Metálica				
TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-58.9343	0
SY	LinStatic		0	-58.9343
Espectro X	LinRespSpec	Max	47.8038	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	48.0791

	Fx	Fy
Regular	0.8	0.8
80%	47.1474	47.1474
F.Correccion	0.98626971	0.98062235

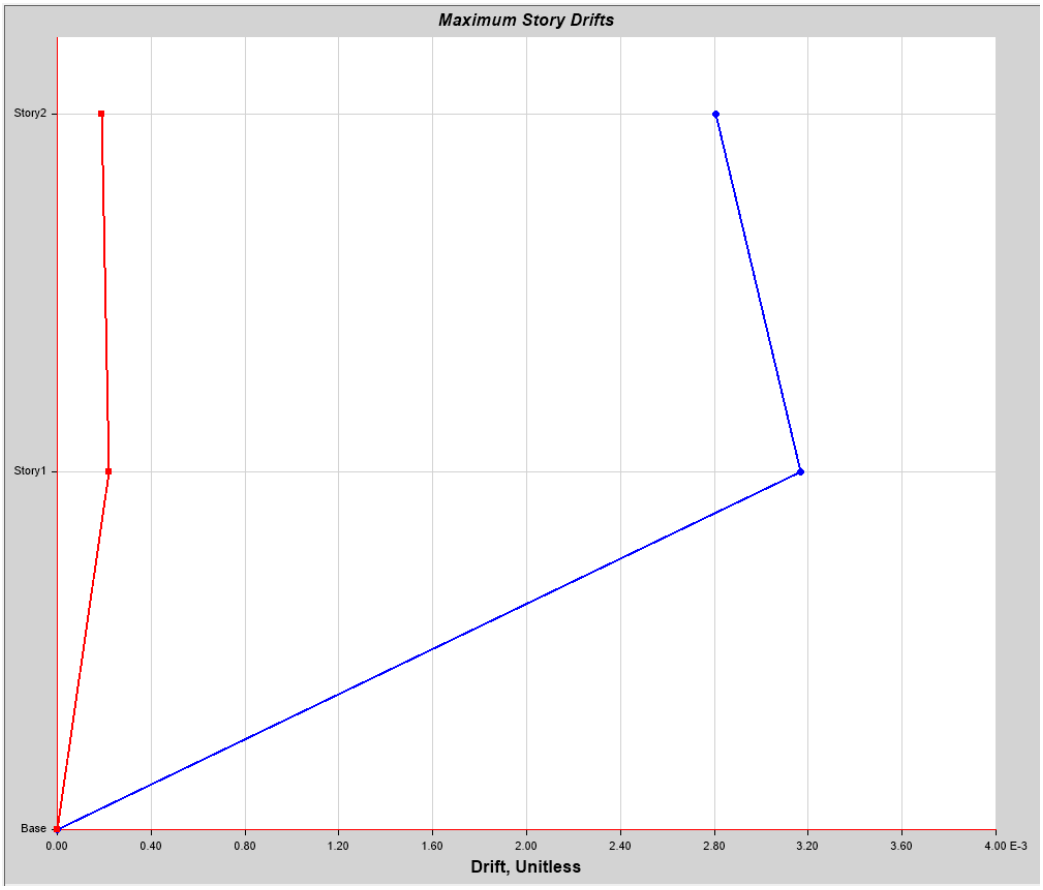
Ilustración 79. Corrección del cortante

Fuente. Autoría propia

3.1.9.2.2 Derivas elásticas

- **SX**

Name	
Name	StoryResp1
Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SX
Output Type	MaxMin
Load Type	Load Case
Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story2
Bottom Story	Base
Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red
Legend	
Legend Type	None



Max: (0.003166, Story1); Min: (0, Base)

Ilustración 80. Deriva elástica SX

Fuente. Etabs 2020

- **SY**

Name	
Name	StoryResp1
Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Output Type	MaxMin
Load Type	Load Case
Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story2
Bottom Story	Base
Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red
Legend	
Legend Type	None

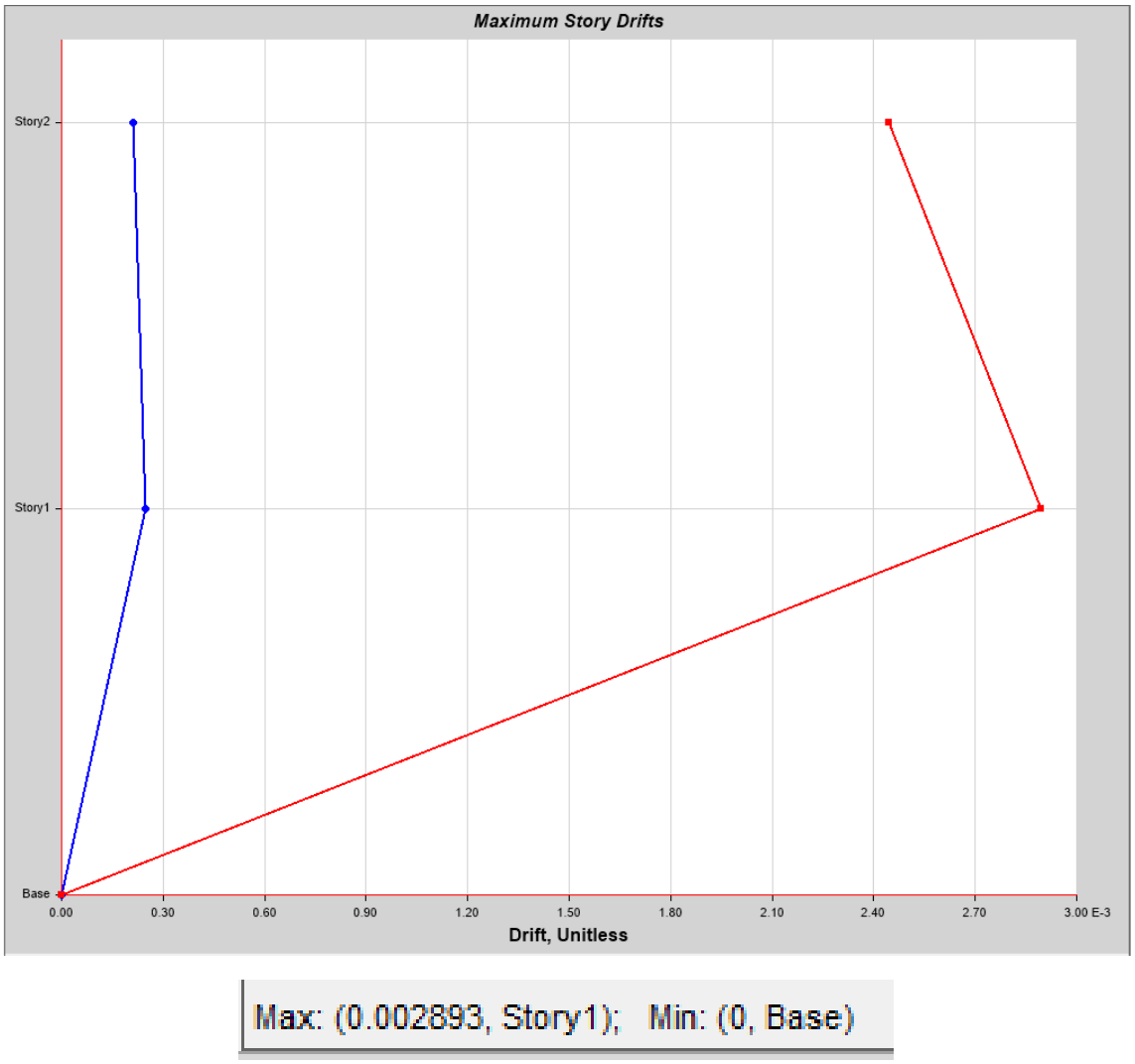


Ilustración 81. Deriva elástica SY

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.2.3 Derivas inelásticas

DERIVAS INELÁSTICAS	
HORMIGÓN ARMADO	
SX	SY
0.014247	0.0130185

Ilustración 82. Derivas inelásticas

Fuente. Autoría propia

3.1.9.2.4 Máximos desplazamientos

Story Max Over Avg Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Max Over Avg Displacements

Filter: None

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	1	X	550.634	550.5	1
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	1	X	294.157	294.015	1
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	2	Y	559.036	545.216	1.025
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	2	Y	306.934	299.333	1.025
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	3	Y	522.69	14.35	36.423
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	3	Y	284.232	7.922	35.878
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	4	X	382.718	381.958	1.002
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	4	X	424.211	422.744	1.003
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	5	Y	398.386	388.627	1.025
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	5	Y	429.032	418.068	1.026
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	6	Y	368.429	9.888	37.26
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	6	Y	401.986	10.72	37.499
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	7	X	7.902	1.71	4.621
Story1	Modal	LinModEigen	Mode	7	X	655.037	176.403	3.713
Story2	Modal	LinModEigen	Mode	8	Y	4.23	0.07	60.667

Ilustración 83. Máximos desplazamientos

Fuente. Etabs 2021

3.1.9.2.5 Pesos

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None

Filter: None

Name	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX(1/3)	0.1506	1	58.60547	8.826
SY(1/3)	0.1506	1	58.60547	8.826

Ilustración 84. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.1.9.2.6 Periodo

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating

Filter: None

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0.523	0.9081	0	0	0.9081	0	0
Modal	2	0.505	0	0.9148	0	0.9081	0.9148	0
Modal	3	0.412	0	0.0007	0	0.9081	0.9155	0
Modal	4	0.188	0.0919	0	0	1	0.9155	0
Modal	5	0.185	0	0.0845	0	1	0.9999	0
Modal	6	0.15	0	0.0001	0	1	1	0
Modal	7	0.017	8.231E-07	0	0	1	1	0
Modal	8	0.014	0	0	0	1	1	0
Modal	9	0.013	0	0	0	1	1	0
Modal	10	0.013	0	0	0	1	1	0
Modal	11	0.012	0	0	0	1	1	0
Modal	12	0.011	0	0	0	1	1	0

Ilustración 85. Periodo estructura metálica

Fuente. Etabs 2020

3.1.9.2.7 Diseño de cimentación

- ***Envolventes de cimentación***

Ilustración 86. Envolvente de cimentación

Fuente. Etabs 2020

- ***Materiales***

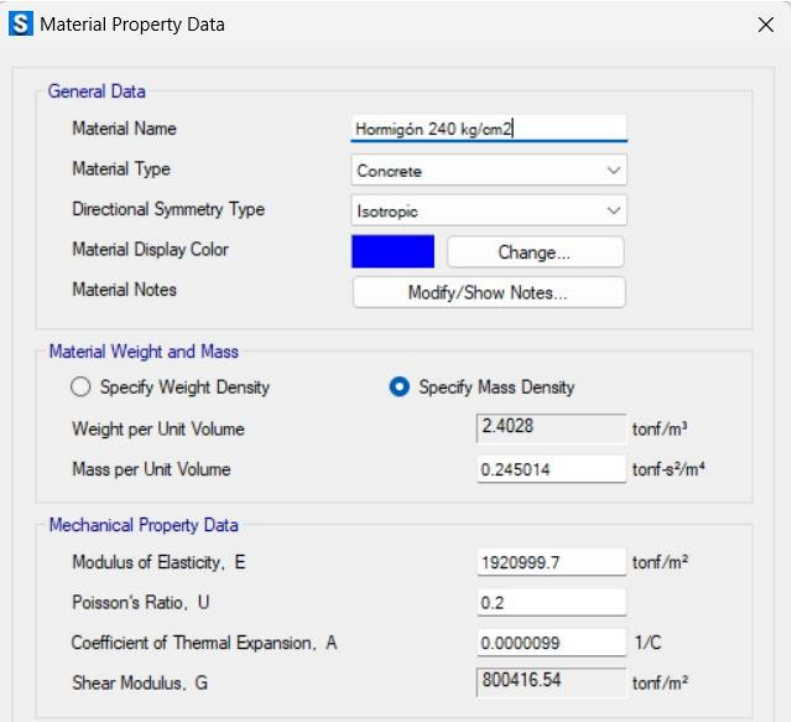


Ilustración 87. Propiedades del hormigón para plintos

Fuente. Safe 2021

- ***Secciones***

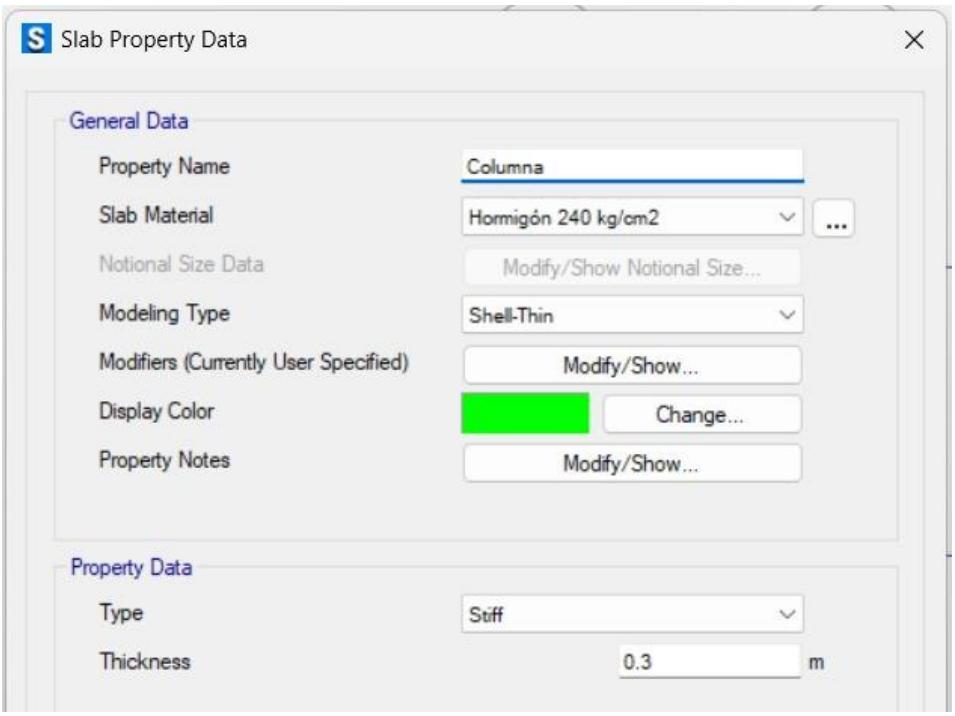


Ilustración 88. Sección columna

Fuente. Safe 2021

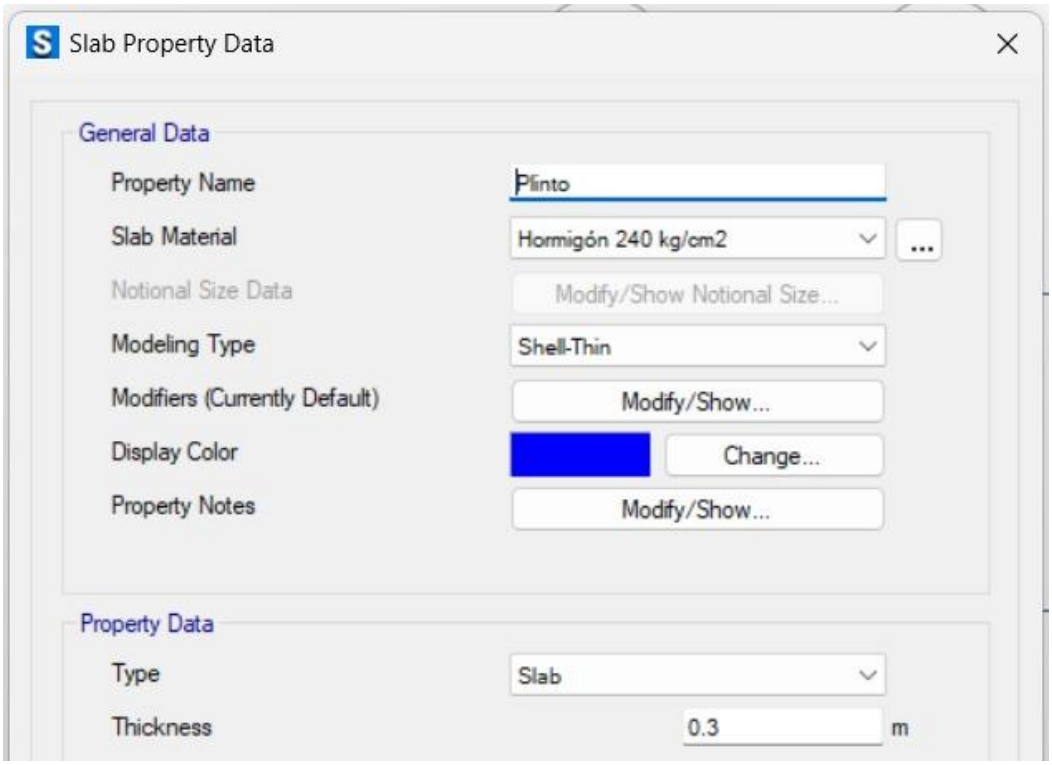


Ilustración 89. Sección plinto

Fuente. Safe 2021

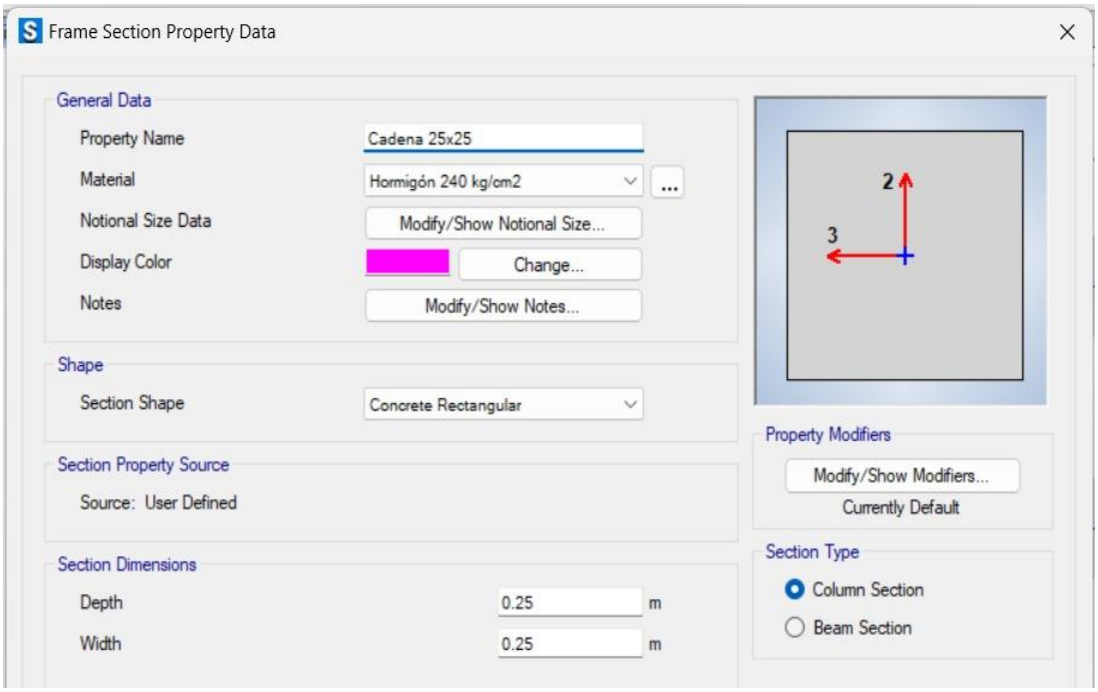


Ilustración 90. Sección cadena

Fuente. Safe 2021

Ilustración 91. Vista en planta cimentación

Fuente. Safe 2021

- ***Coeficiente de balasto***

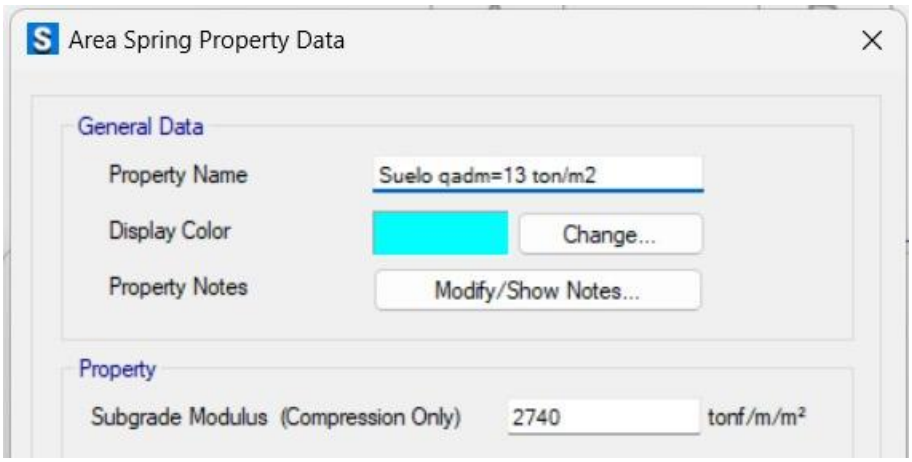


Ilustración 92. Coeficiente de balasto

Fuente. Safe 2021

- ***Esfuerzo admisible del suelo***

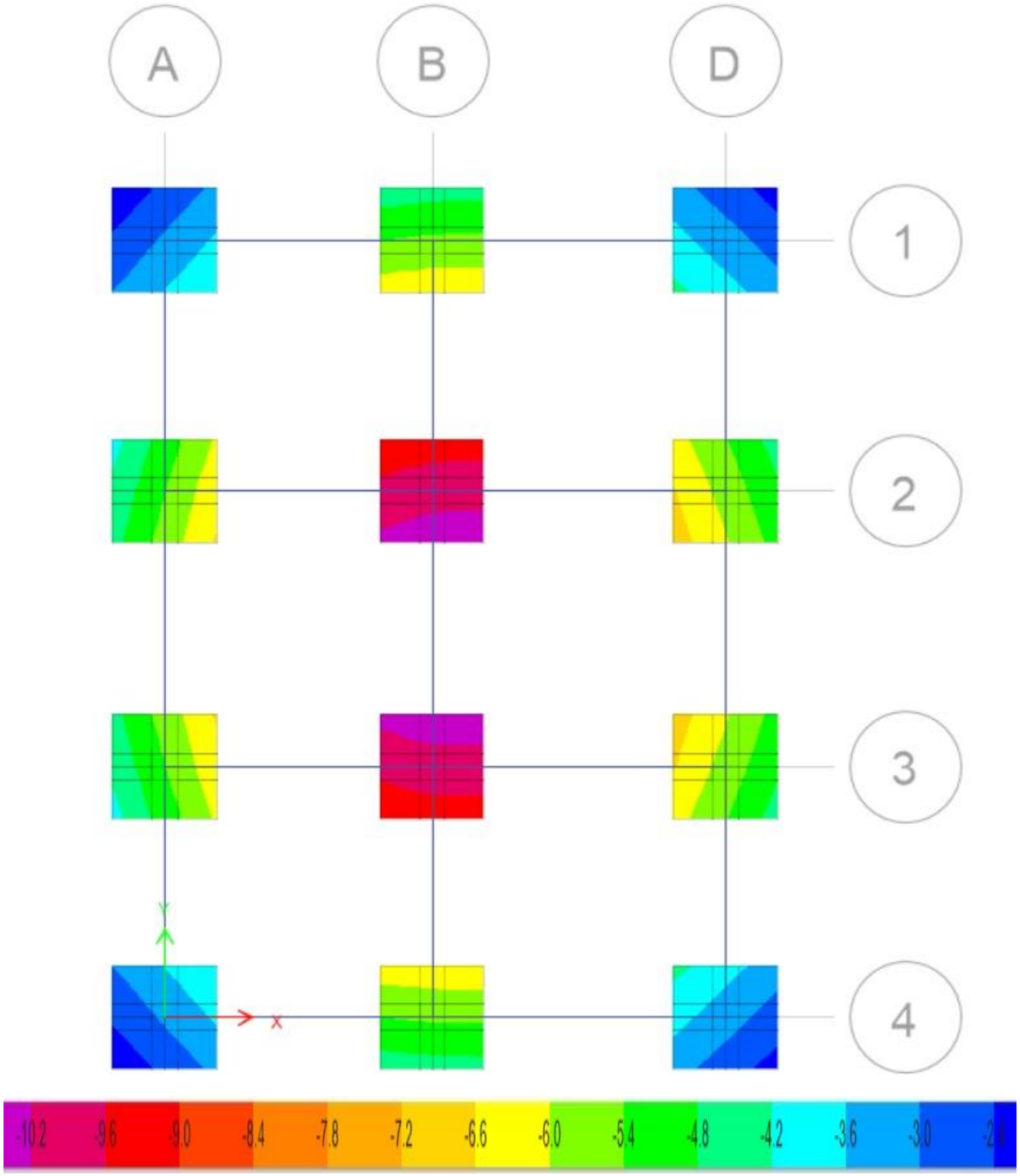


Ilustración 93. Comprobación esfuerzo admisible del suelo

Fuente. Safe 2021

- ***Punzonamiento***

Ilustración 94. Comprobación punzonamiento

Fuente. Safe 2021

IV. PRESUPUESTOS

ESTRUCTURA HORMIGÓN ARMADO

SUBESTRUCTURA					
N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	P.U	TOTAL
	HORMIGÓN ARMADO				
1	**Hormigón**				**$ 1,164.87**
1.1	Cadenas f´c=210 kg/cm2	m3	2.98	$ 136.48	$ 406.71
1.2	Plintos f´c=210 kg/cm2	m3	5.16	$ 131.78	$ 679.98
1.3	Replantillo f´c=140 kg/cm2	m3	0.84	$ 93.06	$ 78.17
2	**Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2**				**$ 1,254.87**
2.1	Cadenas	kg	680.00	$ 1.18	$ 802.40
2.2	Plintos	kg	304.00	$ 1.18	$ 358.72
2.3	Alambre recocido #18	rollo	3	$ 31.25	$ 93.75
	TOTAL				**$2,419.74**

Ilustración 95. Presupuesto de subestructura hormigón armado

Fuente. Autoría propia

SUPERESTRUCTURA					
N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	P.U	TOTAL
	HORMIGÓN ARMADO				
1	**Hormigón**				**$ 3,021.34**
1.1	Columnas f´c=240 kg/cm2	m3	17.64	$ 109.15	$ 1,925.41
1.2	Vigas f´c=240 kg/cm2	m3	5.92	$ 136.48	$ 807.96
1.3	Losa f´c=240 kg/cm2	m3	2.11	$ 136.48	$ 287.97
2	**Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2**				**$ 14,079.03**
2.1	Columnas	kg	1651.00	$ 1.18	$ 1,948.18
2.2	Vigas	kg	10095.00	$ 1.18	$ 11,912.10
2.3	Alambre recocido #18	rollo	7	$ 31.25	$ 218.75
3	**Bloques**				**$ 1,263.60**
3.1	Alivianamientos	U	3240	$ 0.39	$ 1,263.60
	TOTAL				**$18,363.97**

Ilustración 96. Presupuesto de superestructura hormigón armado

Fuente. Autoría propia

Presupuesto Final			
DESCRIPCIÓN	PRECIO	% IVA	TOTAL
HORMIGÓN ARMADO			
SUBESTRUCTURA	$ 2,419.74	$ 290.37	$ 2,710.10
SUPERESTRUCTURA	$ 18,363.97	$ 2,203.68	$ 20,567.65
TOTAL			**$ 23,277.75**

Ilustración 97. Presupuesto final estructura hormigón armado

Fuente. Autoría propia

ESTRUCTURA METÁLICA

SUBESTRUCTURA					
N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
ESTRUCTURA METÁLICA					
1	**Hormigón**				**$ 1,119.49**
1.1	Replantillo f´c=180 kg/cm2	m3	0.85	$ 93.06	$ 79.10
1.2	Plintos f´c=240 kg/cm2	m3	4.85	$ 131.78	$ 639.13
1.3	Cadenas f´c=240 kg/cm2	m3	2.94	$ 136.48	$ 401.25
2	**Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2**				**$ 1,707.99**
2.1	Plintos	kg	232.00	$ 1.77	$ 410.64
2.2	Cadenas	kg	680.00	$ 1.77	$ 1,203.60
2.4	Alambre recocido #18	rollo	3	$ 31.25	$ 93.75
TOTAL					**$ 2,827.48**

Ilustración 98. Presupuesto de subestructura estructura metálica

Fuente. Autoría propia

SUPERESTRUCTURA					
N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
ESTRUCTURA METÁLICA					
1	**Hormigón**				**$ 2,685.97**
1.1	HORMIGON CONTRAPISO F'c=210 KG/CM2	m3	6.75	$ 153.56	$ 1,036.53
1.2	HORMIGON LOSA DE ENTREPISO F'c=210 KG/CM2	m3	5.39	$ 137.73	$ 742.36
1.3	HORMIGON LOSA DE CUBIERTA F'c=210 KG/CM2	m3	5.73	$ 137.73	$ 789.19
1.4	Cabezal columnas f´c=240 kg/cm2	m3	1.08	$ 109.15	$ 117.88
2	**Acero**				**$ 14,900.62**
2.1	Acero A36	kg	4379.78	$ 2.83	$ 12,394.78
2.2	Placa base 25cm x 25cm	u	12	$ 1.85	$ 22.20
2.3	Cabezal columna	kg	528.00	$ 1.77	$ 934.56
2.4	DECK LOSA COLABORANTE LOSA ENTREPISO Y CUBIERTA e=0,65mm	m2	117	$ 9.25	$ 1,082.25
2.5	MALLA ELECTROSOLDADA 5 mm X10cmx10cm LOSAS ENTREPISO Y CUBIERTA	m2	117	$ 3.99	$ 466.83
TOTAL					**$ 17,586.59**

Ilustración 99. Presupuesto de superestructura estructura metálica

Fuente. Autoría propia

Presupuesto Final			
DESCRIPCIÓN	PRECIO	% IVA	TOTAL
HORMIGÓN ARMADO			
SUBESTRUCTURA	$ 2,827.48	$ 339.30	$ 3,166.77
SUPERESTRUCTURA	$ 17,586.59	$ 2,110.39	$ 19,696.98
TOTAL			**$ 22,863.75**

Ilustración 100. Presupuesto final estructura metálica

Fuente. Autoría propia

DIFERENCIAS

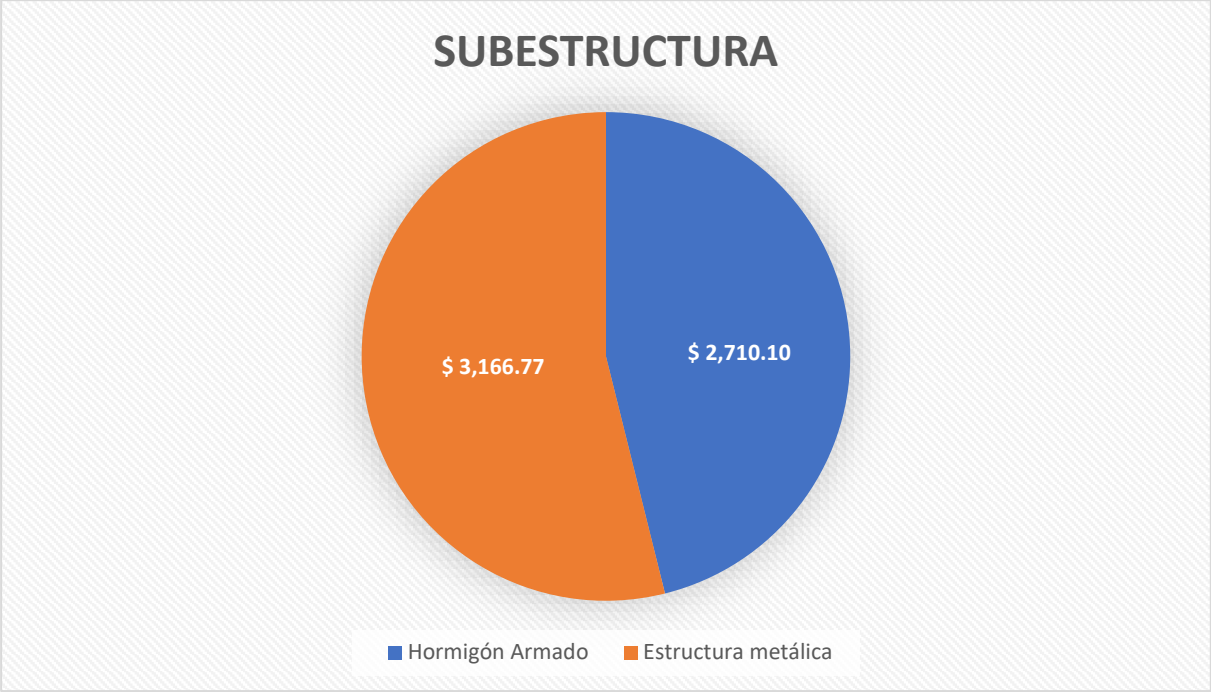


Ilustración 101. Diagrama pastel subestructura (hormigón armado vs estructura metálica)

Fuente. Autoría propia

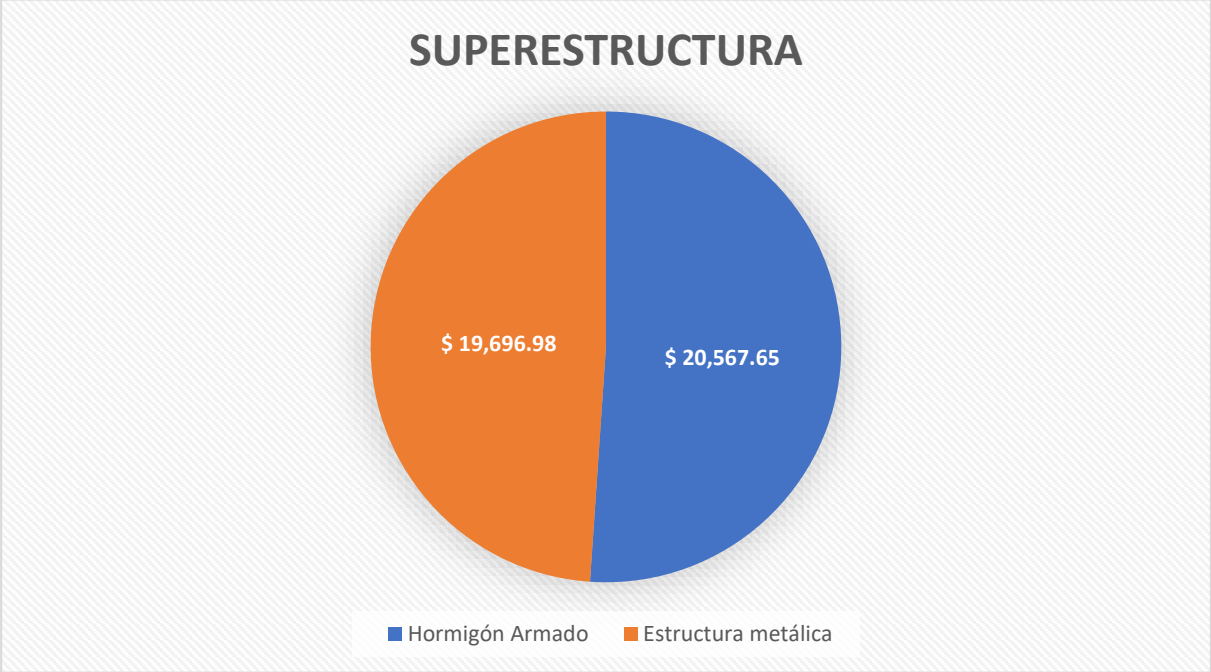


Ilustración 102. Diagrama pastel superestructura (hormigón armado vs estructura metálica)

Fuente. Autoría propia

COSTO FINAL

ESTRUCTURA	COSTO
Hormigón Armado	$ 23,277.75
Estructura metálica	$ 22,863.75
DIFERENCIA	$ 414.00

Ilustración 103. Diferencia de costos (hormigón armado vs estructura metálica)

Fuente. Autoría propia

Ilustración 104. Diagrama pastel de diferencia de costos (hormigón armado vs estructura metálica)

Fuente. Autoría propia

V. CONCLUSIONES

-Los pórticos resistentes a momento de hormigón armado resultan en costos estructurales mínimamente más altos, esta conclusión se deriva mediante el análisis de resultados general de la estructura donde se incluyen los costos directos de obra.

-Los costos iniciales para los materiales constituidos para el hormigón armado son más costosos, esto se debe a que necesitan una mayor cantidad de material para iniciar con el proyecto, por ejemplo, acero de refuerzo y el hormigón premezclado puesto en obra y en cuanto a los pórticos con perfiles laminados en caliente se necesitan únicamente los perfiles y los materiales para suelda siendo menos material optimizando la ejecución y construcción del proyecto.

-La rapidez de construcción de las estructuras de acero es una ventaja significativa, ya que permite avanzar más rápido con los montajes de la estructura. Esto hace que la estructura esté lista mucho antes que una estructura de hormigón armado reduciendo costos indirectos en obra.

-Flexibilidad de Diseño, las estructuras de acero permiten utilizar columnas más delgadas y espacios más amplios entre ellas, lo que ofrece a arquitectos y diseñadores mayor libertad para crear espacios modernos y funcionales.

-Los costos de mantenimiento a largo plazo de las estructuras con perfiles laminados en caliente muestran una ventaja significativa, ya que presentan mayor resistencia a la corrosión y menor necesidad de reparaciones mínimas o frecuentes.

-La cimentación en la estructura de hormigón armado es ligeramente más costosa que la cimentación de la estructura de acero debido a que la estructura de hormigón es significativamente más pesada que la estructura de acero. Esto generó mayores cargas sobre la cimentación, requiriendo una cimentación más grande para distribuir las cargas adecuadamente.

-El análisis comparativo mediante diagramas de pastel ha demostrado que las cimentaciones para estructuras metálicas resultan ligeramente más económicas que las cimentaciones para estructuras de hormigón armado. La menor densidad y peso del acero en comparación con el hormigón permiten diseñar cimentaciones menos masivas, lo que reduce ligeramente los costos de materiales en las cimentaciones.

VI. RECOMENDACIONES

-Evaluación detallada de alternativas realizando un estudio que compare las facilidades y los inconvenientes de las estructuras de hormigón armado y acero en la ejecución de trabajos de la estructura. Este análisis debe considerar aspectos como la facilidad de integración de sistemas y la compatibilidad con otros materiales de construcción.

-Análisis de impacto global del proyecto, considerando los tiempos finales de ejecución para cada alternativa estructural. Este análisis debe incluir una proyección detallada de cronogramas y el potencial impacto en el costo y la calidad de la construcción.

-Implementación de Software BIM (Building Information Modeling) para el análisis y la gestión de la ejecución de la obra. Estas herramientas permiten una planificación más precisa, detección temprana de conflictos y mejor coordinación entre los diferentes equipos de trabajo, mejorando la eficiencia y reduciendo errores.

-Capacitación del personal en el uso de tecnologías BIM y en las mejores prácticas para la construcción con acero y hormigón. La formación adecuada asegurará que el equipo pueda aprovechar al máximo las ventajas de cada tipo de estructura y de las herramientas tecnológicas implementadas.

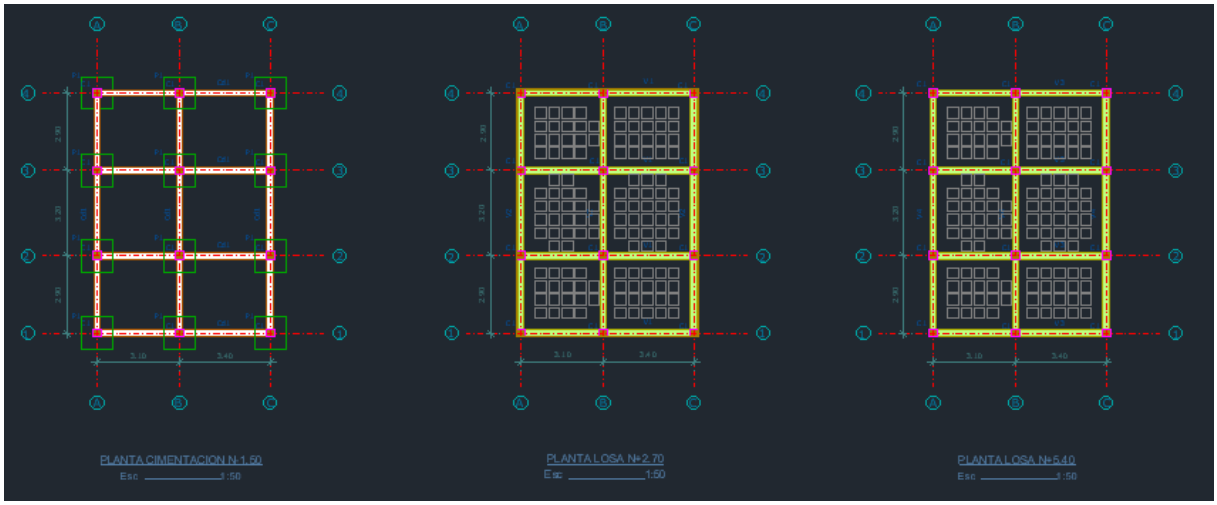
-Estudio de sostenibilidad del impacto ambiental de ambas alternativas estructurales, considerando factores como la huella de carbono, el consumo de energía y la gestión de residuos. Optar por soluciones que minimicen el impacto ambiental y promuevan prácticas de construcción sostenible.

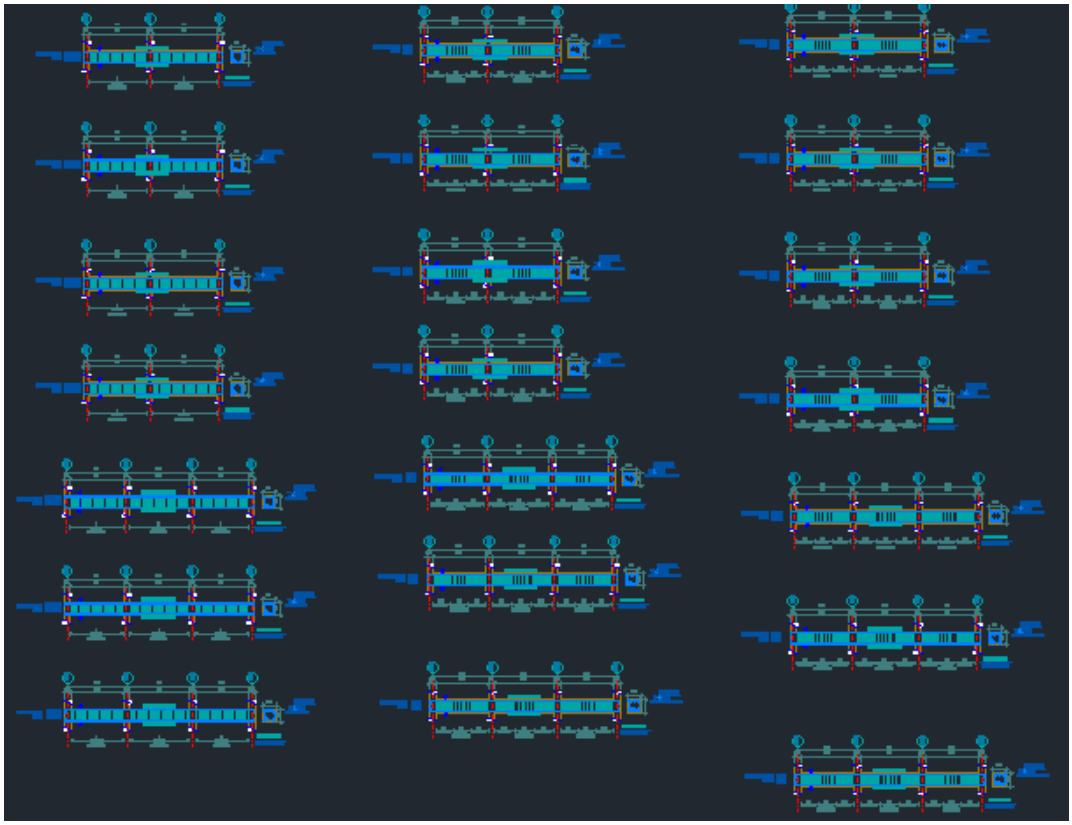
VII. BIBLIOGRAFÍA

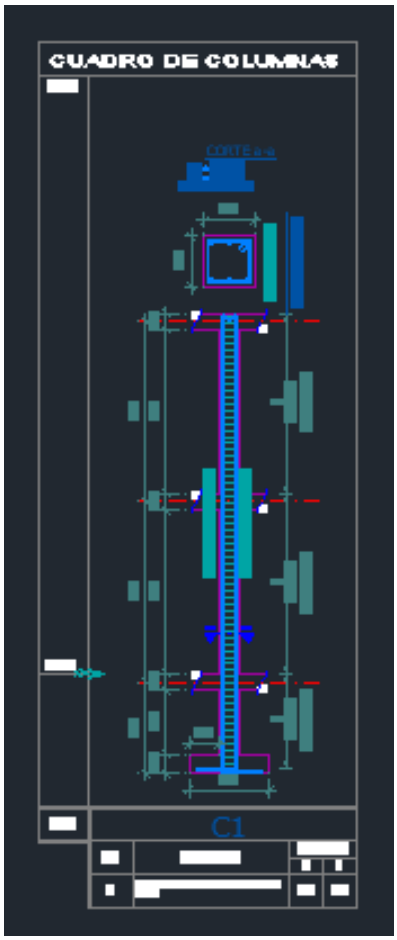
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m. Quito, Ecuador.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas). Quito, Ecuador.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Cargas (sísmicas). Quito, Ecuador.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Estructuras de Hormigón Armado. Quito, Ecuador.
- ACI318-19, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega.
- García Meseguer, Á., & Serna Ros, P. (2010). Materiales de construcción: Propiedades, aplicaciones y comportamiento en obra. Editorial Reverté.
- Smith, W. F., & Hashemi, J. (2006). Foundations of materials science and engineering. McGraw-Hill.
- Manzano Hidalgo, M. (2006). Materiales de construcción (Vol. 1). Universitat Politècnica de València.
- AISC (2016). Especificaciones para construcciones de acero. AISC 360-16. American Institute of Steel Construction. Illinois, USA.
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA). (2015). Hormigón: materiales, propiedades y tecnología. Ediciones Díaz de Santos.
- Gallego Roca, F. J. (2017). Manual de construcción metálica: diseño y cálculo de estructuras. Ediciones Paraninfo.

- American Society for Testing and Materials (ASTM). (2020). Normas ASTM para materiales de construcción (ASTM C33-20*)*. ASTM International.
- Mosquera, J. (2015). Diseño y análisis de estructuras de hormigón armado. Editorial Limusa.
- Martínez, R. (2017). Diseño y comportamiento de conexiones empernadas. En Conexiones empernadas en estructuras de acero. Editorial Limusa.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15): Perfiles Laminados en Caliente. INEN.
- González, J. M. (2013). Diseño de estructuras de acero con perfiles laminados en caliente. Editorial Reverté.
- Engelhardt, M. D., & Sabol, T. A. (2015). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. American Institute of Steel Construction.
- Méndez, P. F. (2009). Técnicas avanzadas de soldadura. En Principios de soldadura: procesos, física y metalurgia. Editorial Reverté.
- Mosquera, J. (2015). Métodos de refuerzo en hormigón armado. En Diseño y análisis de estructuras de hormigón armado. Editorial Limusa.
- Simian, A. (2008). Estructuras metálicas: diseño y comportamiento. Editorial Alfaomega.

VIII. ANEXOS


PLANTA CIMENTACION N-1.50
Esc 1:50
PLANTA LOSA N+2.70
Esc 1:50
PLANTA LOSA N+5.40
Esc 1:50





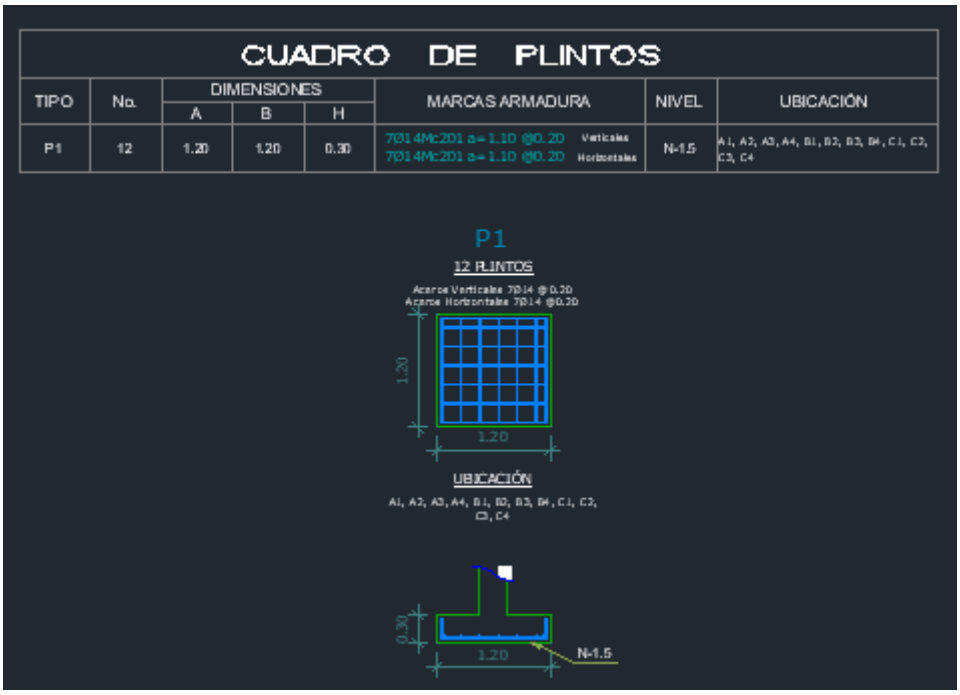
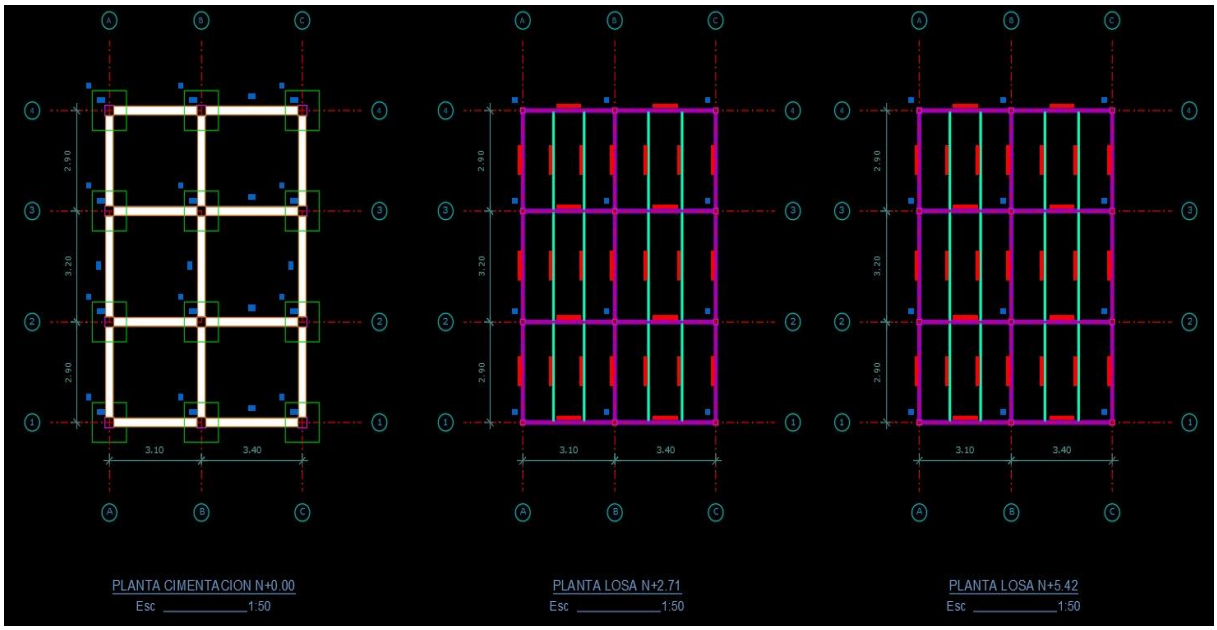
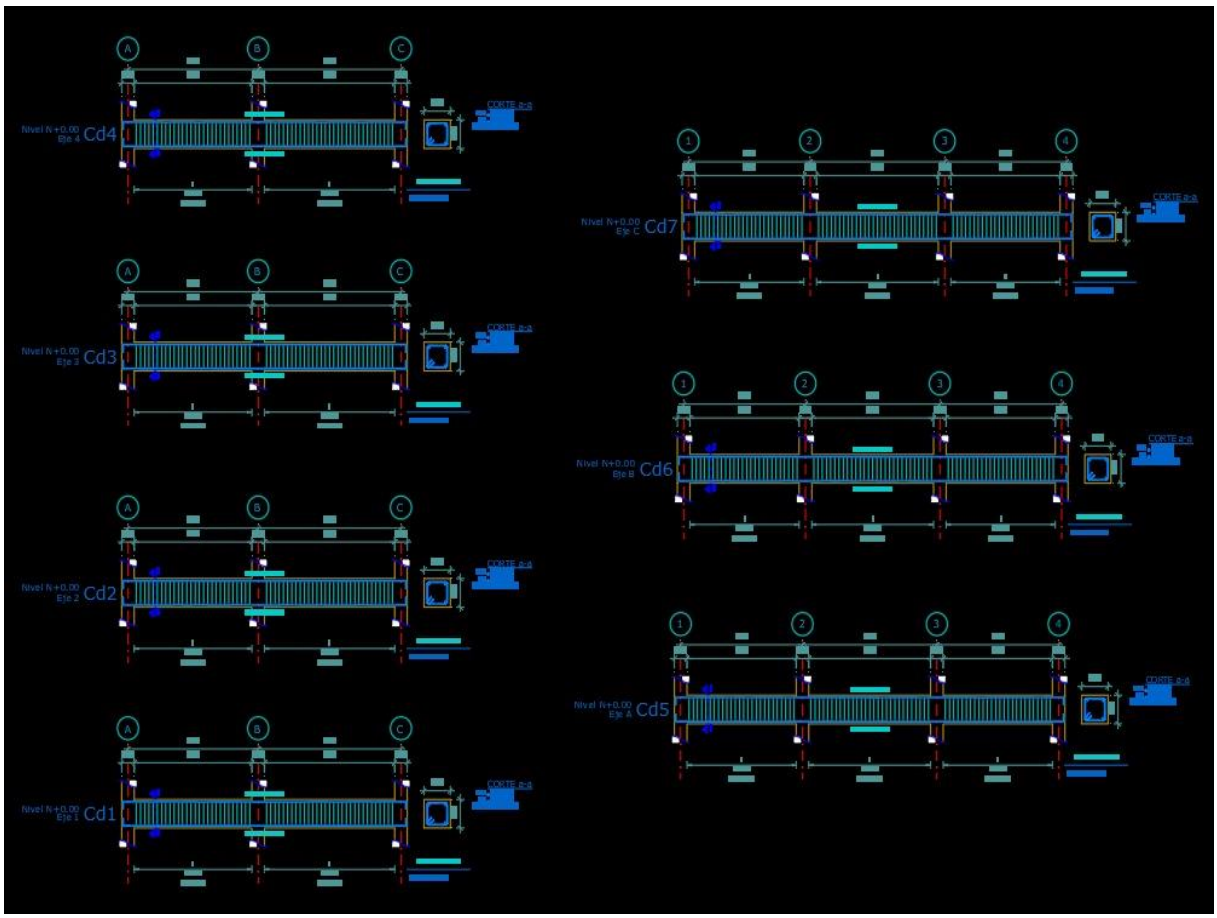


Ilustración 105. Cálculo estructural hormigón armado

Fuente. Autocad 2024


PLANTA CIMENTACION N+0.00
Esc 1:50
PLANTA LOSA N+2.71
Esc 1:50
PLANTA LOSA N+5.42
Esc 1:50


Cd4
Cd3
Cd2
Cd1
Cd7
Cd6
Cd5

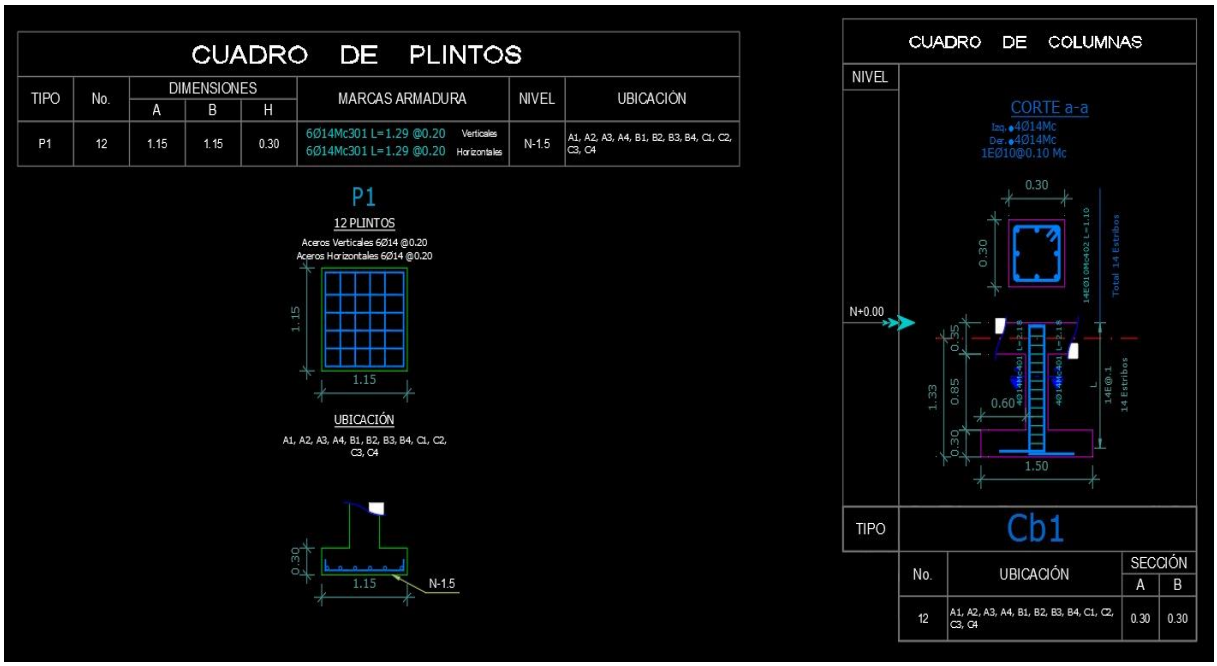


Ilustración 106. Cálculo estructural, estructura metálica

Fuente. Autocad 2024