



# POSGRADOS

## MAESTRÍA EN INGENIERÍA MECÁNICA CON MENCIÓN EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN OBRAS CIVILES E INDUSTRIALES

RPC-SO-24-NO.540-2020

### OPCIÓN DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE TITULACIÓN CON  
COMPONENTES DE INVESTIGACIÓN  
APLICADA Y/O DE DESARROLLO

### TEMA:

EVALUACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LA  
ESTRUCTURA METÁLICA DE UNA VIVIENDA  
UNIFAMILIAR MEDIANTE UN ANÁLISIS DE  
ELEMENTOS FINITOS (FEA), PARA EL ESTUDIO  
DE ARQUITECTURA AM STUDIO CON EL  
PROPÓSITO DE GARANTIZAR LA SEGURIDAD,  
RESISTENCIA Y EFICIENCIA ESTRUCTURAL.

### AUTOR:

PEDRO JOSÉ IZQUIERDO ABAD

### DIRECTOR:

PAUL BOLÍVAR TORRES JARA

CUENCA – ECUADOR

2025

**Autor:****Pedro José Izquierdo Abad**

Ingeniero Mecánico.

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Cuenca.

pizquierdo@est.ups.edu.ec

**Dirigido por:****Paul Bolívar Torres Jara**

Ingeniero Mecánico.

Magister en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Ingeniería Mecánica.

ptorresj@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

**DERECHOS RESERVADOS**

2025© Universidad Politécnica Salesiana.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

PEDRO JOSÉ IZQUIERDO ABAD

Evaluación y optimización de la estructura metálica de una vivienda unifamiliar mediante un análisis de elementos finitos (FEA), para el estudio de arquitectura AM STUDIO con el propósito de garantizar la seguridad, resistencia y eficiencia estructural.

### **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mi familia, parte fundamental de este logro. A mi madre y a mis abuelos, que ya no están en este mundo terrenal, pero sé que se sentirían orgullosos del objetivo alcanzado.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por darme la sabiduría y fortaleza necesarias para culminar esta etapa de mi vida con éxito.

A mi familia, por su apoyo incondicional en todo momento.

Al Ing. Paul Torres Jara, por su paciencia, guía y colaboración para que este proyecto llegara a buen término.

# TABLA DE CONTENIDO

Resumen .....	12
Abstract .....	13
1. Introducción. ....	14
2. Justificación. ....	15
2.1 Objetivo general. ....	16
2.2 Objetivos específicos. ....	16
3. Marco teórico. ....	17
3.1 Estado del arte.....	17
3.2 Normativas Técnicas Aplicables. ....	19
3.2.1 Norma NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción - Sismo).....	19
3.2.2 Norma AISC 360-16 (Diseño de estructuras metálicas).....	19
3.2.3 Norma ASCE/SEI 7-22 (Cargas de diseño).....	20
3.3 Análisis estructural. ....	20
3.3.1 Acero estructural.....	20
3.3.2 Propiedades mecánicas del acero. ....	21
3.3.3 Relación esfuerzo-deformación. ....	22
3.3.4 Pandeo de elementos esbeltos. ....	24
3.3.5 Ductilidad y disipación de energía. ....	24
3.3.6 Modos de falla. ....	25
3.4 Cargas estructurales. ....	26
3.4.1 Clasificación de las cargas estructurales. ....	27
3.4.2 Carga muerta y sobrecarga.....	27
3.4.3 Cargas vivas.....	28
3.4.4 Carga sísmica.....	28
3.4.5 Cargas combinadas. ....	29
3.5 Fundamentos de la Ingeniería Estructural en Viviendas Metálicas. ....	30
3.5.1 Definición y ventajas de las estructuras metálicas. ....	30
3.6 Análisis de Elementos Finitos (FEA) en Ingeniería Estructural. ....	33
4. Materiales y metodología.....	34
4.1 Condiciones iniciales.....	34
4.1.1 Ubicación del proyecto. ....	34

4.1.2	Planos .....	<b>35</b>
4.1.3	Materiales. ....	<b>39</b>
4.1.4	Cargas. ....	<b>41</b>
4.1.5	Espectro de respuesta.....	<b>44</b>
4.1.6	Estado inicial de la estructura. ....	<b>46</b>
4.2	Caso I.....	<b>48</b>
4.2.1	Cortante basal .....	<b>48</b>
4.2.2	Derivas de piso.....	<b>49</b>
4.2.3	Modos de vibración. ....	<b>51</b>
4.2.4	Perfiles. ....	<b>54</b>
4.2.5	Diseño de la conexión.....	<b>59</b>
4.2.6	Diseño del anclaje .....	<b>66</b>
4.3	Caso II.....	<b>73</b>
4.3.1	Cortante basal .....	<b>73</b>
4.3.2	Derivas de piso.....	<b>74</b>
4.3.3	Modos de vibración. ....	<b>76</b>
4.3.4	Perfiles. ....	<b>79</b>
4.3.5	Diseño de la conexión.....	<b>84</b>
4.3.6	Diseño del anclaje .....	<b>91</b>
5.	Presupuesto.....	<b>99</b>
5.1	Costos de materiales .....	<b>99</b>
5.2	Costos de mano de obra y montaje .....	<b>99</b>
5.3	Costos por diseño y análisis estructural .....	<b>100</b>
5.4	Costos indirectos y utilidad. ....	<b>100</b>
5.5	Análisis de precios unitarios .....	<b>100</b>
5.5.1	Montaje de la estructura .....	<b>100</b>
5.5.2	Placa de anclaje. ....	<b>102</b>
5.6	Presupuesto total estimado .....	<b>103</b>
6.	Conclusiones.....	<b>105</b>
7.	Bibliografía.....	<b>107</b>
8.	Anexos .....	<b>109</b>

# ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Aceros estructurales usados en el Ecuador. ....	21
Tabla 2 Propiedades mecánicas del acero estructural .....	22
Tabla 3. Esfuerzo-deformación.....	22
Tabla 4. Longitud efectiva según condiciones de apoyo.....	24
Tabla 5. Tipos de cargas.....	27
Tabla 6. Pesos específicos de materiales comunes. ....	28
Tabla 7. Carga viva según tipo de ocupación. ....	28
Tabla 8. Combinaciones de carga .....	30
Tabla 9. Comparación entre estructuras metálicas y de hormigón armado.....	31
Tabla 10. Aceleraciones espectrales en roca para Azogues.....	32
Tabla 11. Factores de sitio para diferentes tipos de suelo.....	32
Tabla 12. Resistencia mecánica y punto de fluencia del material HEB .....	40
Tabla 13. Propiedades mecánicas material IPE .....	41
Tabla 14. Valores de cargas vivas y cargas de granizo. ....	43
Tabla 15. Combinaciones de carga.....	43
Tabla 16. Parámetros de cálculo de espectro de respuesta. ....	45
Tabla 17. Datos iniciales de la estructura.....	46
Tabla 18. Materiales utilizados.....	55
Tabla 19. Conexión analizada .....	60
Tabla 20. Secciones de perfiles utilizados. ....	61
Tabla 21. Cargas aplicadas.....	62
Tabla 22. Validación de placas que intervienen en la conexión.....	64
Tabla 23. Geometría de la placa base .....	66
Tabla 24. Anclajes de la placa base. ....	69
Tabla 25. Validación de anclajes.....	72
Tabla 26. Materiales utilizados.....	79
Tabla 27. Conexión analizada .....	85
Tabla 28. Secciones de perfiles utilizados. ....	86
Tabla 29. Cargas aplicadas.....	87
Tabla 30. Validación de placas que intervienen en la conexión.....	89

Tabla 31. Geometría de la placa base .....	91
Tabla 32. Anclajes de la placa base. ....	94
Tabla 33. Validación de anclajes.....	97
Tabla 34. Costos de materiales.....	101
Tabla 35. Costo mano de obra.....	101
Tabla 36. Costo de maquinaria y equipos .....	102
Tabla 37. Tabla de precios de materiales .....	102
Tabla 38. Valores mano de obra.....	103
Tabla 39. Valores equipos y herramientas. ....	103
Tabla 40. Tabla de cantidades y presupuestos de obra Caso II.....	104
Tabla 41. Tabla de cantidades y presupuestos de obra Caso I.....	104
Tabla 42. Condiciones iniciales .....	105
Tabla 43. Cantidades y costos. ....	106

# ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación.....	23
Figura 2. Diagrama esquemático de una estructura modelada con elementos finitos, mostrando los nodos, malla de elementos, condiciones de frontera y distribución de esfuerzos.....	33
Figura 3. Ubicación georreferenciada del proyecto.....	35
Figura 4. Modelo tridimensional de la estructura metálica.....	36
Figura 5. Planta de cimentación.....	36
Figura 6. Vista frontal.....	37
Figura 7. Plano elevación lateral derecha.....	38
Figura 8. Plano elevación posterior.....	38
Figura 9. Plano lateral izquierdo.....	39
Figura 10. Espectro de respuesta NEC (Arriba) y en software FEA (abajo).....	46
Figura 11. Estado inicial de la estructura.....	47
Figura 12. Determinación de la fuerza máxima en X y Y en el Software FEA.....	48
Figura 13. Deriva de piso en X y Y Software FEA.....	49
Figura 14. Comprobación de la estructura mediante diagrama de colores.....	50
Figura 15. Primer modo de vibración.....	51
Figura 16. Segundo modo de vibración.....	52
Figura 17. Tercer modo de vibración.....	53
Figura 18. Vista lateral de materiales de la estructura.....	55
Figura 19. Selección de los materiales nivel 3.0.....	56
Figura 20. Selección de los materiales nivel 4.5.....	56
Figura 21. Verificación del programa con cargas aplicadas nivel 3.0.....	57
Figura 22. Verificación del programa con cargas aplicadas nivel 4.5.....	57
Figura 23. Distribución de vigas metálicas nivel 3.0.....	58
Figura 24. Distribución de vigas metálicas nivel 4.5.....	59
Figura 25. Configuración de la conexión analizada vista isométrica.....	60
Figura 26. Verificación de la deformación.....	65
Figura 27. Tensión Equivalente de la conexión.....	66
Figura 28. Vistas del anclaje.....	67

Figura 29. Dimensiones de la placa base.....	68
Figura 30. Verificación de la deformación.....	70
Figura 31. Tensión equivalente. ....	71
Figura 32. Esfuerzos de la placa.....	73
Figura 33. Determinación de la fuerza máxima en X y Y en el software FEA.....	74
Figura 34. Deriva de piso en X y Y.....	75
Figura 35. Modelado de estructura.....	76
Figura 36. Primer modo de vibración. ....	77
Figura 37. Segundo modo de vibración. ....	78
Figura 38. Tercer modo de vibración.....	79
Figura 39 Vista lateral de materiales de la estructura. ....	80
Figura 40. Selección de los materiales nivel 3.0.....	80
Figura 41. Selección de los materiales nivel 4.5.....	81
Figura 42. Verificación del programa con cargas aplicadas nivel 3.0.....	82
Figura 43. Verificación del programa con cargas aplicadas nivel 3.0.....	82
Figura 44. Distribución de vigas metálicas nivel 3.0.....	83
Figura 45. Distribución de vigas metálicas nivel 4.5.....	84
Figura 46. Configuración de la conexión analizada vista isométrica.....	85
Figura 47. Verificación de la deformación.....	90
Figura 48. Tensión Equivalente de la conexión. ....	91
Figura 49. Vistas del anclaje .....	92
Figura 50. Dimensiones de la placa base.....	93
Figura 51. Verificación de la deformación.....	95
Figura 52. Tensión equivalente. ....	96
Figura 53. Esfuerzos de la placa.....	98

EVALUACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE  
LA ESTRUCTURA  
METÁLICA DE UNA VIVIENDA  
UNIFAMILIAR MEDIANTE UN  
ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS  
(FEA), PARA EL ESTUDIO DE  
ARQUITECTURA AM STUDIO CON  
EL PROPÓSITO DE GARANTIZAR  
LA SEGURIDAD, RESISTENCIA Y  
EFICIENCIA ESTRUCTURAL

AUTOR:

PEDRO JOSE IZQUIERDO ABAD

## RESUMEN

La presente tesis tiene como finalidad evaluar y optimizar la estructura metálica de una vivienda unifamiliar ubicada en la ciudad de Azogues, mediante un análisis de elementos finitos (FEA), con el propósito de garantizar la seguridad, resistencia y eficiencia estructural del diseño. Inicialmente, se establecieron las condiciones georreferenciales y normativas del sitio, considerando la amenaza sísmica alta de la región (zona 3) y un suelo tipo E, de acuerdo con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). Posteriormente, se procedió al modelado estructural utilizando software especializado, aplicando combinaciones de carga estáticas y sísmicas definidas por la normativa vigente. El análisis permitió identificar los esfuerzos máximos, deformaciones y modos de vibración de la estructura, verificando que los resultados se mantuvieran dentro de los límites permitidos. Con base en estos datos, se realizó una optimización estructural que redujo el peso total sin comprometer la estabilidad ni la funcionalidad de la edificación, generando un caso de análisis I y II para el proyecto. Finalmente, se elaboró un análisis de precios unitarios que permitió cuantificar el costo real de la estructura optimizada. Los resultados demuestran que el uso de herramientas de simulación estructural contribuye significativamente a un diseño técnico y económico más eficiente para edificaciones residenciales con estructuras metálicas.

### **Palabras clave:**

Estructura metálica, vivienda unifamiliar, elementos finitos (FEA), NEC, diseño estructural, optimización, conexión metálica, placa base, presupuesto.

## ABSTRACT

---

This thesis aims to evaluate and optimize the steel structure of a single-family house located in the city of Azogues, through a Finite Element Analysis (FEA), in order to ensure the safety, strength, and structural efficiency of the design. Initially, the geotechnical, topographical, and regulatory conditions of the site were established, considering the high seismic hazard of the region (Zone 3) and a Type E soil, according to the Ecuadorian Construction Standard (NEC-SE-DS). Subsequently, the structural modeling was carried out using specialized software, applying static and seismic load combinations defined by current regulations. The analysis made it possible to identify maximum stresses, deformations, and vibration modes of the structure, verifying that the results remained within the permitted limits. Based on these results, a structural optimization was performed that reduced the total weight without compromising the stability or functionality of the building. Finally, a unit price analysis was conducted to quantify the real cost of the optimized structure. The results demonstrate that the use of structural simulation tools significantly contributes to achieving a more technically and economically efficient design for residential buildings with steel structures.

**Key world :**

Steel structure, single-family house, finite element analysis (FEA), NEC, structural design, optimization, steel connection, base plate, budget.

# 1. INTRODUCCIÓN.

---

El diseño estructural de edificaciones residenciales ha evolucionado considerablemente gracias al uso de nuevas metodologías computacionales que permiten optimizar los recursos y garantizar la seguridad estructural. En este contexto, el análisis por elementos finitos (FEA, por sus siglas en inglés) se ha consolidado como una herramienta fundamental para la evaluación precisa del comportamiento mecánico de estructuras metálicas sometidas a diversas condiciones de carga. (Zienkiewicz et al., 2009)

La vivienda unifamiliar, como tipología arquitectónica, presenta características particulares en cuanto a distribución de cargas, simplicidad geométrica y requisitos normativos. Sin embargo, en muchas ocasiones, el diseño estructural de este tipo de construcciones se realiza con criterios conservadores que no siempre consideran el potencial de optimización que ofrecen las tecnologías actuales de simulación numérica. Por ello, resulta pertinente aplicar metodologías de análisis estructural avanzado que permitan verificar y mejorar tanto la resistencia como la eficiencia en el uso de materiales (Davies, 2003).

El presente trabajo tiene como objetivo principal evaluar y optimizar la estructura metálica de una vivienda unifamiliar, empleando el método de elementos finitos. A través de este enfoque, se busca garantizar que la estructura cumpla con los principios fundamentales de la ingeniería estructural: seguridad, funcionalidad, economía y sostenibilidad ( AISC STEEL CONSTRUCTION MANUAL, 2019a).

Además de validar la resistencia estructural, esta tesis propone identificar zonas críticas, distribuir adecuadamente los esfuerzos internos y sugerir posibles mejoras en el diseño inicial mediante iteraciones del modelo estructural. La optimización estructural no solo tiene implicaciones en términos de seguridad, sino que también representa una oportunidad para reducir costos, minimizar el uso de materiales y

disminuir el impacto ambiental, en línea con los objetivos de desarrollo sostenible promovidos en la ingeniería moderna ( ASCE/SEI 7-22, 2017).

Este estudio se desarrolla en el marco normativo nacional e internacional, considerando los lineamientos del Código Ecuatoriano de la Construcción, la norma AISC para estructuras metálicas, y las directrices del ASCE 7-22 para cargas en edificaciones. El enfoque metodológico se basa en la simulación computacional a través de software especializado, complementado con criterios de diseño estructural y análisis comparativo de escenarios (Structural\_Analysis\_SI\_Edition, 2007).

## 2. JUSTIFICACIÓN.

El crecimiento de la construcción de viviendas unifamiliares utilizando estructuras metálicas responde a la necesidad de sistemas estructurales más livianos, sostenibles y eficientes frente a los métodos tradicionales en hormigón. Las estructuras metálicas permiten reducir los tiempos de ejecución, optimizar recursos y lograr diseños arquitectónicos más flexibles y adaptables (AISC Steel Construction, 2019b). No obstante, estas ventajas deben ir acompañadas de una evaluación rigurosa de la seguridad estructural mediante métodos analíticos avanzados.

El uso del análisis de elementos finitos (FEA) ha demostrado ser una herramienta eficaz para predecir el comportamiento de estructuras bajo diferentes condiciones de carga, permitiendo identificar concentraciones de esfuerzos, deformaciones excesivas o zonas propensas a fallos (Finite Element Method, 2016.). Esta metodología proporciona una base sólida para la toma de decisiones de diseño estructural fundamentadas en criterios científicos y técnicos.

En este contexto, evaluar y optimizar la estructura metálica de una vivienda unifamiliar no solo contribuye a asegurar la integridad y seguridad del sistema estructural, sino que también posibilita una mejora en la eficiencia del diseño

mediante la reducción de sobredimensionamientos, el uso adecuado de materiales y el cumplimiento de las normativas vigentes (ASCE/SEI 7-22, 2007.). De igual manera, este enfoque permite adaptar la estructura a condiciones sísmicas, térmicas y de carga específicas del entorno local, garantizando un diseño contextualizado y funcional (Structural Analysis, 2017.).

El proyecto cobra mayor relevancia al realizarse en colaboración con el estudio de arquitectura AM Studio, lo cual vincula directamente la investigación académica con la aplicación profesional real, estableciendo un puente entre la teoría y la práctica. De este modo, el estudio representa un modelo replicable que puede beneficiar futuras intervenciones residenciales con estructuras metálicas en contextos urbanos.

La presente investigación busca generar un aporte técnico-científico al sector de la construcción mediante la implementación de tecnologías de simulación estructural avanzadas. Su impacto se proyecta en el ámbito académico, profesional y social, al fomentar edificaciones más seguras, eficientes y sostenibles.

## 2.1 OBJETIVO GENERAL.

Evaluar y optimizar la estructura metálica de una vivienda mediante un análisis de elementos finitos, con el propósito de garantizar la seguridad, resistencia y eficiencia estructural de la vivienda familiar

## 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Establecer las condiciones iniciales para el diseño estructural de una vivienda unifamiliar ubicada en la ciudad de Azogues.
- Diseñar la estructura metálica de una vivienda unifamiliar ubicada en la ciudad de Azogues aplicando la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

- Realizar el análisis de precios unitarios de la estructura metálica para la vivienda unifamiliar optimizada.

## 3. MARCO TEÓRICO.

### 3.1 ESTADO DEL ARTE.

El estudio de arquitectura AM STUDIO, fundado en 2018, realizó los estudios arquitectónicos para una vivienda ubicada en el sector de Zumbahuayco, en la parroquia Javier Loyola, en el cantón Azogues de la Provincia del Cañar, con coordenadas georreferenciadas Zona WGS-84. 17 SUR. 73478.00 mE, 9687322.04 mS; cuya superficie de predio es de 1266.17 m<sup>2</sup>; donde se prevé construir una casa unifamiliar con una superficie habitable de alrededor de 335 m<sup>2</sup>, el proyecto propone una casa de una sola planta, la cual contara con losas en voladizo de alrededor de 4 metros y una luz entre columnas de 5 metros para que pueda aprovechar de mejor manera los espacios interiores de la vivienda.

En la actualidad existen dos tipos de estructuras para edificaciones que son las de hormigón y las de acero estructural, (David et al., 2009). realizaron un estudio que abordó el diseño de estructuras sismorresistentes, comparando detalladamente las características de las estructuras de concreto y acero. Obteniendo como resultados que las estructuras de hormigón son menos costosas que las de acero estructural; no obstante, las estructuras de acero ayudan en un avance en obra más notorio y se economiza en la mano de obra teniendo así al finalizar una obra un costo muy parejo entre las dos.

Debido a las condiciones antes expuestas, el estudio arquitectónico AM STUDIO propone que la estructura de la vivienda sea considerada una estructura metálica debido sus principales ventajas que ofrece como lo indica (McCormac, 2013) que son

una excelente resistencia, uniformidad del material, elasticidad, durabilidad, ductilidad y una buena tenacidad.

Las estructuras metálicas, así como presentan ciertas ventajas, también tienen sus desventajas, la cual una de ellas es la corrosión y es un ataque electroquímico por diferentes fenómenos, esto produciendo en la pérdida de sus propiedades mecánicas y pudiendo llegar hasta su fractura; teniendo esto en cuenta y en el ambiente donde va a ser utilizado para la construcción de la vivienda es de importancia optar por recubrimientos óptimos para el mismo para no llegar a estos sucesos y que se pueda garantizar una vida útil de la estructura, otra desventaja es ante el fuego debido que su protección ante el mismo es muy costoso, y sabiendo que una estructura el momento que se encuentre bajo temperaturas alta de igual manera pierde sus propiedades mecánicas y puede llevar al colapso de la vivienda (McCormac, 2013) .

Las conexiones en las estructuras metálicas son fundamentales por lo cual Chen (McCormac, 2013) llevó a cabo un análisis de las conexiones viga-columna, las cuales se emplean para asegurar la estabilidad de las edificaciones en estructuras de acero. Seleccionó las conexiones viga-columna fabricadas, las cuales diferían de los métodos tradicionales de soldadura. Durante este proceso, identificó la influencia del grosor y la longitud de la placa de empalme en las propiedades mecánicas de estas uniones.

Los dos resultados revelaron que, bajo cargas incrementadas, tanto la tensión en la conexión como el desplazamiento vertical aumentaron sin importar el tipo específico de unión fabricada utilizado. Así mismo, se observó que, bajo cargas iguales, el grosor y la longitud de la unión afectaron de manera significativa las propiedades mecánicas de estas uniones. En particular, se evidenció que, a mayores grosores y longitudes, menor fue la tensión en la unión y el desplazamiento vertical asociado.

## 3.2 NORMATIVAS TÉCNICAS APLICABLES.

### 3.2.1 NORMA NEC-SE-DS (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - SISMO).

Se utiliza la NEC-SE-DS, que establece las condiciones sísmicas de diseño en función de la zonificación, tipo de suelo y categoría de uso. En Azogues, la aceleración sísmica base es significativa, lo cual obliga a realizar un análisis dinámico adecuado de la estructura.

Aplicación específica: El diseño estructural de la vivienda unifamiliar debe cumplir con los requisitos establecidos en la NEC-SE-DS (Diseño Sismo Resistente), y en la (NEC-SE-AC, 2015).

Importancia: Define los factores sísmicos, cargas vivas y muertas, combinaciones de carga, y requisitos de resistencia para estructuras metálicas.

Se utiliza la NEC-SE-DS, que establece las condiciones sísmicas de diseño en función de la zonificación, tipo de suelo y categoría de uso. En Azogues, la aceleración sísmica base es significativa, lo cual obliga a realizar un análisis dinámico adecuado de la estructura.

La ciudad de Azogues, capital de la provincia de Cañar, se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta, según la zonificación establecida en la NEC-SE-DS. El factor de zona sísmica (Z) para Azogues es de 0.40g, lo que indica una aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

### 3.2.2 NORMA AISC 360-16 (DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS).

La norma AISC 360-16 proporciona los requisitos para el diseño y la construcción de estructuras de acero. Define criterios de resistencia, factores de carga, relaciones límite y comportamiento plástico.

### 3.2.3 NORMA ASCE/SEI 7-22 (CARGAS DE DISEÑO).

Esta norma establece las cargas mínimas que deben considerarse en el diseño estructural de edificaciones, incluyendo carga muerta, viva, viento, sismo y nieve., (ASCE/SEI 7, 2022)

## 3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El análisis estructural es una disciplina fundamental dentro de la ingeniería civil y mecánica, que permite determinar los efectos de las cargas sobre las estructuras y garantizar su seguridad y funcionalidad. La aplicación del método de elementos finitos (FEA) ha permitido una evaluación más precisa de las tensiones, deformaciones y comportamientos no lineales en sistemas complejos (Senthilkumar, 2002).

### 3.3.1 ACERO ESTRUCTURAL.

Las principales ventajas que disponen en las estructuras metálicas es una alta resistencia, una uniformidad del material ayudando que no cambie sus propiedades con el tiempo, una excelente elasticidad, durabilidad, ductilidad y una buena tenacidad. Así como tienen ventajas estos materiales también tienen ciertas desventajas como es la corrosión un costo alto para la protección contra el fuego, una susceptibilidad al pandeo, fatiga y una fractura frágil.

Los principales aceros estructurales utilizados en el Ecuador se detallan en la siguiente tabla 1:

**Tabla 1. Aceros estructurales usados en el Ecuador.**

Tipo de acero	Fy (MPa)	Fu (MPa)
ASTM A36	250	400-500
ASTM 572	345	450
ASTM A 588	345	450

Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

El acero es uno de los materiales más utilizados en estructuras por su alta resistencia y ductilidad. El acero A36, caracterizado por una resistencia a la tracción de 250 MPa y una buena soldabilidad (ASTM A36/A36M-14, 2014). Este tipo de acero es ampliamente utilizado en vigas, columnas y conexiones estructurales (ASTM A325, 2004).

### 3.3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO.

Las propiedades como el módulo de elasticidad (aprox. 200 GPa), el límite elástico y la capacidad de absorción de energía ante cargas cíclicas son fundamentales en el diseño sísmico. En el diseño de estructuras metálicas, es fundamental considerar las propiedades mecánicas del acero, sus límites de resistencia, módulo de elasticidad y factores de reducción por esbeltez o pandeo. (Dinámica de Estructuras, 2009).

A continuación, en la tabla 2, se detallan las propiedades mecánicas típicas del acero estructural ASTM A36, uno de los más comúnmente usados en proyectos estructurales:

**Tabla 2. Propiedades mecánicas del acero estructural.**

<b>Propiedad</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor típico</b>	<b>Unidad</b>
Límite de fluencia	$F_y$	250	MPa
Resistencia última a la tracción	$F_u$	400 – 550	MPa
Módulo de elasticidad	$E$	200,000	MPa
Módulo de corte	$G$	77,000	MPa
Coeficiente de Poisson	$\nu$	0.30	-
Densidad del material	$\rho$	7,850	kg/m <sup>3</sup>
Coeficiente de dilatación térmica	$\alpha$	$12 \times 10^{-6}$	/°C

Fuente: (AISC, 2016).

### 3.3.3 RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

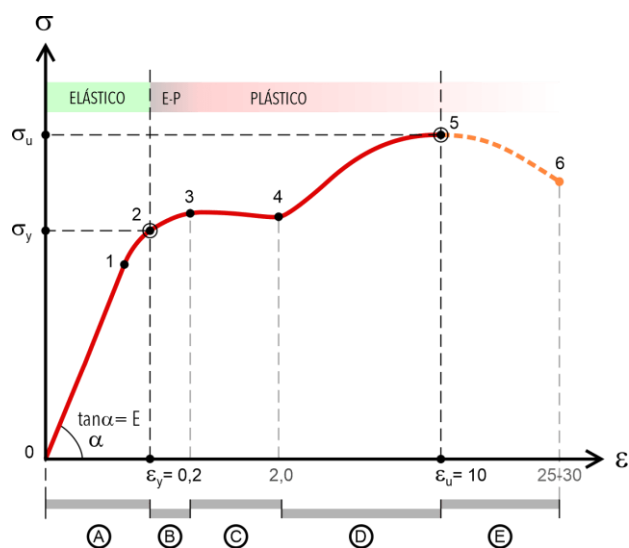
La curva esfuerzo-deformación del acero muestra un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar el límite de fluencia ( $F_y$ ), seguido por una región plástica donde las deformaciones aumentan sin incremento de carga (Tabla 3). Esta capacidad de fluencia permite al acero absorber energía en eventos sísmicos, evitando fallas frágiles.

**Tabla 3. Esfuerzo - Deformación.**

<b>Zona</b>	<b>Comportamiento</b>
1. Elástica	Deformación proporcional al esfuerzo (Ley de Hooke)
2. Fluencia	Deformación permanente inicia ( $F_y$ )
3. Endurecimiento	Incremento de resistencia hasta la falla ( $F_u$ )

Fuente: (Herbert & Castillo, 2008).

Para identificar los puntos de esfuerzos se revisa la figura 1 donde se puede identificar los esfuerzos de deformación que se presentan en el proceso de la carga en el material.

**Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación**

Fuente: (Herbert & Castillo, 2018).

El comportamiento mecánico del acero estructural frente a cargas axiales se describe mediante el diagrama esfuerzo-deformación, el cual representa la relación entre el esfuerzo aplicado ( $\sigma$ ) y la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) del material. Este diagrama presenta varias etapas que reflejan el comportamiento elástico, plástico y de fractura del acero.

Punto 1: Límite proporcional. En esta fase inicial, el acero responde de manera lineal y elástica, cumpliendo con la Ley de Hooke. La pendiente de la curva representa el módulo de elasticidad ( $E$ ), que para el acero estructural comúnmente es de 200 GPa. Las deformaciones en esta etapa son totalmente reversibles (Nilson & Darwin, 1997)

Punto 2: Límite elástico. Este punto indica el fin de la zona elástica y el inicio del comportamiento plástico del acero. A partir de aquí, el material comienza a presentar deformaciones permanentes. Es un parámetro clave en el diseño

estructural, ya que define el límite de carga sin daño (CEN (2005). Eurocódigo 3. Bruselas., 1993).

Punto 3: Meseta de fluencia. En esta etapa, el acero mantiene una tensión constante mientras la deformación continúa. Es característico de aceros dúctiles como el ASTM A36, y permite redistribuir esfuerzos sin aumento de carga (ASTM Internacional, 2014).

Punto 4: Endurecimiento por deformación. Después de la fluencia, el acero experimenta un incremento en la resistencia debido al endurecimiento por deformación. Esta etapa permite alcanzar una resistencia máxima antes de la ruptura ((Bowles, 2008)).

### 3.3.4 PANDEO DE ELEMENTOS ESBELTOS.

Cuando los elementos estructurales están sometidos a esfuerzos de compresión, como en el caso de columnas largas o elementos delgados, puede ocurrir el pandeo. La resistencia al pandeo depende de la esbeltez relativa, la longitud efectiva y las condiciones de soporte (Tabla 4).

**Tabla 4. Longitud efectiva según condiciones de apoyo.**

Condición de apoyo	Factor de longitud efectiva (K)
Empotrado – Empotrado	0.5
Articulado – Empotrado	0.7
Articulado – Articulado	1.0
Libre – Empotrado	2.0

Fuente: ( AISC STEEL CONSTRUCTION, 2019a).

### 3.3.5 DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

El acero posee una alta ductilidad, permitiendo deformaciones importantes antes de alcanzar la falla, lo cual es esencial para estructuras en zonas sísmicas. Esta

propiedad permite un colapso progresivo controlado, generando mecanismos de disipación de energía.

### 3.3.6 MODOS DE FALLA.

En el análisis y diseño de estructuras de acero, es fundamental considerar los distintos modos de falla a los que están expuestos los elementos estructurales, ya que de ellos depende la seguridad y funcionalidad de la edificación. A continuación, se describen los principales tipos de falla:

Los principales modos de falla en estructuras de acero incluyen:

#### *Falla por flexión.*

Este tipo de falla ocurre cuando los momentos flectores superan la resistencia última de la sección transversal del perfil. Se caracteriza por una deformación excesiva y, eventualmente, la plastificación de las fibras extremas de la sección. En perfiles IPE o HEB, la falla por flexión suele iniciar en las alas, debido a que estas resisten la mayor parte del momento flector. Según la norma AISC 360-16, el diseño debe garantizar que las secciones trabajen dentro de su rango elástico o en el límite plástico, evitando alcanzar el colapso (AISC 341 - 16, 2016).

#### *Falla por cortante.*

La falla por cortante se manifiesta comúnmente en placas delgadas, como las almas de vigas o las zonas de conexión atornilladas o soldadas. Cuando el esfuerzo cortante excede la capacidad del material, puede presentarse agrietamiento diagonal o distorsión del elemento. Este tipo de falla es especialmente crítico en vigas con luces cortas y altas cargas concentradas. Se controla mediante el dimensionamiento adecuado del alma y el uso de rigidizadores verticales cuando es necesario (Hernán & Andrade, 2014).

#### *Falla por pandeo local.*

El pandeo local ocurre cuando partes del perfil, como el alma o las alas, se abollan independientemente sin que colapse toda la sección. Esta falla es común en perfiles delgados o no compactos y está influenciada por las relaciones ancho/espesor de los elementos planos del perfil. Las normas, como la AISC y la NEC-SE-DS, definen límites máximos de esbeltez local para evitar este modo de colapso. El pandeo local reduce la capacidad resistente total del perfil incluso antes de que se alcance su capacidad última ( AISC STEEL CONSTRUCTION, 2019a).

#### *Falla por fatiga.*

La fatiga estructural es un modo de falla progresiva que se presenta cuando los elementos de acero son sometidos a cargas repetitivas o cíclicas, incluso si estas cargas están por debajo del límite elástico del material. A lo largo del tiempo, estas acciones provocan la iniciación y propagación de microgrietas, las cuales eventualmente pueden crecer hasta causar una fractura completa del elemento. Este tipo de falla es especialmente relevante en puentes, estructuras industriales y componentes de maquinaria. Los factores que influyen en la fatiga incluyen el número de ciclos de carga, la amplitud del esfuerzo, la geometría del detalle estructural y la presencia de concentraciones de tensión (AISC 341 - 16, 2016).

La norma AISC 360-16 y la NEC-SE-DS incluyen requisitos específicos para el diseño por fatiga, incluyendo la selección adecuada de detalles constructivos, el uso de conexiones suaves y redondeadas para evitar concentraciones de tensión, y el control de la calidad en la soldadura. Además, se recomienda el uso de materiales con buena tenacidad y resistencia a la propagación de grietas para mitigar este fenómeno (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

### 3.4 CARGAS ESTRUCTURALES.

Las cargas estructurales son acciones o fuerzas que actúan sobre una estructura durante su vida útil. Su correcta identificación, cuantificación y aplicación es fundamental en el diseño estructural, ya que determinan los esfuerzos internos,

deformaciones y posibles modos de falla de los elementos. Las cargas se clasifican según su origen, forma de aplicación y duración, y deben ser consideradas de acuerdo con normativas específicas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño Sismo Resistente – Cargas y Combinaciones de Carga (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

### 3.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS ESTRUCTURALES.

Como se muestra en la (Tabla 5) las cargas se agrupan principalmente en:

**Tabla 5. Tipos de cargas.**

<b>Tipo de carga</b>	<b>Símbolo común</b>	<b>Descripción</b>
Carga muerta	DDD	Peso propio de la estructura y elementos permanentes
Carga viva	LLL	Cargas variables por uso u ocupación humana
Carga sísmica	EEE	Fuerzas inducidas por movimientos del suelo durante un sismo
Carga de viento	WWW	Presiones o succión ejercida por el viento
Carga de nieve o lluvia	RRR	Peso acumulado sobre cubiertas
Carga de impacto o accidental	III	Cargas inusuales (vehículos, maquinaria)
Carga térmica	TTT	Dilatación o contracción por variaciones de temperatura

Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015)

### 3.4.2 CARGA MUERTA Y SOBRECARGA.

Son aquellas cargas permanentes debidas al peso propio de la estructura y elementos no removibles. Se calculan con base en la (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015), como se indica en la tabla 6 para estructuras metálicas.

**Tabla 6. Pesos específicos de materiales comunes.**

<b>Material</b>	<b>Peso unitario (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fuente</b>
Concreto armado	24 – 25	NEC-SE-MC
Acero estructural	77 – 78.5	AISC Steel Manual
Ladrillo	18 – 20	NEC-SE-AC
Vidrio templado	25 – 26	ASTM E1300
Cubierta metálica tipo sándwich	0.50 – 1.50 (kN/m <sup>2</sup> )	Manual del fabricante

Fuente: (ASTM A325, 2004).

### 3.4.3 CARGAS VIVAS.

Corresponden a las cargas variables producidas por uso y ocupación, consideradas en función del tipo de edificación, para uso residencial, el valor estándar es de 2.0 kN/m<sup>2</sup> como se ve en la tabla 7 (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

**Tabla 7. Carga viva según tipo de ocupación.**

<b>Tipo de uso</b>	<b>Carga viva (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Vivienda unifamiliar	2.0
Oficina	3.0 – 4.0
Escaleras y pasillos públicos	4.8
Techos accesibles	2.0
Techos no accesibles	0.75 – 1.0

Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015)

### 3.4.4 CARGA SÍSMICA.

Se determina según la zonificación sísmica, el tipo de suelo y los coeficientes espectrales definidos por la NEC. Se utiliza el espectro de respuesta elástico de

aceleraciones ( $S_a$ ) y se calcula la cortante basal y derivas de piso (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

Las cargas sísmicas ( $E$ ) se calculan con base en el análisis dinámico de la estructura, dependiendo de factores como la zona sísmica, tipo de suelo, masa total del edificio y los coeficientes de amplificación.

El procedimiento para calcular la carga sísmica incluye:

- Cálculo del peso sísmico total de la estructura.
- Obtención del coeficiente sísmico ( $C$ ) usando el espectro de diseño.
- Determinación de la cortante basal ( $V$ ):

Para Ecuador, se utilizan los valores de la NEC-SE-DS 2015, considerando factores como:

- Zona sísmica ( $Z$ ).
- Tipo de suelo ( $A-E$ ).
- Coeficientes  $F_a$ ,  $F_v$ ,  $F_s$ .
- Periodo fundamental ( $T$ ).
- Razón  $\eta$  (amortiguamiento).

### 3.4.5 CARGAS COMBINADAS.

El diseño estructural requiere considerar combinaciones de carga que puedan ocurrir simultáneamente. Según la NEC y el AISC, las combinaciones típicas son (Tabla 8).

**Tabla 8. Combinaciones de carga.**

Combinación	Fórmula
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx. [Lr; S; R]
Combinación 3	1.2 D + 1.6 máx. [Lr; S; R] + máx. [L; 0.5 W]
Combinación 4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 máx. [Lr; 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

Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015)

## 3.5 FUNDAMENTOS DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL EN VIVIENDAS METÁLICAS.

### 3.5.1 DEFINICIÓN Y VENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Las estructuras metálicas son sistemas de construcción formados principalmente por elementos de acero estructural diseñados para soportar cargas de forma eficiente. Su uso en viviendas unifamiliares ha aumentado debido a su alta relación resistencia-peso, rapidez constructiva, versatilidad arquitectónica y posibilidad de prefabricación como se indica en la tabla 9 (STEEL CONSTRUCTION, 2019a).

**Tabla 9. Comparación entre estructuras metálicas y de hormigón armado.**

<b>Criterio</b>	<b>Estructura Metálica</b>	<b>Estructura de Hormigón Armado</b>
Peso propio	Bajo	Alto
Tiempo de ejecución	Corto	Prolongado
Resistencia sísmica	Alta ductilidad	Menor ductilidad
Mantenimiento	Requiere protección anticorrosiva	Bajo, pero riesgo de fisuras
Sustentabilidad	Alta reciclabilidad	Bajo impacto ecológico

Fuente: (AISC STEEL CONSTRUCTION, 2019a).

#### *Aceleraciones Espectrales.*

La NEC-SE-DS proporciona curvas de peligro sísmico para diversas ciudades, incluyendo Azogues como la tabla 10. Estas curvas permiten determinar las aceleraciones espectrales para diferentes periodos y niveles de probabilidad de excedencia. Para Azogues, se presentan las siguientes aceleraciones espectrales en roca (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

**Tabla 10. Aceleraciones espectrales en roca para Azogues.**

Periodo (s)	Aceleración espectral (g)
0.1	0.40
0.2	0.80
0.5	0.60
1.0	0.30
2.0	0.15

Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

#### *Factores de Sitio.*

Para ajustar las aceleraciones espectrales en roca a las condiciones locales del suelo en Azogues, se deben aplicar los factores de sitio proporcionados por la NEC-SE-DS (Tabla 11). Estos factores dependen del tipo de suelo y se utilizan para obtener las aceleraciones espectrales de diseño (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

**Tabla 11. Factores de sitio para diferentes tipos de suelo.**

Tipo de suelo	Fa	Fv
A	0.8	0.8
B	1.0	1.0
C	1.2	1.3
D	1.6	1.8
E	2.5	2.4

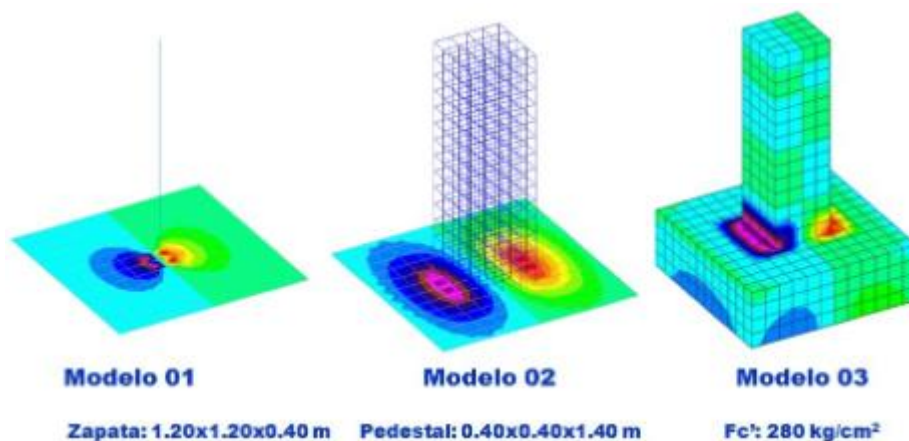
Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

### 3.6 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS (FEA) EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

El método de elementos finitos es una técnica numérica que permite discretizar una estructura continua en un conjunto de elementos más simples (vigas, placas, sólidos) y analizar su comportamiento frente a cargas aplicadas. El FEA es ampliamente usado en simulaciones estructurales para validar esfuerzos, desplazamientos y factores de seguridad (*Finite\_Element\_Method*, s/f).

El FEA permite analizar estructuras de geometrías complejas, materiales heterogéneos y condiciones de frontera variables, aspectos que serían imposibles de resolver mediante métodos analíticos clásicos figura 2. En el contexto de una vivienda unifamiliar con estructura metálica, este análisis se convierte en una herramienta esencial para garantizar un diseño seguro, eficiente y optimizado (FiniteMethod, 2017).

**Figura 2. Diagrama esquemático de una estructura modelada con elementos finitos, mostrando los nodos, malla de elementos, condiciones de frontera y distribución de esfuerzos**



Fuente:(Rectangulares,2018).

El FEA es especialmente útil para el análisis de edificaciones, puentes, torres y otros sistemas donde la distribución de cargas y la interacción entre componentes estructurales deben ser estudiadas con alta precisión. Mediante software especializados, se pueden modelar estructuras tridimensionales, asignarles propiedades mecánicas reales a los materiales, definir condiciones de frontera, aplicar cargas (muertas, vivas, sísmicas, de viento, etc.) y obtener respuestas estructurales como desplazamientos, esfuerzos internos, derivas de piso, modos de vibración y cortantes basales.

## 4. MATERIALES Y METODOLOGÍA.

### 4.1 CONDICIONES INICIALES.

#### 4.1.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO.

El proyecto se ubica en el sector de Zumbahuayco, parroquia Javier Loyola, cantón Azogues, provincia del Cañar, Ecuador. Según las coordenadas geográficas proporcionadas (Zona WGS-84. 17 SUR. 73478.00 mE, 9687322.04 mS), el predio tiene una superficie de 1.266,17 m<sup>2</sup>. Este emplazamiento se caracteriza por una topografía plana y por encontrarse en una zona de amenaza sísmica alta, según la zonificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. La altitud promedio es de 2.500 msnm, con condiciones climáticas típicas de la región andina húmeda como se indica en la figura 3.

**Figura 3. Ubicación georreferenciada del proyecto.**



Fuente: Google Earth

## 4.1.2 PLANOS

### *Modelo arquitectónico propuesto*

La figura 4 muestra el modelo tridimensional de la estructura metálica desarrollado en el software, correspondiente a la vivienda unifamiliar ubicada, Azogues. Este modelo representa con precisión la geometría espacial de la edificación.

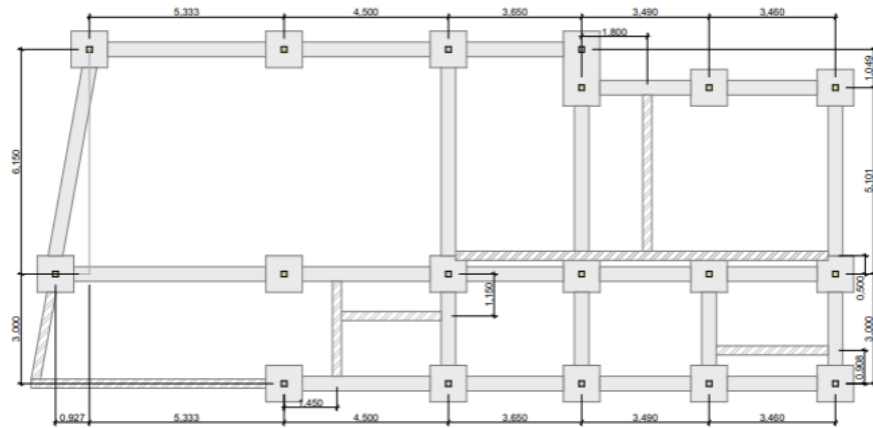
**Figura 4. Modelo tridimensional de la estructura metálica.**



Fuente: Proporcionado por AM Studio.

- **Planta de cimentación** (Figura 5.): se define las dimensiones y disposición de las columnas distribuidas en la estructura.

**Figura 5. Planta de cimentación.**

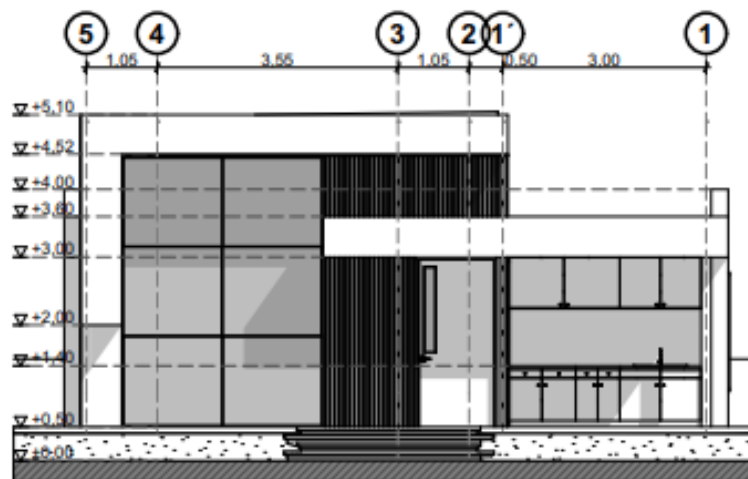


PLANTA DE CIMENTACION  
ESC 1:100

Fuente: Proporcionado por AM Studio

- **Elevación Frontal:** Se puede verificar la elevación frontal con una altura máxima de 5.10 m, como se puede observar en la figura 6.

*Figura 6. Vista frontal.*

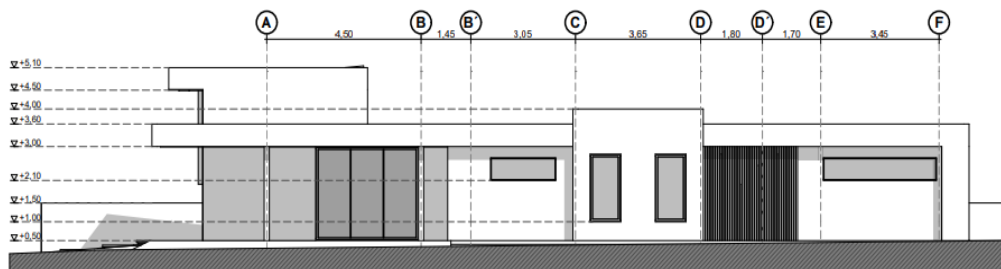


Fuente: Proporcionado por AM Studio

- **Plano elevación lateral derecha:** La figura 7 del plano estructural en elevación lateral representa la disposición de los elementos estructurales verticales de la vivienda unifamiliar, específicamente las columnas metálicas, organizadas según la retícula arquitectónica del proyecto. Se identifican claramente los ejes

estructurales tanto en dirección longitudinal como transversal, así como las dimensiones entre apoyos.

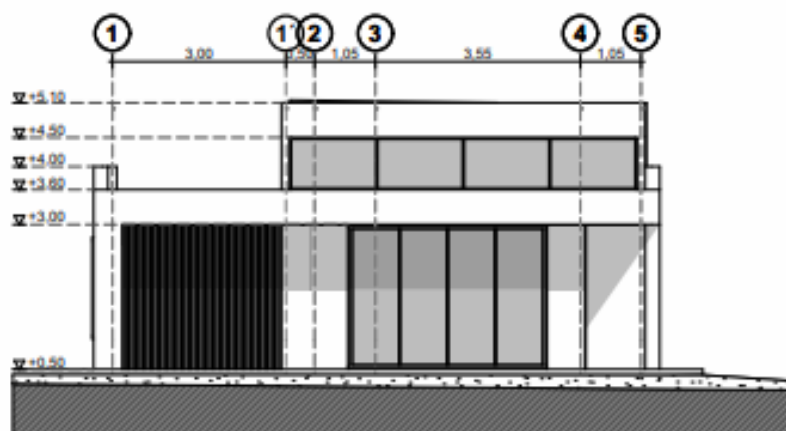
**Figura 7. Plano elevación lateral derecha**



Fuente: Proporcionado por AM Studio

- Plano elevación posterior:** La elevación posterior de la vivienda unifamiliar como se observa en la figura 8, muestra una composición volumétrica moderna con elementos bien definidos tanto en proporciones como en alturas. La estructura presenta un primer nivel con altura total de 3.00 m hasta la losa intermedia, seguido por un segundo nivel que alcanza una cota de 6.00 m, y una altura final total de 9.12 m hasta la cubierta superior. Horizontalmente, se distribuyen cinco ejes estructurales con separaciones de 3.00 m, 1.25 m, 1.05 m, 3.55 m y 1.05 m respectivamente, lo que evidencia una modulación regular que facilita el análisis estructural y el modelado en elementos finitos.

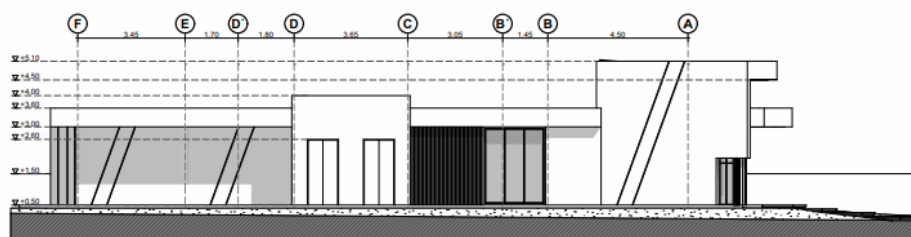
**Figura 8. Plano elevación posterior.**



Fuente: Proporcionado por AM Studio

- Plano Lateral Izquierdo: Figura 9 del plano estructural en elevación lateral representa la disposición de los elementos estructurales verticales de la vivienda unifamiliar, específicamente las columnas metálicas, organizadas según la retícula arquitectónica del proyecto. Se identifican claramente los ejes estructurales tanto en dirección longitudinal como transversal, así como las dimensiones entre apoyos.

Figura 9. Plano lateral Izquierdo.



Fuente: Proporcionado por AM Studio

### 4.1.3 MATERIALES.

Para el modelado estructural de la edificación, se definieron los materiales y perfiles estructurales considerando criterios de resistencia, rigidez y funcionalidad, cumpliendo con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) y estándares internacionales como el Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1).

#### *Perfiles HEB para columnas*

Las columnas principales de la estructura fueron diseñadas utilizando perfiles laminados tipo HEB 320, fabricados en acero estructural ASTM A36. Este material se caracteriza por su alta capacidad de carga axial y su buen comportamiento frente

a solicitaciones de momento flector y compresión como se ve en la tabla 12. El acero ASTM A36 presenta una resistencia a la tracción entre 370 y 520 MPa, y un límite de fluencia de 235 MPa, lo que lo hace ideal para elementos verticales sometidos a altas solicitaciones. Los perfiles HEB empleados poseen un acabado en acero negro y se suministran en longitudes estándar de 6.00 m y 12.00 m, según lo establecido en la norma RTE INEN 018.

**Tabla 12. Resistencia mecánica y punto de fluencia del material HEB.**

PROPIEDADES MECÁNICAS HEB			
Resistencia mecánica		Punto de fluencia	
Kg /mm <sup>2</sup>	Mpa	Kg / mm <sup>2</sup>	Mpa
37 - 52	370 – 520	24	235

Fuente: (NEC-SE-DS)

### *Perfiles IPE para vigas*

Para los elementos horizontales del sistema estructural, como vigas principales y secundarias, se utilizaron perfiles laminados tipo IPE, también fabricados en acero ASTM A36. Este perfil es ampliamente utilizado en construcciones metálicas debido a su eficiencia estructural y facilidad de montaje. Las vigas IPE seleccionadas (IPE 200, IPE 240 e IPE 270) como se muestra en la tabla 13, fueron asignadas en función de las cargas actuantes, luces estructurales y requerimientos de rigidez. Al igual que los perfiles HEB, los perfiles IPE poseen una resistencia mecánica de entre 370 y 520 MPa y un punto de fluencia de 235 MPa, cumpliendo así con los requisitos técnicos para resistir cargas distribuidas y concentradas sin comprometer la seguridad estructural.

**Tabla 13. Propiedades mecánicas material IPE.**

PROPIEDADES MECÁNICAS IPE			
Resistencia mecánica		Punto de fluencia	
Kg /mm <sup>2</sup>	Mpa	Kg / mm <sup>2</sup>	Mpa
37 - 52	370 – 520	24	235

Fuente: (Cat A36, 2021).

La adecuada selección y especificación de estos materiales garantiza un comportamiento estructural confiable y seguro bajo las combinaciones de carga previstas, tanto estáticas como sísmicas.

#### 4.1.4 CARGAS.

El prediseño de los elementos estructurales se fundamenta en la determinación precisa de las cargas que actúan sobre la edificación. Estas incluyen el peso propio (carga muerta), las cargas de uso (carga viva) y las sobre cargas adicionales en la cubierta, así como en elementos no estructurales. La correcta evaluación de estas cargas es esencial para dimensionar los elementos estructurales en función de la seguridad y el cumplimiento normativo.

La edificación analizada corresponde a una vivienda unifamiliar con una planta de cimentación rectangular. La cubierta se compone de vigas principales y viguetas secundarias metálicas, cuya configuración se observa en los planos estructurales. La estructura se apoya sobre columnas metálicas distribuidas según una modulación ortogonal, con luces máximas aproximadas de 5.33 m.

##### *Carga muerta.*

Incluye el peso propio de todos los elementos permanentes de la edificación: estructura metálica, losas (de cubierta o entrepiso), acabados, revestimientos, cielos rasos, impermeabilización y elementos de cerramiento (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

- **Estructura metálica:** La carga muerta correspondiente a la estructura metálica se calcula en función del peso total del acero estructural el peso específico del acero  $7850 \text{ kg/m}^3$ , obteniendo así una carga de la estructura:

**Caso I:** peso total de la estructura 9.672,46Kg.

**Caso II:** Peso de la estructura alivianada 9.554,02Kg

- **Revestimientos y cielos rasos:** Entre  $0.5$  y  $0.7 \text{ kN/m}^2$  según el tipo de acabado (paneles, cielo raso liviano). Se encuentra en el anexo 2 la selección de esta tabla en la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).
- **Cubierta tipo metálica con aislamiento:** Entre  $0.6$  y  $1.0 \text{ kN/m}^2$  (valor adoptado:  $0.9 \text{ kN/m}^2$ ).

El objetivo fue seleccionar perfiles que presenten un aprovechamiento estructural del 70–90 %, garantizando margen de seguridad y minimización del peso estructural.

#### *Carga viva.*

La carga viva (L) representa las cargas variables debidas a la ocupación humana y el mobiliario. Según la NEC-SE-Cargas(De & Construcción,2021), para edificaciones residenciales unifamiliares se establece un valor mínimo de:

- $2.0 \text{ kN/m}^2$  para pisos habitables (dormitorios, salas, comedores).
- $1.5 \text{ kN/m}^2$  para áreas de circulación (pasillos, escaleras).

Para cubiertas, si no se accede regularmente, se puede considerar una sobrecarga de mantenimiento de  $0.75 \text{ kN/m}^2$ .

En este caso, considerando que los entrepisos y cubierta no son accesibles al público en general más allá del mantenimiento.

### *Carga de granizo*

Según el apartado 1.1.3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG), en zonas donde las cubiertas presentan una pendiente menor al 5 %, como es el caso del proyecto ubicado en la ciudad de Azogues, se debe considerar una carga viva por granizo de 101,97 kg/m<sup>2</sup> (NEC-SE-AC, 2015). Esta región, caracterizada por un clima andino húmedo con alta probabilidad de precipitaciones intensas, requiere especial atención en el diseño de cubiertas para asegurar su desempeño estructural frente a eventos meteorológicos extremos como se muestra en la tabla 14.

**Tabla 14. Valores de cargas vivas y cargas de granizo.**

Ocupación	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.7
Sobrecarga de granizo	1

Fuente: (NEC-SE-AC, 2015).

### *Combinaciones de carga.*

En el caso específico de estructuras metálicas, como aquellas evaluadas en esta tesis, la aplicación adecuada de las combinaciones de carga permite determinar los esfuerzos máximos a los que estarán sometidos los perfiles estructurales, garantizando así un diseño eficiente y seguro.

Al aplicar las combinaciones de carga establecidas por la normativa local tabla 15 como el Código Ecuatoriano de la Construcción (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

**Tabla 15. Combinaciones de carga.**

Combinación	Expresión de la Combinación de Carga
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx. [Lr; S; R]

Combinación 3	$1.2 D + 1.6 \text{ máx. } [L_r; S; R] + \text{máx. } [L; 0.5 W]$
Combinación 4	$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \text{ máx. } [L_r; S; R]$
Combinación 5	$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
Combinación 6	$0.9 D + 1.0 W$
Combinación 7	$0.9 D + 1.0 E$

Fuente: (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015).

**Donde:**

**D:** Carga muerta (Dead Load)

**L:** Carga viva (Live Load)

**L<sub>r</sub>:** Carga de techo reducible

**S:** Carga de nieve o granizo

**R:** Carga de lluvia

**W:** Carga de viento

**E:** Carga sísmica

#### 4.1.5 ESPECTRO DE RESPUESTA

El espectro de respuesta elástico presentado corresponde a la caracterización sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, considerando un tipo de suelo E, el cual implica condiciones de suelos blandos con baja capacidad portante, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). Para el diseño estructural, se utilizó un coeficiente sísmico (C) de 0.868, determinado a partir del valor máximo del espectro de aceleraciones espectrales  $S_a$ , correspondiente al período de vibración fundamental de la estructura ( $T = 0.2$  s). Este valor se encuentra dentro del rango de máxima amplificación sísmica del suelo, lo que representa una condición crítica de diseño. El espectro se generó utilizando factores normativos como el coeficiente de importancia ( $I = 1.0$ ), el factor de zona sísmica ( $Z = 0.25$ ) para

la ciudad de Azogues, y los coeficientes  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ , que modifican la respuesta del terreno frente a eventos sísmicos. Estos valores permitieron obtener una representación precisa de la demanda sísmica esperada, siendo clave en la evaluación y dimensionamiento estructural mediante el método de análisis estático equivalente. En la tabla 16 se indica los parámetros considerados en este estudio.

**Tabla 16. Parámetros de cálculo de espectro de respuesta.**

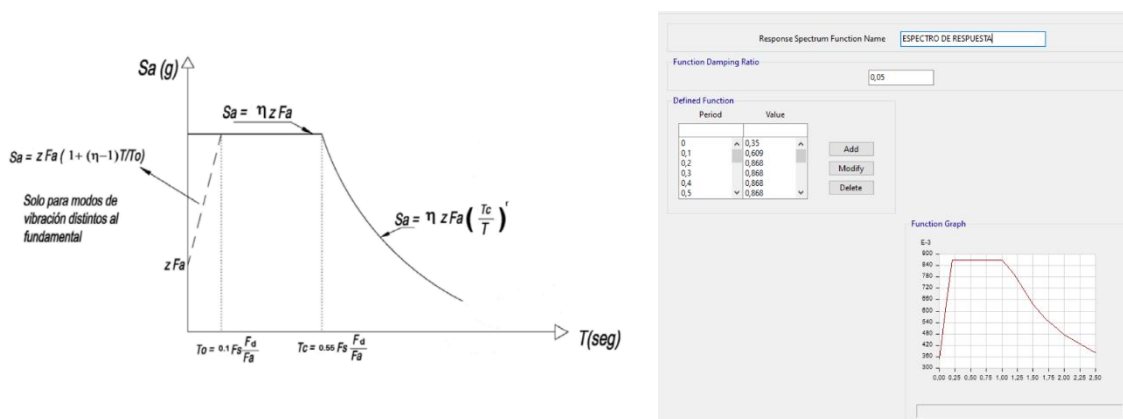
Coefficiente de importancia	1
Factor Zona Sísmica (Z)	0,25
Tipo de Suelo	E
Coefficiente de Perfil de Zona ( $F_a$ )	1,40
Coefficiente de Perfil de Zona ( $F_d$ )	1,75
Coefficiente de Perfil de Zona ( $F_s$ )	1,60
Razón entre la aceleración espectral ( $\eta$ )	2,48
Periodo de vibración (T)	0,37
Periodo límite de vibración ( $T_o$ )	0,20
Periodo límite de vibración ( $T_c$ )	1,10
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ )	0,86
Coefficiente Sísmico (C)	<b>0,86</b>

Fuente: Elaboración propia.

El espectro de respuesta de diseño siguiendo el procedimiento normativo. Se consideró coeficiente de importancia  $I = 1$ , factor de zona sísmica  $Z = 0.25$  y tipo de suelo E, con los coeficientes de sitio  $F_a = 1.40$ ,  $F_d = 1.75$  y  $F_s = 1.60$ . Dado que el

período modal calculado del sistema es  $T = 0.37$  s, y los periodos límite son  $T_0 = 0.20$  s y  $T_c = 1.10$  s, el período correspondiente cae en el tramo intermedio del espectro ( $T_0 < T \leq T_c$ ); Al realizar la sustitución en la ecuación correspondiente se obtiene una ordenada del espectro elástico de aceleraciones  $S_a = 0.86$  g. A partir de  $S_a$  y los factores indicados en la norma se determinó el coeficiente sísmico de diseño  $C = 0.86$ , el cual se utiliza para calcular la cortante basal y las fuerzas aplicadas en el modelo modal. Estos valores indican una demanda sísmica elevada para la condición local (suelo tipo E) y fueron incorporados en el análisis FEA para verificar derivas, modos y sollicitaciones máximas de la estructura figura 10.

**Figura 10. Espectro de respuesta NEC (Arriba) y en software FEA (abajo)**



Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.6 ESTADO INICIAL DE LA ESTRUCTURA.

La estructura inicial fue obtenida a partir del modelo estructural existente para iniciar el caso de estudio.

El sistema estructural presentaba una distribución compuesta como se puede ver en la tabla 17 con un peso total aproximado de 5.036,78 kgf, distribuidos entre vigas, correas y columnas.

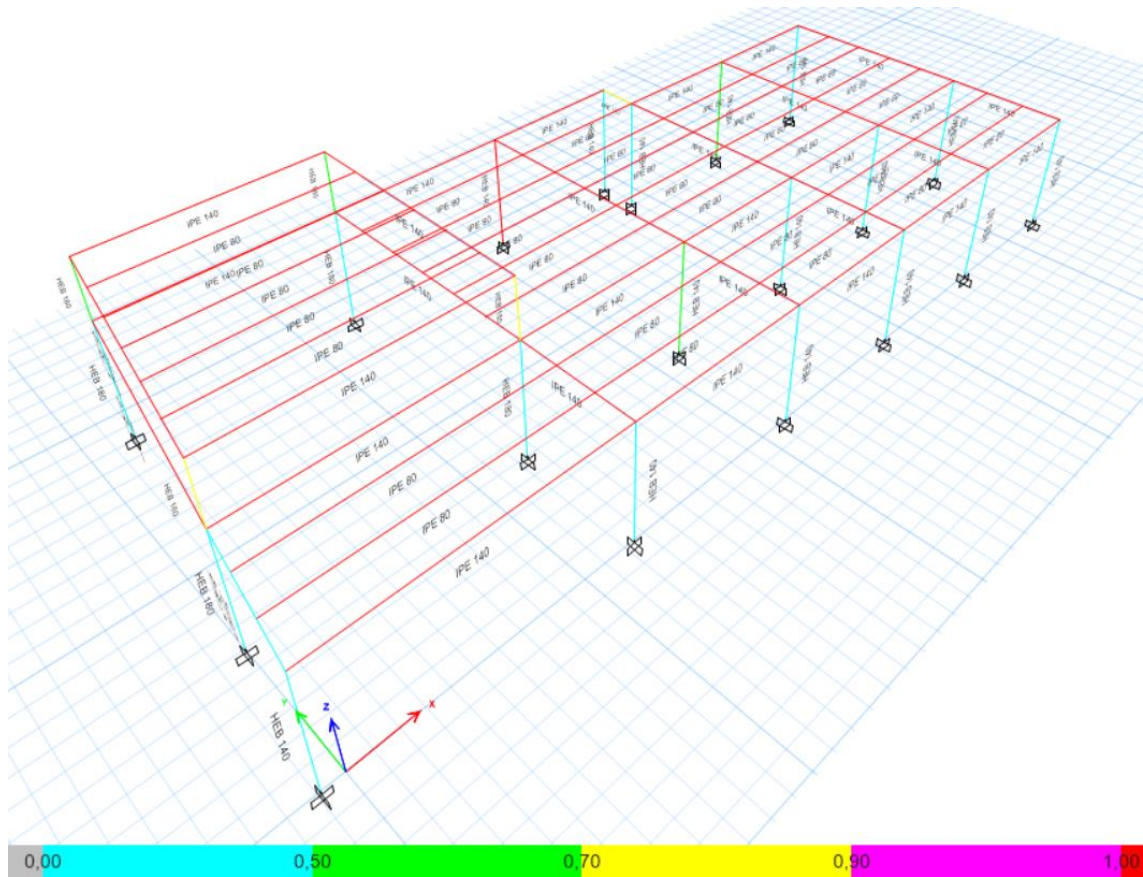
**Tabla 17. Datos iniciales de la estructura.**

Sección	Tipo de elemento	Número de piezas	Longitud (m)	Peso (kgf)
IPE 80	Correa	33	140,742	844,93
IPE 140	Viga	32	140,451	1749,76
HEB 140	Columna	15	45	1519,06
HEB 180	Columna	8	18	923,03

Fuente: Elaboración propia.

El análisis inicial mediante el método de los elementos finitos evidenció longitudes no arriostradas que superaban los límites normativos, esfuerzos significativos en vigas principales y secciones no compactas sísmicamente, generando alertas normativas como “Section is not seismically compact for highly ductile members” según la AISC 341-16. Además, el sistema estructural presentaba un comportamiento con esfuerzos concentrados en puntos específicos y momentos negativos que requerían un ajuste en la configuración estructural. Esta condición representa el estado base del proyecto, a partir del cual se desarrollarán las dos alternativas de optimización estructural, con el fin de mejorar la eficiencia sísmica y económica de la edificación como podemos ver en la figura 11.

**Figura 11. Estado inicial de la estructura**



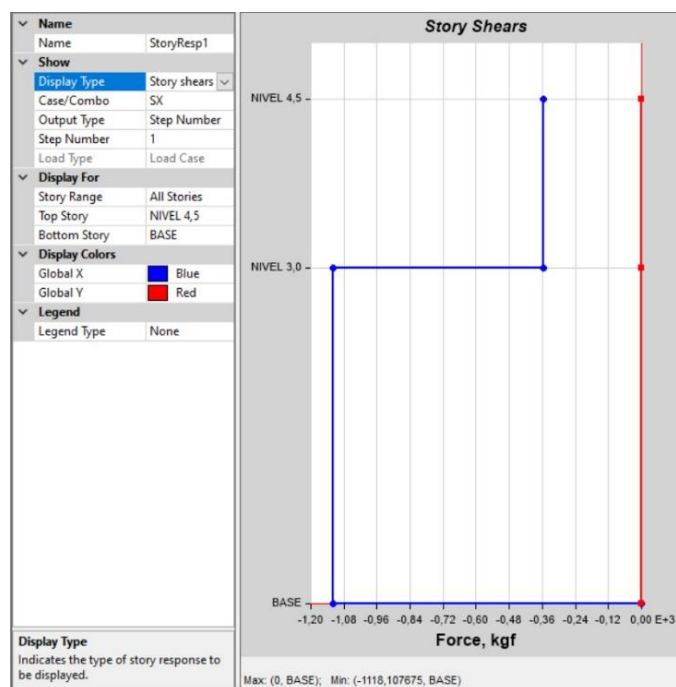
Fuente: Elaboración propia.

## 4.2 CASO I

### 4.2.1 CORTANTE BASAL

Para su cálculo, se consideraron los parámetros definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015), incluyendo el coeficiente sísmico de diseño, el peso sísmico total de la edificación y el tipo de sistema estructural. El análisis fue ejecutado en el software FEA, donde se obtuvo el valor del cortante basal a través del análisis estático lineal como se muestra en la figura 12. El resultado de la fuerza total.

**Figura 12. Determinación de la fuerza máxima en X y Y en el Software FEA.**

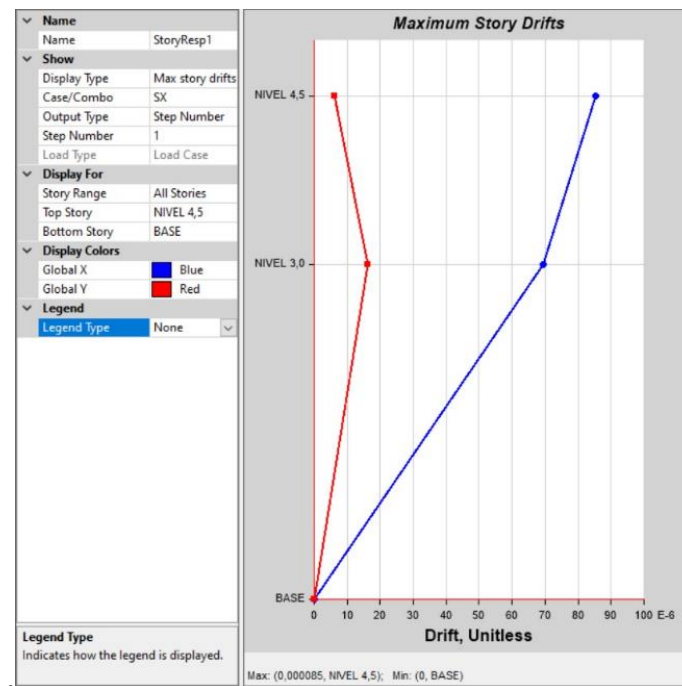


Fuente: Elaboración propia.

## 4.2.2 DERIVAS DE PISO.

Este parámetro es crucial para evaluar el desempeño sísmico, ya que excesivas derivas pueden causar daños estructurales y no estructurales, así como afectar la estabilidad global del edificio. En el presente estudio, las derivas fueron obtenidas mediante análisis estático lineal en el software FEA, considerando la rigidez y configuración del sistema estructural. De acuerdo con la NEC-SE-DS, la deriva máxima permitida para estructuras regulares no debe superar 0.0075 veces la altura entre pisos. Los resultados muestran que las derivas calculadas se mantienen dentro de los límites establecidos por la norma, garantizando así un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos y la protección de elementos no estructurales como cerramientos, tabiques y acabados (figura 13).

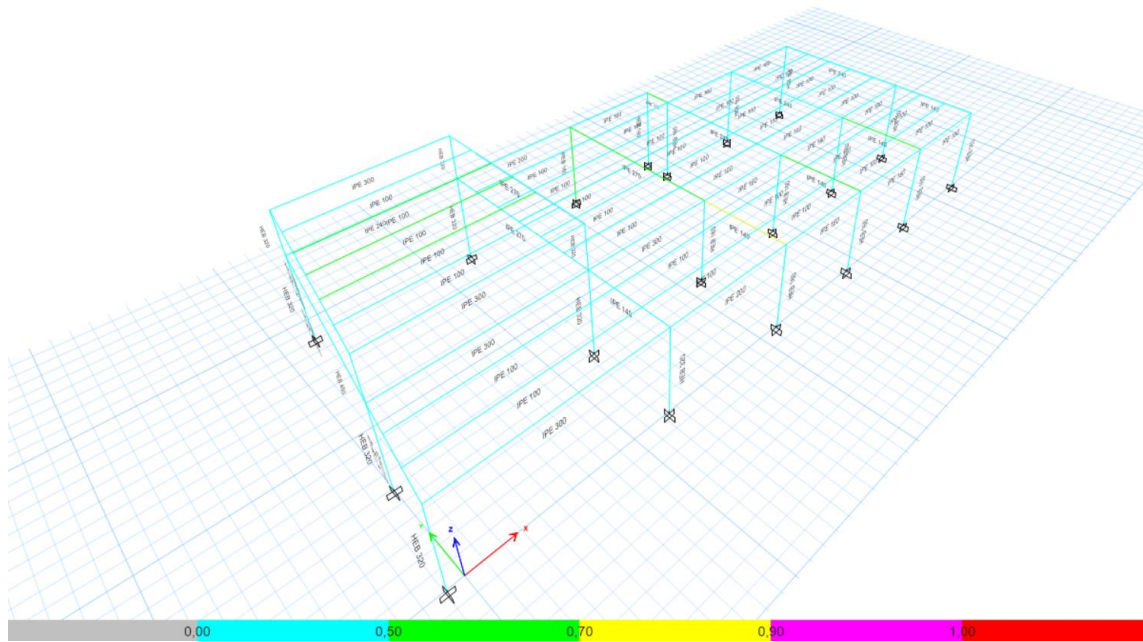
**Figura 13. Deriva de piso en X y Y Software FEA**



Fuente: Elaboración propia.

La visualización tridimensional del modelo estructural como se muestra en la figura 14, emplea perfiles de acero tipo IPE y HBE, en la parte inferior del gráfico se presenta una barra de escala de colores que indica el grado de utilización de cada elemento estructural según el diseño bajo la normativa AISC 360-16, donde el color azul (0.00–0.50) representa elementos con baja demanda estructural en relación con su capacidad, el verde (0.50–0.70) indica una utilización intermedia y los colores amarillo, fucsia y rojo (>0.70) denotan zonas donde la demanda se aproxima al límite de diseño.

**Figura 14. Comprobación de la estructura mediante diagrama de colores.**

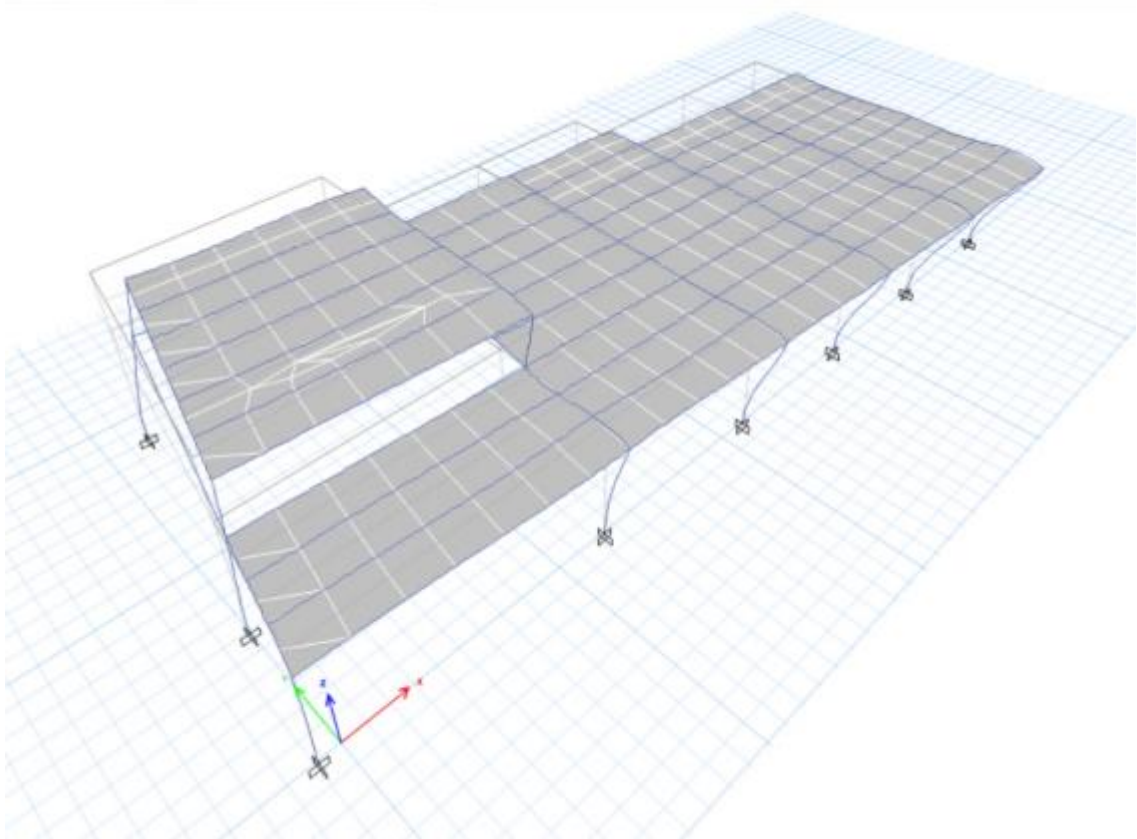


Fuente: Elaboración propia.

### 4.2.3 MODOS DE VIBRACIÓN.

El análisis modal de la estructura permitió identificar los modos de vibración predominantes, los cuales son fundamentales para evaluar el comportamiento dinámico ante eventos sísmicos. Cada modo representa una forma característica de deformación que adopta la estructura al vibrar, asociada a una frecuencia natural y un período propio. En los primeros modos se observan principalmente desplazamientos traslacionales en los ejes X y Y, el primer modo de vibración como se observa en la figura 15. Demuestra la resistencia que tiene la estructura al implementar las fuerzas involucradas en el estudio.

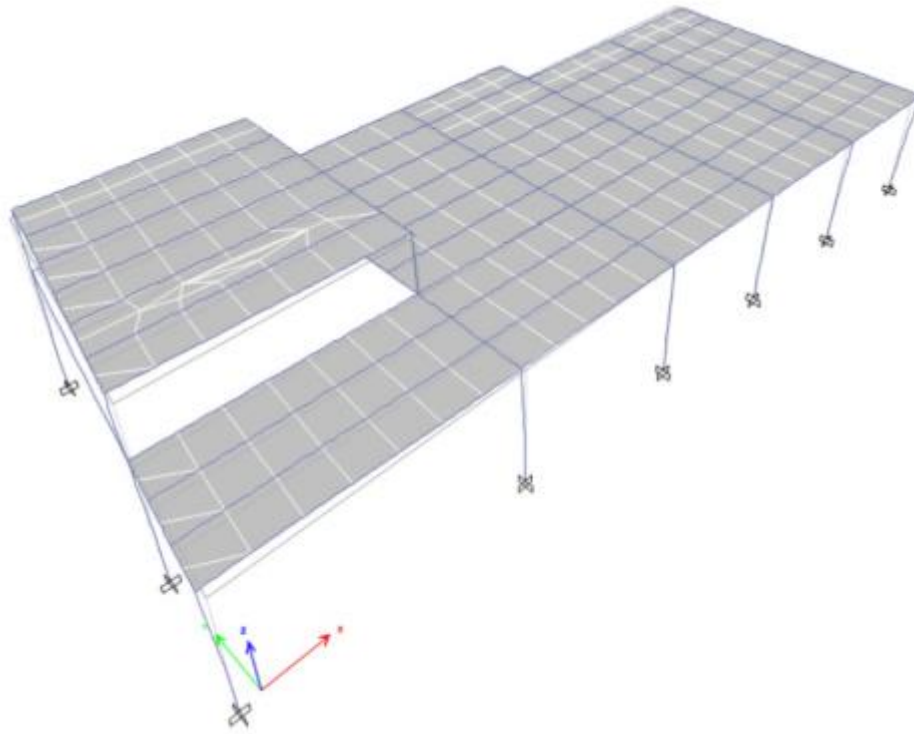
**Figura 15. Primer modo de vibración**



Fuente: Elaboración propia.

La figura 16 muestra la forma modal correspondiente al segundo modo del análisis dinámico realizado sobre la estructura a una altura de 3,00 metros (Nivel 1). Este modo presenta un comportamiento predominante de traslación en el eje Y, caracterizado por desplazamientos laterales coherentes en dirección transversal.

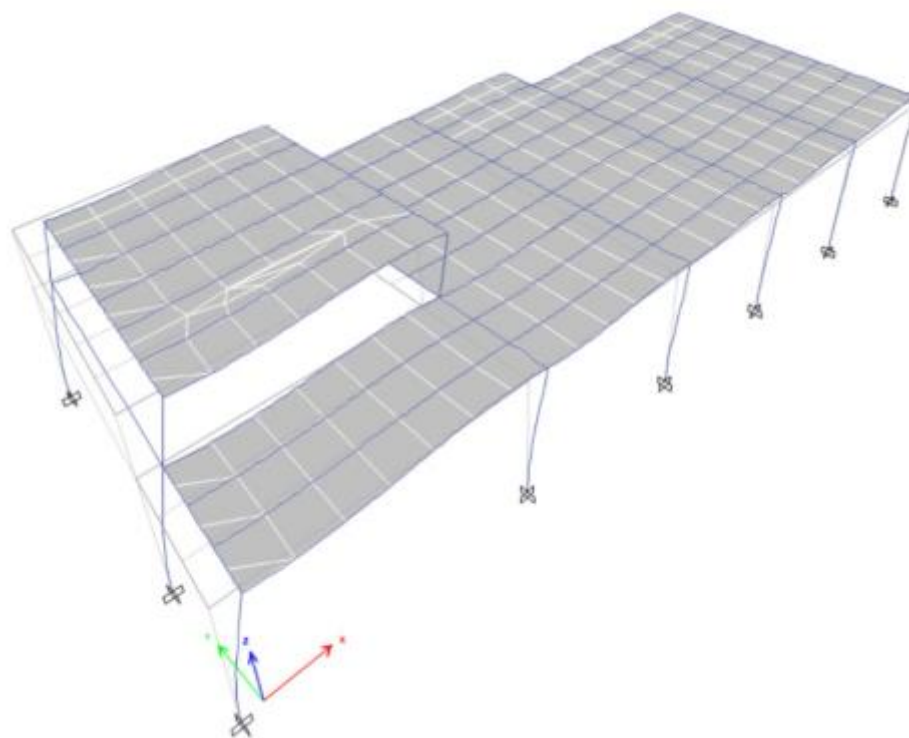
**Figura 16. Segundo modo de vibración.**



Fuente: Elaboración propia

El tercer modo de vibración presenta un comportamiento dominado por un movimiento torsional del sistema estructural, evidenciado en la deformación diferencial entre extremos opuestos del edificio. Esta forma modal es relevante para detectar posibles irregularidades torsionales, especialmente en estructuras con geometrías asimétricas o distribuciones irregulares de rigidez y masa como se muestra en la figura 17.

**Figura 17. Tercer modo de vibración.**



Fuente: Elaboración propia.

#### 4.2.4 PERFILES.

La selección de los perfiles estructurales tipo HEB e IPE se realizó en función de las exigencias de carga, esbeltez y funcionalidad arquitectónica del proyecto, cumpliendo con los criterios establecidos por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) y el Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1). Los perfiles HEB fueron seleccionados para los elementos verticales (columnas), debido a su mayor rigidez a la compresión y resistencia a pandeo, requerimientos contemplados en los apartados de diseño sísmico y estructural de la NEC. Por otro lado, los perfiles IPE fueron empleados en vigas principales y secundarias, ya que su geometría permite una adecuada resistencia a la flexión con un uso eficiente de material. La verificación de estos perfiles se realizó mediante análisis por elementos finitos, considerando combinaciones de carga estáticas y sísmicas definidas por la normativa, y validando que los esfuerzos, desplazamientos y modos de vibración se mantuvieran dentro de los límites admisibles. Esta metodología garantiza que la

configuración estructural seleccionada cumple plenamente con las disposiciones normativas locales, asegurando un diseño seguro, funcional y eficiente.

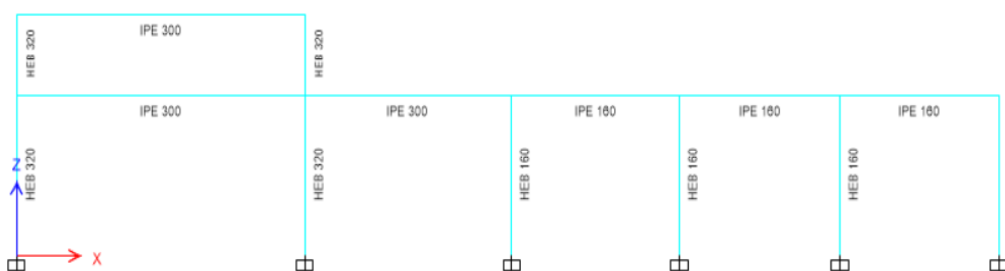
Se emplearon perfiles laminados tipo HEB e IPE, seleccionados ya en los materiales por su eficiencia estructural y disponibilidad comercial. Estos perfiles, representados en la tabla 18 y figura 18, forman parte del sistema resistente principal, cumpliendo funciones tanto en columnas como en vigas. Su diseño y fabricación se rigen por las especificaciones establecidas en la norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). Las propiedades geométricas y mecánicas de estos perfiles son considerados durante el proceso de modelado, análisis y verificación estructural, asegurando un comportamiento adecuado bajo las combinaciones de carga establecidas.

**Tabla 18. Materiales utilizados.**

Característica	Tipo
Vigas	IPE 100,140,160,200,240,270,300
Columnas	HEB 160; 320

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 18. Vista lateral de materiales de la estructura.**



Fuente: Elaboración propia.



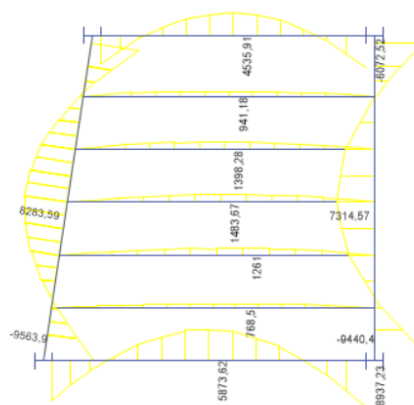
Los momentos flectores máximos y mínimos obtenidos del análisis estructural bajo cargas combinadas (muerta + viva + sismo), donde se identifican zonas críticas con valores de momento negativo y positivo. En particular, se observa que los máximos esfuerzos se concentran en los extremos de los vanos mayores y en los nudos que conectan varios elementos. Estos momentos máximos llegan a 281.9kNm y, lo que indica la necesidad de perfiles estructurales de gran rigidez y resistencia en estas zonas (figura 21 y figura 22).

**Figura 21. Verificación del programa con cargas aplicadas nivel 3.0.**



Fuente: Elaboración propia.

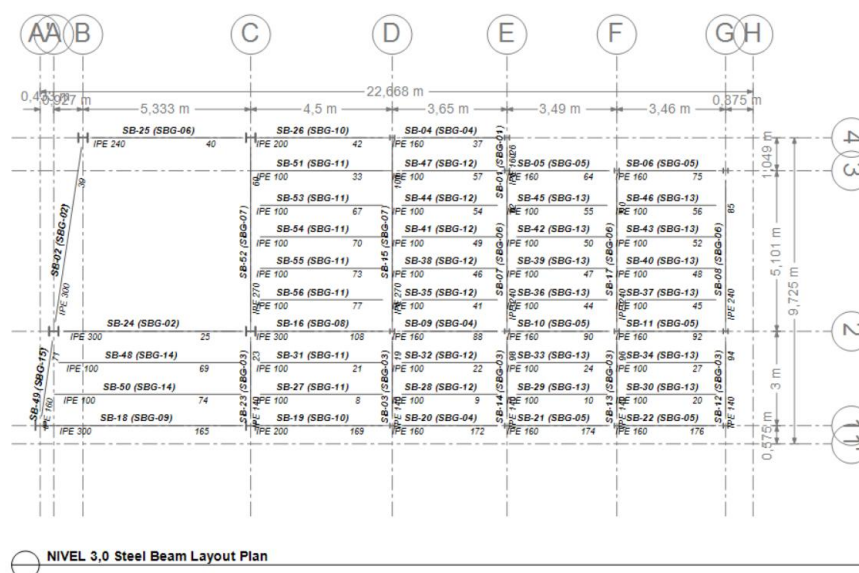
**Figura 22. Verificación del programa con cargas aplicadas nivel 4.5**



Fuente: Elaboración propia.

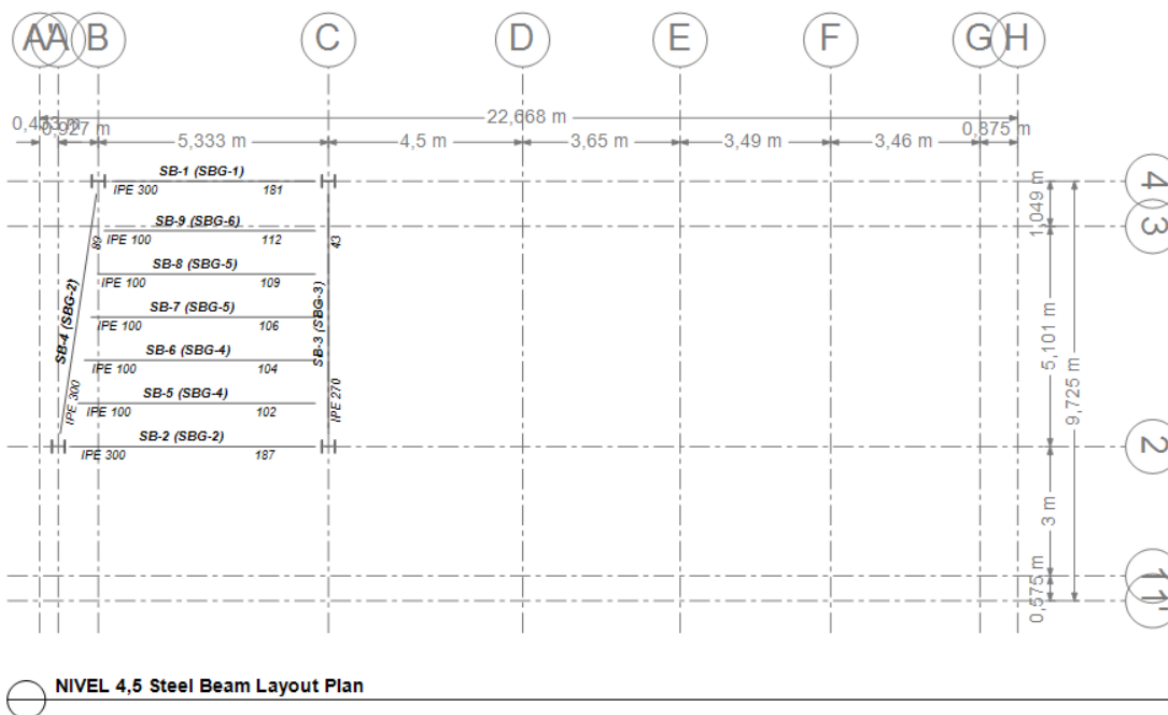
En la figura 23 y 24 se presenta el plano de distribución de vigas metálicas correspondiente al nivel de la estructura propuesta. En este nivel se observa un sistema ordenado de vigas principales y secundarias, acompañadas de su respectiva numeración y referencia estructural. Las vigas emplean perfiles tipo IPE 100, IPE 200, IPE 240 y IPE 300, seleccionados de acuerdo con las cargas a soportar y la luz entre apoyos. Las vigas se distribuyen en dirección horizontal y en dirección vertical, con luces variables entre 3,0 m y 5,33 m. Esta configuración permite una adecuada transferencia de cargas hacia las columnas, garantizando la estabilidad estructural. Además, se evidencia un diseño estructural eficiente al emplear diferentes secciones de perfiles IPE según su ubicación y función, optimizando el uso de material y controlando las deformaciones. Este análisis gráfico respalda la validación del modelo estructural desarrollado mediante elementos finitos, confirmando que la disposición geométrica y el tipo de perfiles utilizados cumplen con los requerimientos de resistencia, rigidez y funcionalidad del diseño arquitectónico.

**Figura 23. Distribución de vigas metálicas nivel 3.0.**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 24. Distribución de vigas metálicas nivel 4.5**



Fuente: Elaboración propia.

#### 4.2.5 DISEÑO DE LA CONEXIÓN.

La tabla 19 presenta los perfiles estructurales utilizados en el modelado del proyecto y diseños de la conexión, así como las direcciones y orientaciones asignadas a cada uno dentro del software de análisis estructural. Se incluyen perfiles HEB y IPE distribuidos en distintas zonas del proyecto, cumpliendo funciones específicas como columnas y vigas. Para cada elemento, se definieron los ángulos de dirección ( $\beta$ ), inclinación ( $\gamma$ ) y rotación ( $\alpha$ ), garantizando su correcta ubicación espacial y comportamiento estructural dentro del modelo tridimensional.

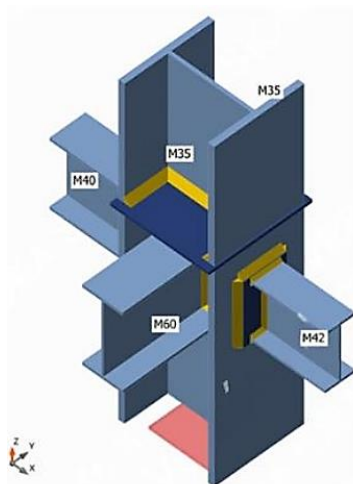
**Tabla 19. Conexión analizada**

Nombre	Sección transversal	$\beta$ – Dirección [°]	$\gamma$ - Inclinación [°]	$\alpha$ - Rotación [°]
M34	6 - IPE 320 (IPE 320 (IPE 320))	90,0	0,0	0,0
M35	12 - HEB 320 (HEB 320 (HEB 320))	0,0	90,0	-180,0
M40	17 - IPE 240 (HEB 240 (HEB 240))	0,0	90,0	-180,0
M42	23 - IPE 200 (IPE 200 (IPE 200))	0,0	0,0	0,0
M60	23 - IPE 270 (IPE 270 (IPE 270))	0,0	0,0	0,0

Fuente: elaboración Propia.

En la figura 25 se encuentra la vista de la conexión tanto evidenciando cada uno de sus componentes con los nombres descritos en la tabla 20.

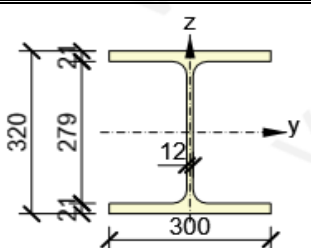
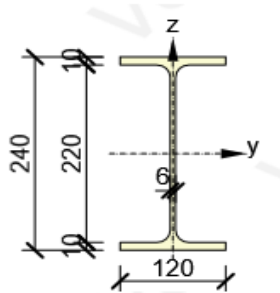
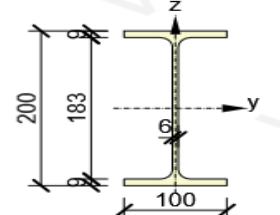
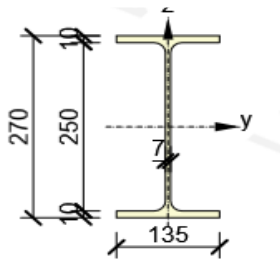
**Figura 25. Configuración de la conexión analizada vista isométrica.**



Fuente: Elaboración propia.

Se detalla en la tabla 20 los perfiles utilizados para el análisis de la conexión y sus dimensiones.

**Tabla 20. Secciones de perfiles utilizados.**

Nombre	Material	Dibujo
6 - HEB 320(HEB 320(HEB320))	A36	
17 - IPE 240(IPE 240(IPE240))	A36	
23 - IPE 200(IPE 200(IPE200))	A36	
44 - IPE 270(IPE 270(IPE270))	A36	

Fuente: Elaboración propia.

### Cargas

En la tabla 21 se detallan los resultados de las fuerzas internas obtenidas en los elementos estructurales principales del modelo analizado, correspondientes a diferentes combinaciones de carga establecidas según la normativa NEC-SE-DS. Se incluyen las componentes axiales (N), cortantes ( $V_y$ ,  $V_z$ ) y los momentos flectores y

torsionales ( $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ), tanto para las condiciones iniciales como finales de los elementos M34, M35, M40, M42 y M60. Estas cargas fueron evaluadas bajo escenarios críticos como carga muerta, viva, viento y sismo, con combinaciones que representan condiciones máximas de diseño. Las envolventes Y y X muestran los valores extremos registrados por dirección, lo que permite determinar las sollicitaciones máximas para el dimensionamiento estructural y el diseño de conexiones. Esta información es fundamental para la verificación de la resistencia y estabilidad de los perfiles utilizados en la estructura metálica de la vivienda.

**Tabla 21. Cargas aplicadas.**

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Combinación (1)	M34 / Inicial	54,9	1,4	2,7	0,0	2,9	-3,4
	M35 / Finalizar	-31,9	-20,7	6,5	0,0	2,0	-11,5
	M40 / Inicial	-7,4	0,0	-1,7	0,0	-1,1	0,0
	M42 / Finalizar	-2,8	0,0	-7,0	0,0	5,6	0,0
	M60 / Inicial	-13,7	0,0	-13,9	0,1	-12,9	0,0
Combinación (2)	M34 / Inicial	13,9	-1,3	0,0	0,0	0,2	0,4
	M35 / Finalizar	-8,4	-3,2	1,7	0,0	0,0	-2,4
	M40 / Inicial	-2,0	0,0	-1,2	0,0	-0,9	0,0
	M42 / Finalizar	-0,4	0,0	-1,4	0,0	1,0	0,0
	M60 / Inicial	-2,8	0,0	-2,4	0,0	-1,2	0,0
ENVOLVENTE Y(6)	M34 / Inicial	49,5	2,6	2,6	0,0	2,1	-4,0
	M35 / Finalizar	-28,7	-17,8	5,5	0,0	1,5	-9,6
	M40 / Inicial	-6,1	0,0	-1,9	0,0	-1,3	0,0
	M42 / Finalizar	-2,3	0,0	-5,8	0,0	4,6	0,0
	M60 / Inicial	-11,1	0,0	-12,3	0,1	-12,2	0,0
Combinación (4)	M34 / Inicial	15,1	0,2	-1,0	0,0	-0,3	-0,7
	M35 / Finalizar	-9,0	-3,7	2,2	0,0	0,0	-2,2
	M40 / Inicial	-1,8	0,0	-1,4	0,0	-1,4	0,0
	M42 / Finalizar	-0,2	0,0	-1,2	0,0	0,8	0,0
	M60 / Inicial	-2,4	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0
Combinación (5)	M34 / Inicial	36,1	0,8	2,8	0,0	1,7	-2,0
	M35 / Finalizar	-21,1	-12,1	3,4	0,0	0,9	-6,9
	M40 / Inicial	-4,5	0,0	-1,7	0,0	-0,7	0,0
	M42 / Finalizar	-1,7	0,0	-4,3	0,0	3,5	0,0
	M60 / Inicial	-8,0	0,0	-8,5	0,1	-7,7	0,0
Combinación (3)	M34 / Inicial	14,1	0,2	1,7	0,0	0,6	-0,7

	M35 / Finalizar	-8,3	-3,9	0,8	0,0	0,1	-2,3
	M40 / Inicial	-1,6	0,0	-1,0	0,0	-0,3	0,0
	M42 / Finalizar	-0,6	0,0	-1,5	0,0	1,3	0,0
	M60 / Inicial	-2,6	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0
Combinación (7)	M34 / Inicial	15,3	1,7	0,8	0,0	0,1	-1,8
	M35 / Finalizar	-8,9	-4,4	1,3	0,0	0,1	-2,1
	M40 / Inicial	-1,4	0,0	-1,1	0,0	-0,8	0,0
	M42 / Finalizar	-0,4	0,0	-1,4	0,0	1,0	0,0
	M60 / Inicial	-2,2	0,0	-3,4	0,0	-3,8	0,0
Combinación (8)	M34 / Inicial	35,9	-0,7	1,0	0,0	1,3	-0,9
	M35 / Finalizar	-21,2	-11,5	4,3	0,0	0,8	-7,0
	M40 / Inicial	-4,9	0,0	-1,9	0,0	-1,3	0,0
	M42 / Finalizar	-1,5	0,0	-4,1	0,0	3,2	0,0
	M60 / Inicial	-8,2	0,0	-8,0	0,1	-6,3	0,0
ENVOLVENTE X(9)	M34 / Inicial	49,2	1,1	0,8	0,0	1,7	-2,9
	M35 / Finalizar	-28,9	-17,1	6,3	0,0	1,4	-9,6

Fuente: Elaboración propia.

La validación general del conjunto de la conexión estructural modelada, en la que se pueden observar los esfuerzos generados bajo las condiciones de carga aplicadas. Se presenta la validación general del conjunto de la conexión estructural modelada, en la que se pueden observar los esfuerzos generados bajo las condiciones de carga aplicadas. El esfuerzo máximo de carga con sus combinaciones es de 191,4 KN que dividido para la sección del acero de 300 mm<sup>2</sup> da un total de 64 MPa el esfuerzo máximo del acero es de 250MPa. Lo que nos da una validación de la estructura como se muestra la tabla 22.

**Tabla 22. Validación de placas que intervienen en la conexión.**

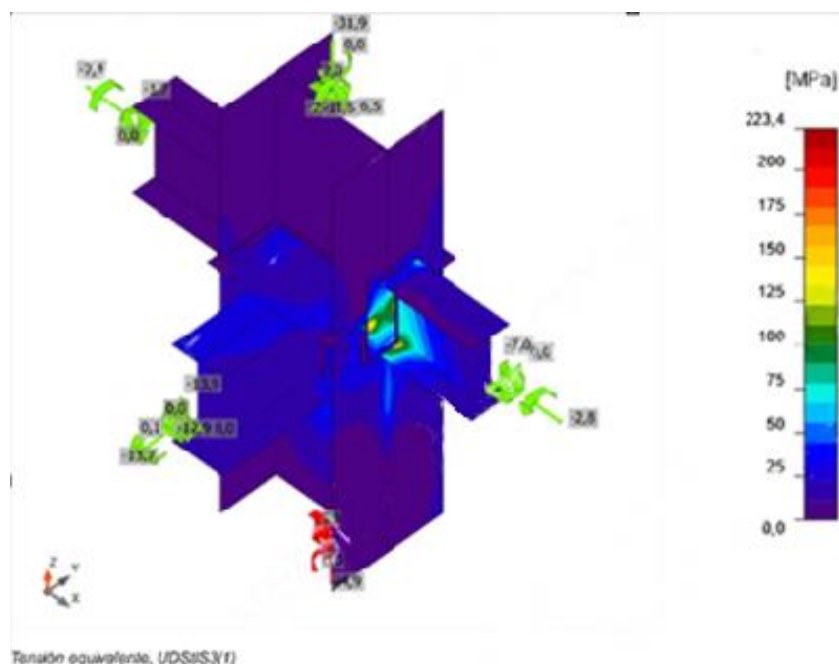
Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
M34-bfl 1	20,5	Combinación (1)	33,7	0,0	0,0	OK
M34-tfl 1	20,5	Combinación (1)	64,0	0,0	0,3	OK
M34-w 1	11,5	Combinación (1)	158,5	0,0	4,3	OK
M35-bfl 1	20,5	Combinación (1)	22,0	0,0	0,0	OK
M35-tfl 1	20,5	Combinación (1)	20,1	0,0	0,0	OK
M35-w 1	11,5	Combinación (1)	14,9	0,0	0,0	OK
M40-bfl 1	9,8	Envolvente X(9)	38,1	0,0	0,0	OK
M40-tfl 1	9,8	Envolvente X(9)	11,6	0,0	0,0	OK
M40-w 1	6,2	Envolvente X(9)	34,9	0,0	0,0	OK
M42-bfl 1	8,5	Combinación (1)	144,9	0,0	0,0	OK
M42-tfl 1	8,5	Combinación (1)	61,5	0,0	0,0	OK
M42-w 1	5,6	Combinación (1)	123,2	0,0	0,0	OK
M60-bfl 1	10,2	Combinación (1)	59,8	0,0	0,0	OK
M60-tfl 1	10,2	Combinación (1)	81,2	0,0	0,0	OK
M60-w 1	6,6	Combinación (1)	66,3	0,0	0,0	OK
PP1	10,0	Combinación (1)	78,4	0,0	0,0	OK
EP1	20,0	Combinación (1)	191,4	0,0	1,7	OK
EP2	20,0	Envolvente X(9)	78,4	0,0	0,8	OK
EP3	20,0	Combinación (1)	43,9	0,0	11,9	OK

Fuente: Elaboración propia.

En esta figura 26 se ilustra el comportamiento de formación de la conexión, evidenciando las zonas de mayor desplazamiento y deformación relativa entre los elementos acoplados. El análisis de deformaciones permite verificar que los desplazamientos se mantienen dentro de los límites admisibles según la normativa NEC-SE-DS, garantizando un comportamiento elástico adecuado bajo las cargas consideradas. La deformación se concentra principalmente en los puntos de contacto entre perfiles secundarios y el elemento principal, sin afectar la estabilidad general ni provocar fallas por pandeo o flexión excesiva.



**Figura 27. Tensión Equivalente de la conexión**



Fuente: Elaboración propia.

## 4.2.6 DISEÑO DEL ANCLAJE

### Geometría

La geometría de la placa base (BP1) fue diseñada considerando las dimensiones de la columna HEB tabla 23 los requerimientos estructurales para una transferencia eficiente de cargas hacia la cimentación. La placa presenta una forma cuadrada con dimensiones exteriores de 500 mm x 500 mm, lo que garantiza una distribución adecuada de las cargas de compresión sobre el concreto.

**Tabla 23. Geometría de la placa base**

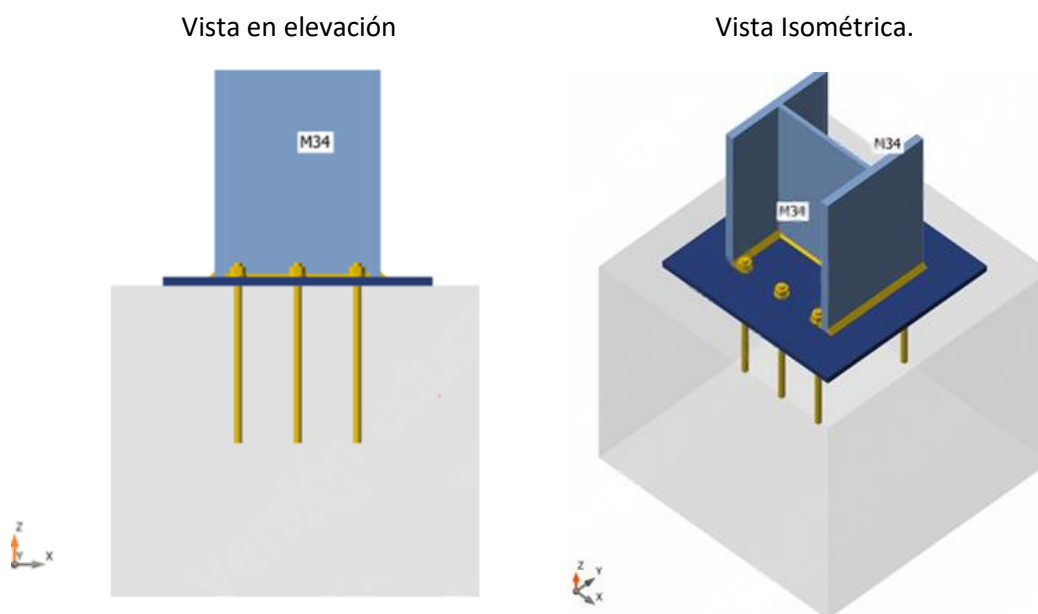
Nombre	Sección transversal	$\beta$ - Dirección Inclinación [°]	$\gamma$ - Inclinación [°]	$\alpha$ - Rotación [°]	x [mm]	y [mm]	Desplazamiento [mm]
M34	6 - HEB320(HEB 320(HEB320))	0,0	90,0	-180,0	500	500	0

Fuente: Elaboración propia.

### Configuración del anclaje

Se muestra en la figura 28. la segmentación del hormigón, placa base y la columna M34 del apoyo 4 seleccionado para su análisis.

**Figura 28. Vistas del anclaje**



Fuente: Elaboracion propia.

### Placa base.

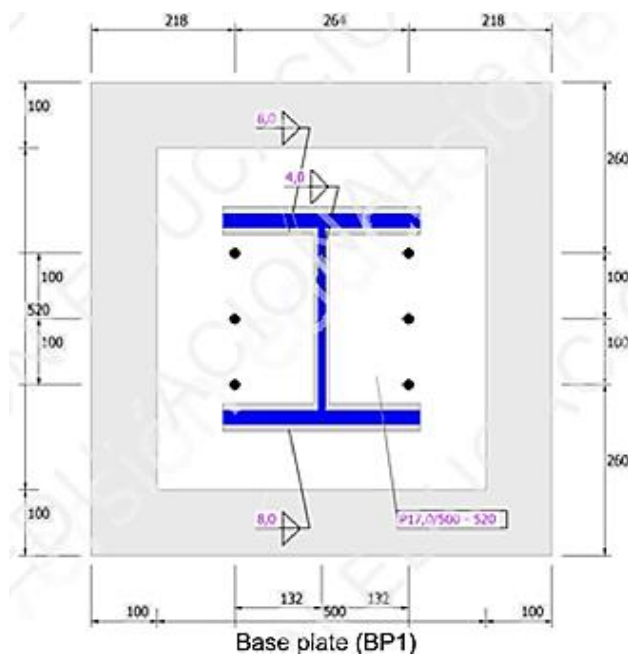
En este análisis se empleó el software FEA, el cual permite realizar una verificación detallada del comportamiento estructural de las conexiones según las normativas internacionales, incluyendo el Eurocódigo (EN 1993-1-8) (Estructuras., 2019) y AISC. En el caso particular de la estructura diseñada, las placas base se encuentran ubicadas en la interfaz entre las columnas de acero HEB y la cimentación de hormigón armado, transmitiendo las cargas axiales, momentos flectores y esfuerzos cortantes (Estructuras,2019).

Mediante el modelo generado en programa de simulación, se analizaron los siguientes aspectos clave:

- Distribución de esfuerzos sobre la superficie de contacto entre la placa base y la cimentación.

- Tensiones de compresión bajo la placa en contacto con el hormigón, verificando que no se superen las tensiones admisibles del material.
- Fuerzas de tracción en pernos de anclaje, validando su diámetro, número y disposición frente a las acciones de diseño.
- Espesor de la placa base, verificado frente a flexión local producida por los esfuerzos transmitidos por la columna.
- Soldaduras entre la columna y la placa base, analizadas frente a los esfuerzos actuantes mediante el método de tensión equivalente figura 29.

**Figura 29. Dimensiones de la placa base.**



Fuente: Elaboración propia.

### *Anclajes.*

El perfil metálico como se muestra en la figura 30 se ubica centrado dentro de la placa, con un claro perimetral uniforme que facilita la instalación de los pernos de anclaje. Se utilizaron cuatro pernos de anclaje de 16 mm de diámetro y una longitud de 300 mm de largo dispuestos simétricamente respecto al eje del perfil, sobre una placa de 500 mm x 500 mm de longitud y un espesor de 17mm permitiendo resistir

tanto esfuerzos de tracción como momentos flectores inducidos por cargas excéntricas tabla 24.

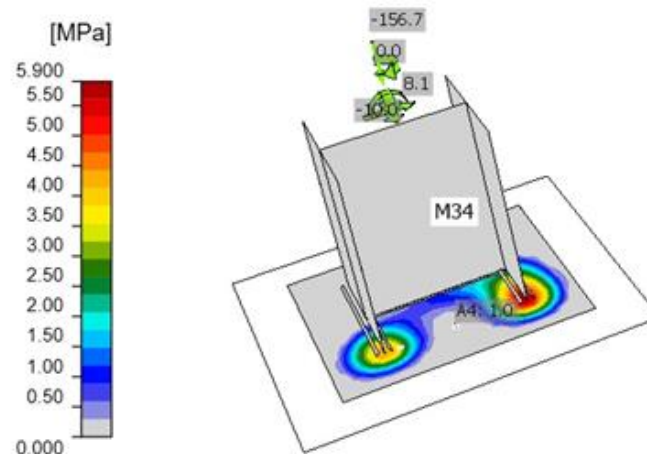
**Tabla 24. Anclajes de la placa base.**

ITEM	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones del hormigón	700 x 720	mm
Profundidad	600	mm
Diámetro del perno	16	mm
Longitud del perno	300	mm
Dimensiones de la placa	500 x 500	mm
Espesor de la placa	17	mm

Fuente: Elaboración propia.

El comportamiento de deformación fue evaluado en términos del hundimiento máximo (deflexión vertical) y de la rotación angular de la placa, comparando los resultados obtenidos con los límites permisibles establecidos en la normativa AISC 360-16 y recomendaciones de Eurocode EN 1993-1-8. Para garantizar una conexión rígida, se exige que las deformaciones no excedan el valor de  $1/250$  de la longitud de apoyo, lo cual fue ampliamente cumplido, dado que el software arrojó valores de deformación menores a 1.2 mm como se muestra en la figura 29, lo que representa un comportamiento dentro del rango elástico del acero (A36).

Figura 30. Verificación de la deformación.

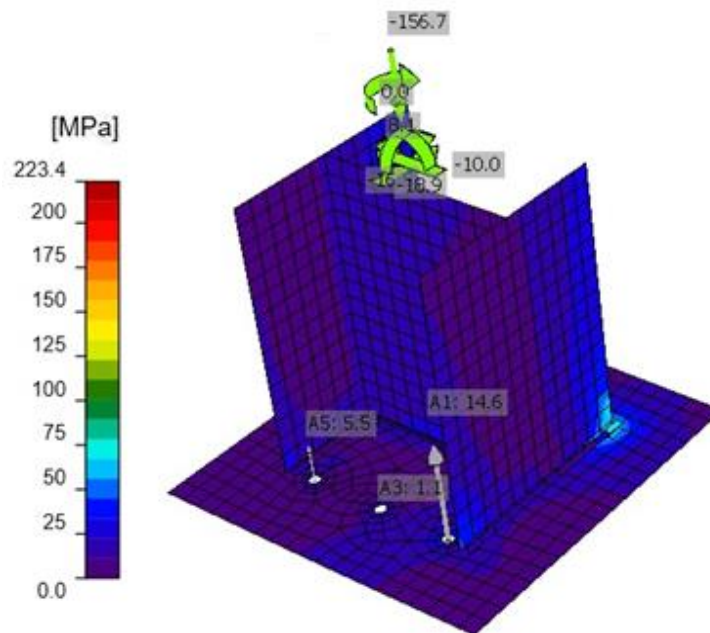


Fuente: Elaboración propia.

#### *Tensión Equivalente.*

La tensión equivalente nos muestra un valor máximo de 64 MPa, localizado en la zona inferior de la placa base, cerca de los pernos de anclaje y cordones de soldadura. Este valor está por debajo del límite de fluencia del acero ASTM A36 (250 MPa), por lo que la conexión trabaja dentro del rango elástico. La distribución de tensiones indica un comportamiento estructural seguro, sin presencia de zonas críticas que comprometan la integridad de la unión. Este resultado valida la eficiencia del diseño según la (NEC-SE-AC, 2015) como se ve en la figura 31.

**Figura 31. Tensión equivalente.**

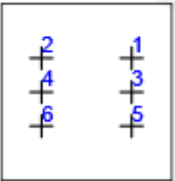


Fuente: Elaboración propia.

#### *Validación del anclaje.*

La validación del sistema de anclaje se realizó mediante el análisis de los pernos tipo A325 utilizados para fijar la placa base a la cimentación de hormigón. Se verificaron las condiciones de tracción, corte, considerando las combinaciones de carga actuantes y los criterios establecidos por la NEC-SE-DS. Como se muestra en la tabla 25 la validación de cada uno de los pernos teniendo un estado Ok.

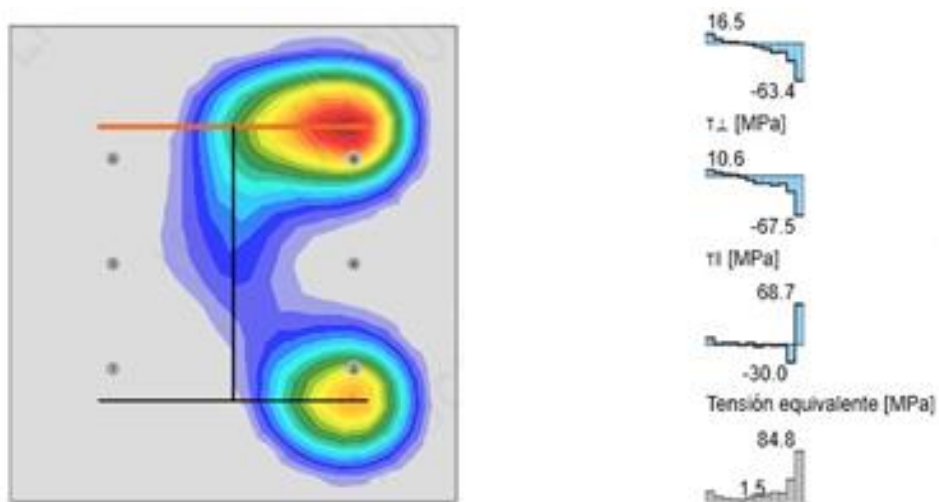
**Tabla 25. Validación de anclajes.**

Forma	Ítem	Cargas	N <sub>f</sub> [kN]	V [kN]	φN <sub>cbg</sub> [kN]	φV <sub>cbg</sub> [kN]	φV <sub>cp</sub> [kN]	U <sub>t</sub> [%]	U <sub>t<sub>s</sub></sub> [%]	U <sub>t<sub>s</sub></sub> [%]	Estado
	A1	Combinación 10(3)	12,9	2,0	98,2	0,0	275,9	20,9	4,4	7,9	OK
	A2	ENVOLVENTE Y(1)	0,0	3,3	0,0	41,2	275,9	0,0	41,9	23,4	OK
	A3	Combinación 10(3)	0,5	2,0	98,2	0,0	275,9	20,9	4,4	7,9	OK
	A4	ENVOLVENTE Y(1)	0,8	3,2	95,9	41,2	275,9	20,4	41,9	30,5	OK
	A5	Combinación 5(6)	0,0	2,6	0,0	40,6	275,9	0,0	29,5	13,0	OK
	A6	ENVOLVENTE Y(1)	0,0	3,3	0,0	41,2	275,9	0,0	41,9	23,4	OK

Fuente: Elaboración propia.

El campo de tensiones se distribuye de forma adecuada en la conexión analizada, concentrándose en zonas previsible como los bordes cercanos a los pernos de anclaje y el alma del perfil HEB. El análisis mediante el software de elementos finitos no evidenció concentraciones críticas de tensiones que pudieran generar deformaciones plásticas localizadas ni provocar fallas prematuras en la conexión. La respuesta estructural se mantuvo dentro del rango elástico del acero, lo cual confirma que el diseño de la conexión en este segundo escenario es seguro, eficiente y cumple con los criterios de integridad estructural definidos por las normativas aplicables. Figura 32 que indica la zona de aplastamiento de la placa.

Figura 32. Esfuerzos de la placa.



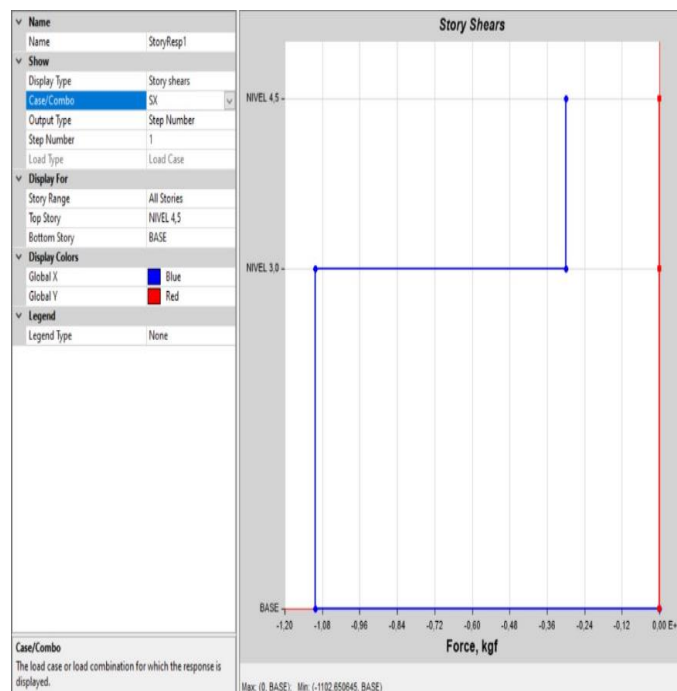
Fuente: Elaboración propia.

## 4.3 CASO II

### 4.3.1 CORTANTE BASAL

Para el caso II el cálculo, se consideran los parámetros definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Norma Ecuatoriana & NEC-15, 2015), incluyendo el coeficiente sísmico de diseño, el peso sísmico total de la edificación y el tipo de sistema estructural. (Figura 33)

Figura 33. Determinación de la fuerza máxima en X y Y en el software FEA.

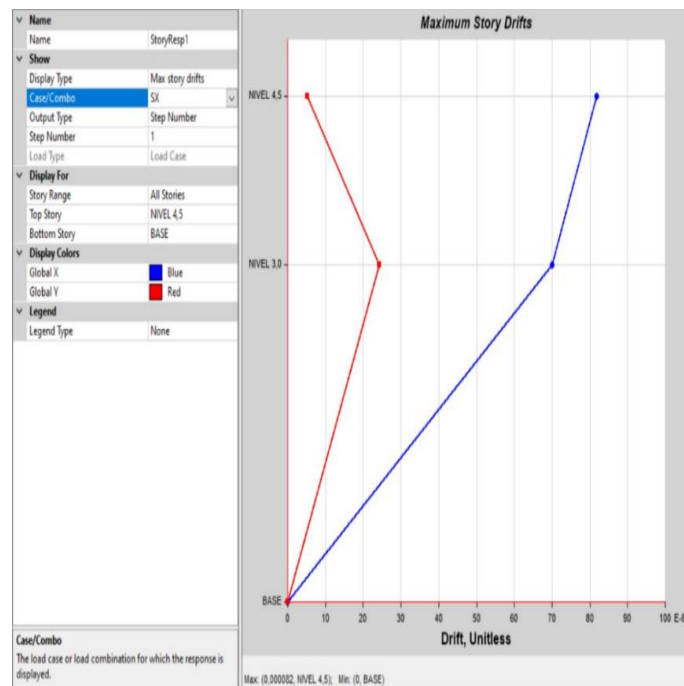


Fuente: Elaboración propia.

### 4.3.2 DERIVAS DE PISO.

Las derivas fueron obtenidas mediante análisis estático lineal en el software FEA, considerando la rigidez y configuración del sistema estructural. Obteniendo una lectura similar al caso I que no superar 0.0075 veces la altura entre pisos. Los resultados se mantienen dentro de los límites establecidos por la norma, garantizando así un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos y la protección de elementos no figura 34.

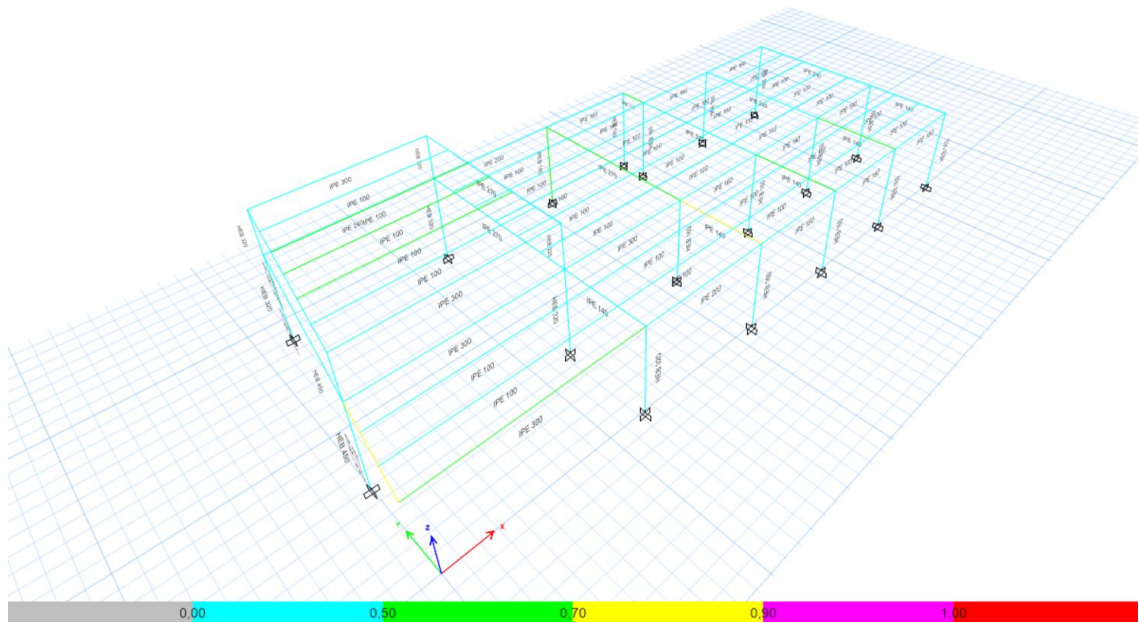
**Figura 34. Deriva de piso en X y Y.**



Fuente: Elaboración propia.

El modelo estructural como se muestra en la figura 35, emplea perfiles de acero tipo IPE y HBE.

**Figura 35. Modelado de estructura.**

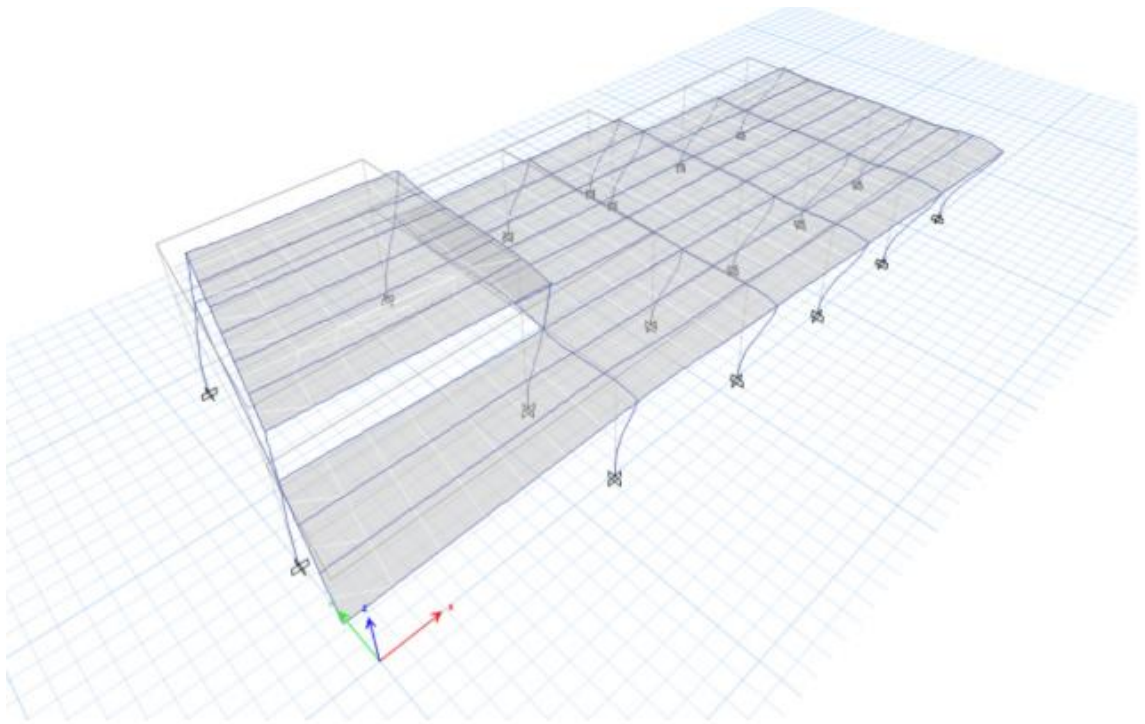


Fuente: Elaboración propia.

### 4.3.3 MODOS DE VIBRACIÓN.

El análisis modal de la estructura indica los modos de vibración predominantes. Cada modo representa una forma característica de deformación que adopta la estructura al vibrar, el primer modo de vibración del caso II es en dirección de su eje x, se observa en la figura 36.

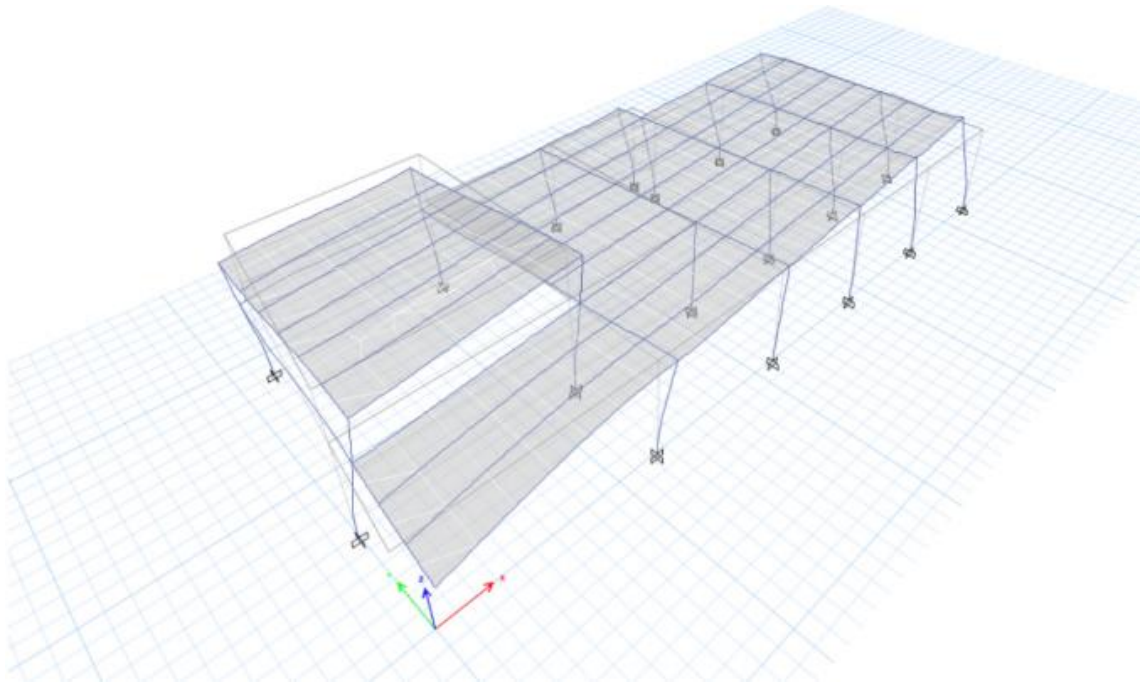
**Figura 36. Primer modo de vibración.**



Fuente: Elaboración propia.

Segundo modo. Análisis dinámico realizado sobre la estructura se muestra en la figura 37. Este modo presenta un comportamiento predominante de traslación en el eje Y, caracterizado por desplazamientos laterales coherentes en dirección transversal.

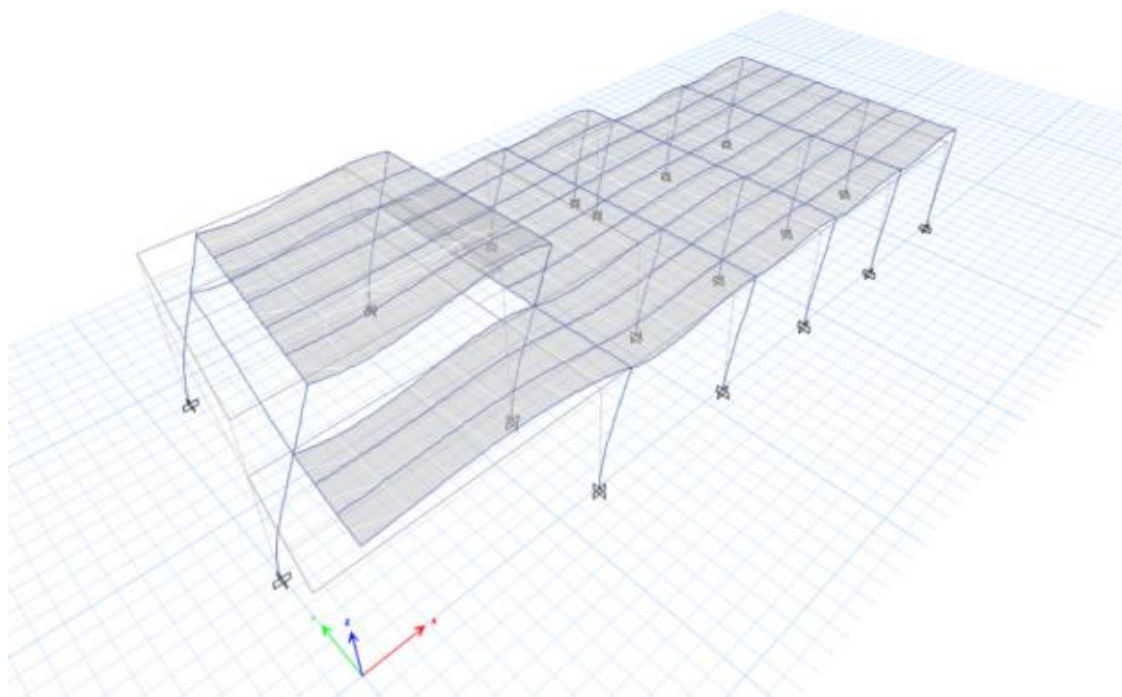
**Figura 37. Segundo modo de vibración.**



Fuente: Elaboración propia

Tercer modo de vibración presenta un comportamiento dominado por un movimiento torsional del sistema estructural, evidenciado en la deformación diferencial entre extremos opuestos del edificio, como se muestra en la figura 38.

**Figura 38. Tercer modo de vibración.**



Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.4 PERFILES.

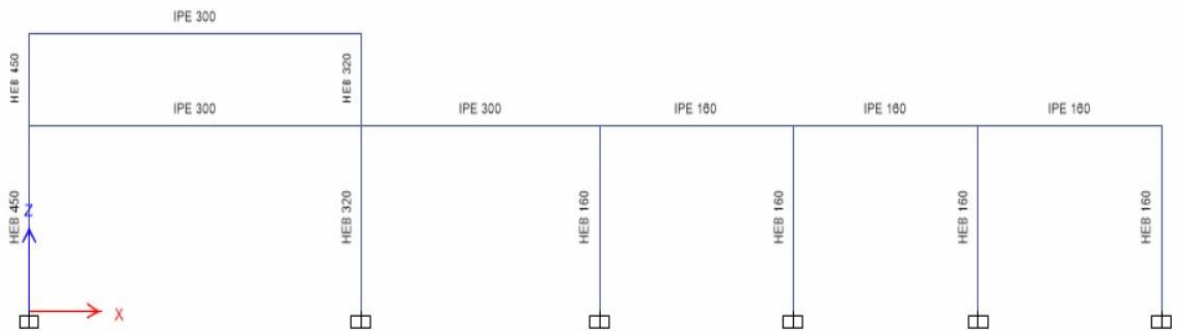
Para los perfiles utilizados se encuentran perfiles HBE e IPE, los cuales cumplen las normas requeridas para ser utilizados en la tabla 26, figura 39.

**Tabla 26. Materiales utilizados.**

Característica	Tipo
Vigas	IPE 100,140,160,200,240,270,300
Columnas	HEB 160; 320;450

Fuente: Elaboración propia.

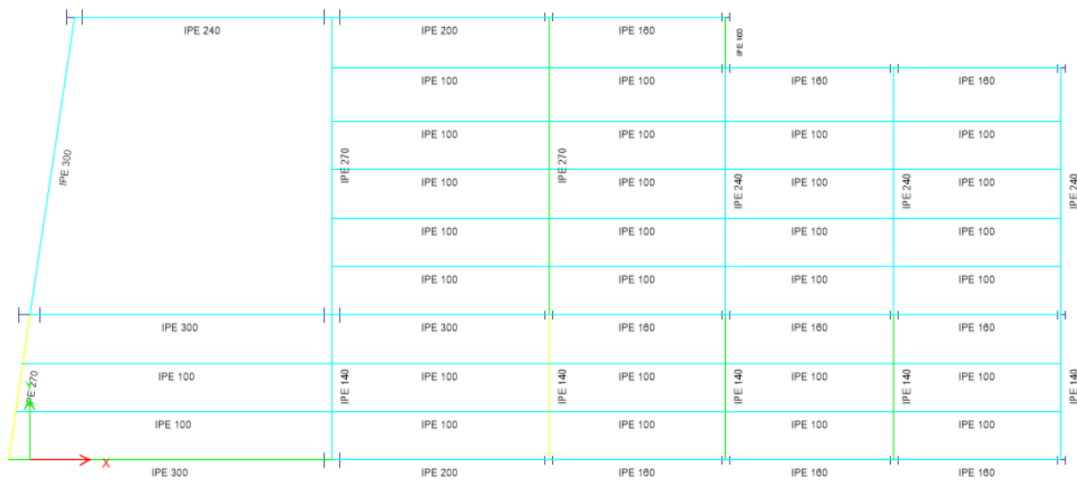
**Figura 39 Vista lateral de materiales de la estructura.**



Fuente: Elaboración propia.

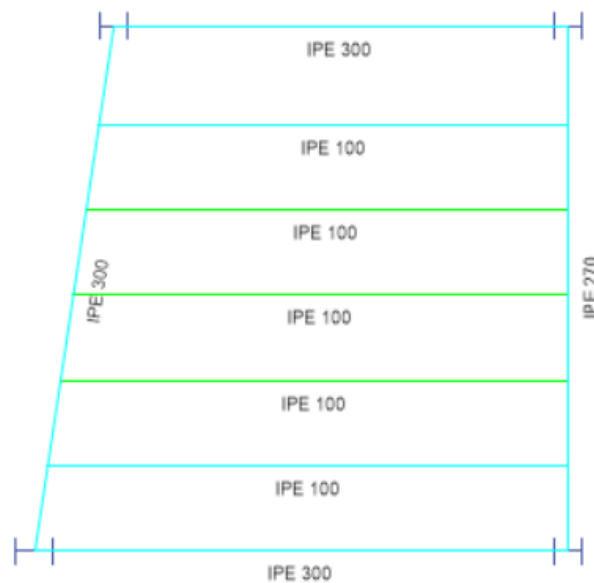
Se muestra los perfiles tipo IPE y HEB seleccionados para vigas y columnas respectivamente. Esta selección se justifica con base en los valores obtenidos en el diseño, como se muestra en la figura 40, figura 41.

**Figura 40. Selección de los materiales nivel 3.0**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 41. Selección de los materiales nivel 4.5**



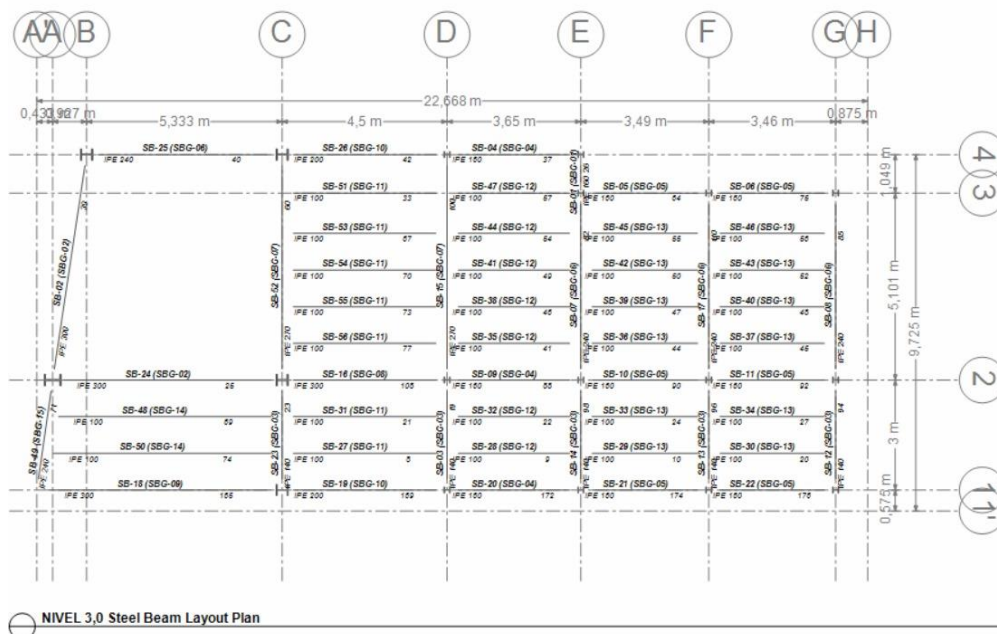
Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores máximos y mínimos obtenidos del análisis estructural bajo cargas combinadas (muerta + viva + sismo), donde se identifican zonas críticas con valores de momento negativo y positivo. En particular, se observa que los máximos esfuerzos se concentran en los extremos de los vanos mayores y en los nudos que conectan varios elementos. Estos momentos llegan a superar los  $-233.83$  kNm y  $+247.29$  kNm, lo que indica la necesidad de perfiles estructurales de gran rigidez y resistencia en estas zonas (figura 42 y figura 43).



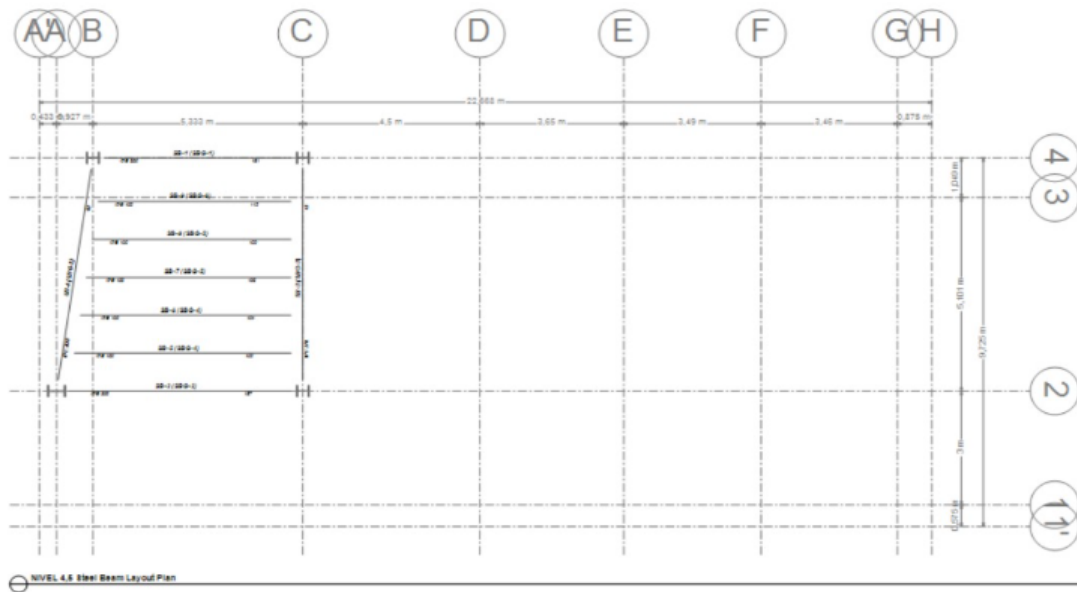
En la figura 44 y 45 se presenta el plano de distribución de vigas metálicas correspondiente al nivel de la estructura propuesta. En este nivel se observa un sistema ordenado de vigas principales y secundarias, acompañadas de su respectiva numeración y referencia estructural. Las vigas emplean perfiles tipo IPE 100, IPE 200, IPE 240 y IPE 300, seleccionados de acuerdo con las cargas a soportar y la luz entre apoyos. Las vigas se distribuyen en dirección horizontal y en dirección vertical, con luces variables entre 3,0 m y 5,33 m. Esta configuración permite una adecuada transferencia de cargas hacia las columnas, garantizando la estabilidad estructural. Además, se evidencia un diseño estructural eficiente al emplear diferentes secciones de perfiles IPE según su ubicación y función, optimizando el uso de material y controlando las deformaciones. Este análisis gráfico respalda la validación del modelo estructural desarrollado mediante elementos finitos, confirmando que la disposición geométrica y el tipo de perfiles utilizados cumplen con los requerimientos de resistencia, rigidez y funcionalidad del diseño arquitectónico.

**Figura 44. Distribución de vigas metálicas nivel 3.0.**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 45. Distribución de vigas metálicas nivel 4.5**



Fuente: Elaboración propia.

### 4.3.5 DISEÑO DE LA CONEXIÓN.

Las posiciones de cada uno de los componentes de la conexión analizada corresponden a una columna HEB, sometida a cargas verticales y momentos flectores.

Se identifican los componentes que van a intervenir en la conexión nombrándolos y direccionándolos con respecto al plano, como nos muestra la tabla 27.

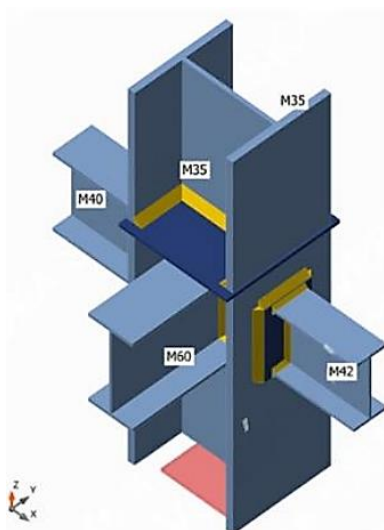
**Tabla 27. Conexión analizada**

Nombre	Sección transversal	$\beta$ - Dirección [°]	$\gamma$ - Inclinación [°]	$\alpha$ - Rotación [°]	Desp ex [mm]	Desp ey [mm]	Desp ez [mm]
M34	6 - HEB 320(HEB 320(HEB320))	0,0	90,0	-180,0	0	0	0
M35	6 - HEB 320(HEB 320(HEB320))	0,0	90,0	-180,0	0	0	0
M40	17 - IPE 240(IPE 240(IPE240))	0,0	0,0	0,0	0	0	0
M42	23 - IPE 200(IPE 200(IPE200))	0,0	0,0	0,0	0	0	0
M60	44 - IPE 270(IPE 270(IPE270))	90,0	0,0	0,0	0	0	-150

Fuente: elaboración Propia.

En la figura 46 se encontrar las vistas de la conexión tanto isométrico como de planta evidenciando cada uno de sus componentes con los nombres descritos en la tabla 28.

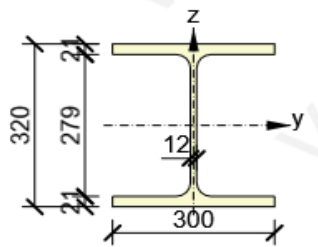
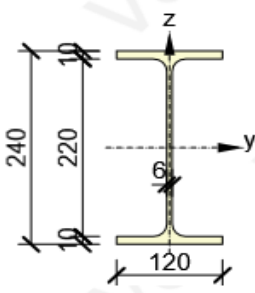
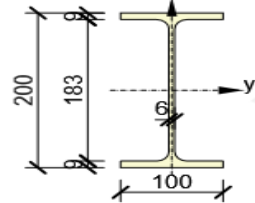
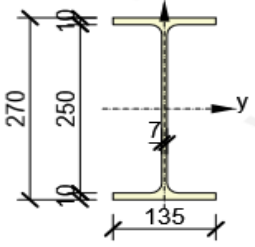
**Figura 46. Configuración de la conexión analizada vista isométrica.**



Fuente: Elaboración propia.

Se detalla en la tabla 28 los perfiles utilizados para el análisis de la conexión y sus dimensiones.

**Tabla 28. Secciones de perfiles utilizados.**

Nombre	Material	Dibujo
6 - HEB 320(HEB 320(HEB320))	A36	
17 - IPE 240(IPE 240(IPE240))	A36	
23 - IPE 200(IPE 200(IPE200))	A36	
44 - IPE 270(IPE 270(IPE270))	A36	

Fuente: Elaboración propia.

### Cargas

En la tabla 29 se ven las cargas que se aplican a cada uno de los elementos de la conexión. Se realiza la validación de las placas de sujeción con los nombres anteriormente propuestos.

**Tabla 29. Cargas aplicadas.**

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Combinación (1)	M34 / Inicial	54,9	1,4	2,7	0,0	2,9	-3,4
	M35 / Finalizar	-31,9	-20,7	6,5	0,0	2,0	-11,5
	M40 / Inicial	-7,4	0,0	-1,7	0,0	-1,1	0,0
	M42 / Finalizar	-2,8	0,0	-7,0	0,0	5,6	0,0
	M60 / Inicial	-13,7	0,0	-13,9	0,1	-12,9	0,0
Combinación (2)	M34 / Inicial	13,9	-1,3	0,0	0,0	0,2	0,4
	M35 / Finalizar	-8,4	-3,2	1,7	0,0	0,0	-2,4
	M40 / Inicial	-2,0	0,0	-1,2	0,0	-0,9	0,0
	M42 / Finalizar	-0,4	0,0	-1,4	0,0	1,0	0,0
	M60 / Inicial	-2,8	0,0	-2,4	0,0	-1,2	0,0
ENVOLVENTE Y (6)	M34 / Inicial	49,5	2,6	2,6	0,0	2,1	-4,0
	M35 / Finalizar	-28,7	-17,8	5,5	0,0	1,5	-9,6
	M40 / Inicial	-6,1	0,0	-1,9	0,0	-1,3	0,0
	M42 / Finalizar	-2,3	0,0	-5,8	0,0	4,6	0,0
	M60 / Inicial	-11,1	0,0	-12,3	0,1	-12,2	0,0
Combinación (4)	M34 / Inicial	15,1	0,2	-1,0	0,0	-0,3	-0,7
	M35 / Finalizar	-9,0	-3,7	2,2	0,0	0,0	-2,2
	M40 / Inicial	-1,8	0,0	-1,4	0,0	-1,4	0,0
	M42 / Finalizar	-0,2	0,0	-1,2	0,0	0,8	0,0
	M60 / Inicial	-2,4	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0
Combinación (5)	M34 / Inicial	36,1	0,8	2,8	0,0	1,7	-2,0
	M35 / Finalizar	-21,1	-12,1	3,4	0,0	0,9	-6,9
	M40 / Inicial	-4,5	0,0	-1,7	0,0	-0,7	0,0
	M42 / Finalizar	-1,7	0,0	-4,3	0,0	3,5	0,0
	M60 / Inicial	-8,0	0,0	-8,5	0,1	-7,7	0,0
Combinación (3)	M34 / Inicial	14,1	0,2	1,7	0,0	0,6	-0,7
	M35 / Finalizar	-8,3	-3,9	0,8	0,0	0,1	-2,3
	M40 / Inicial	-1,6	0,0	-1,0	0,0	-0,3	0,0
	M42 / Finalizar	-0,6	0,0	-1,5	0,0	1,3	0,0
	M60 / Inicial	-2,6	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0
Combinación (7)	M34 / Inicial	15,3	1,7	0,8	0,0	0,1	-1,8
	M35 / Finalizar	-8,9	-4,4	1,3	0,0	0,1	-2,1
	M40 / Inicial	-1,4	0,0	-1,1	0,0	-0,8	0,0
	M42 / Finalizar	-0,4	0,0	-1,4	0,0	1,0	0,0
	M60 / Inicial	-2,2	0,0	-3,4	0,0	-3,8	0,0
Combinación (8)	M34 / Inicial	35,9	-0,7	1,0	0,0	1,3	-0,9
	M35 / Finalizar	-21,2	-11,5	4,3	0,0	0,8	-7,0
	M40 / Inicial	-4,9	0,0	-1,9	0,0	-1,3	0,0

	M42 / Finalizar	-1,5	0,0	-4,1	0,0	3,2	0,0
	M60 / Inicial	-8,2	0,0	-8,0	0,1	-6,3	0,0
ENVOLVENTE X(9)	M34 / Inicial	49,2	1,1	0,8	0,0	1,7	-2,9
	M35 / Finalizar	-28,9	-17,1	6,3	0,0	1,4	-9,6

Fuente: Elaboración propia.

Se presenta la validación general del conjunto de la conexión estructural modelada, en la que se pueden observar los esfuerzos generados bajo las condiciones de carga aplicadas. El esfuerzo máximo de carga con sus combinaciones es de 191,4 KN que dividido para la sección del acero de 300 mm<sup>2</sup> da un total de 64 MPa el esfuerzo máximo del acero es de 250MPa. El modelo fue sometido a cargas representativas obtenidas del análisis global de la estructura, lo que permitió evaluar la distribución de tensiones en los elementos ensamblados. El comportamiento observado cumple con los requisitos de seguridad estructural presentando un ok en la tabla 30, presentando una distribución uniforme de esfuerzos y sin concentraciones críticas que puedan comprometer la integridad del sistema.

**Tabla 30. Validación de placas que intervienen en la conexión.**

Fuente: Elaboración propia.

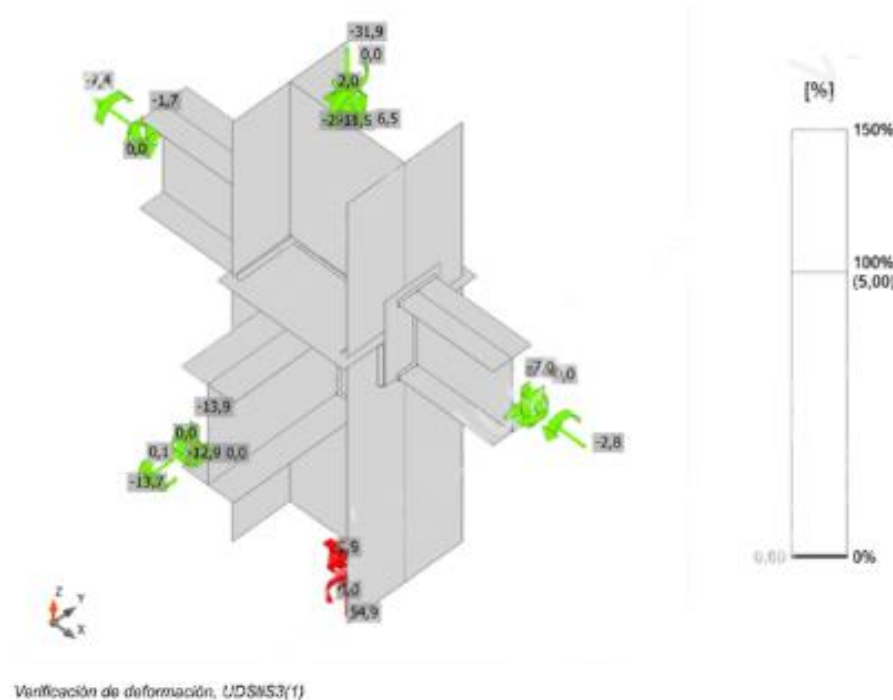
Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
M34-bfl 1	20,5	Combinación (1)	33,7	0,0	0,0	OK
M34-tfl 1	20,5	Combinación (1)	64,0	0,0	0,3	OK
M34-w 1	11,5	Combinación (1)	158,5	0,0	4,3	OK
M35-bfl 1	20,5	Combinación (1)	22,0	0,0	0,0	OK
M35-tfl 1	20,5	Combinación (1)	20,1	0,0	0,0	OK
M35-w 1	11,5	Combinación (1)	14,9	0,0	0,0	OK
M40-bfl 1	9,8	Envolvente X (9)	38,1	0,0	0,0	OK
M40-tfl 1	9,8	Envolvente X (9)	11,6	0,0	0,0	OK
M40-w 1	6,2	Envolvente X (9)	34,9	0,0	0,0	OK
M42-bfl 1	8,5	Combinación (1)	144,9	0,0	0,0	OK
M42-tfl 1	8,5	Combinación (1)	61,5	0,0	0,0	OK
M42-w 1	5,6	Combinación (1)	123,2	0,0	0,0	OK
M60-bfl 1	10,2	Combinación (1)	59,8	0,0	0,0	OK
M60-tfl 1	10,2	Combinación (1)	81,2	0,0	0,0	OK
M60-w 1	6,6	Combinación (1)	66,3	0,0	0,0	OK
PP1	10,0	Combinación (1)	78,4	0,0	0,0	OK
EP1	20,0	Combinación (1)	191,4	0,0	1,7	OK
EP2	20,0	Envolvente X (9)	78,4	0,0	0,8	OK
EP3	20,0	Combinación (1)	43,9	0,0	11,9	OK

Fuente: Elaboración propia.

En esta figura 47 se ilustra el comportamiento de formación de la conexión, evidenciando las zonas de mayor desplazamiento y deformación relativa entre los elementos acoplados. El análisis de deformaciones permite verificar que los desplazamientos se mantienen dentro de los límites admisibles según la normativa NEC-SE-DS, garantizando un comportamiento elástico adecuado bajo las cargas

consideradas. La deformación se concentra principalmente en los puntos de contacto entre perfiles secundarios y el elemento principal, sin afectar la estabilidad general ni provocar fallas por pandeo o flexión excesiva.

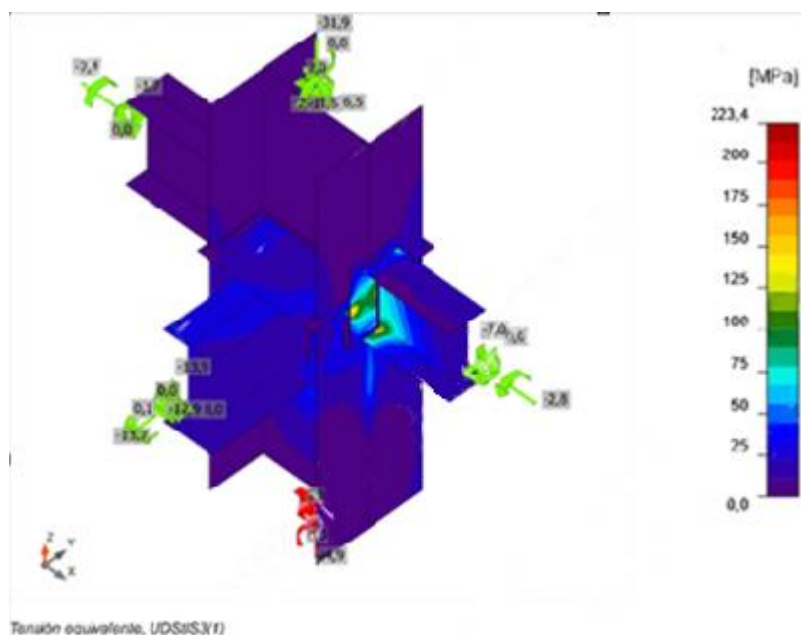
**Figura 47. Verificación de la deformación.**



Fuente: Elaboración propia.

La figura 48. representa la distribución de tensiones. Se observa que los valores máximos de tensión se mantienen por debajo del límite elástico del material estructural (acero ASTM A36), lo que confirma que no se presentan condiciones de falla por fluencia. Esta validación es crucial para asegurar que la conexión pueda resistir las combinaciones de carga sin comprometer su funcionalidad ni su durabilidad estructural.

**Figura 48. Tensión Equivalente de la conexión.**



Fuente: Elaboración propia.

### 4.3.6 DISEÑO DEL ANCLAJE

#### *Geometría*

La geometría de la placa base (BP1) fue diseñada considerando las dimensiones de la columna HEB tabla 31 los requerimientos estructurales para una transferencia eficiente de cargas hacia la cimentación. La placa presenta una forma cuadrada con dimensiones exteriores de 500 mm x 500 mm, lo que garantiza una distribución adecuada de las cargas de compresión sobre el concreto.

**Tabla 31. Geometría de la placa base**

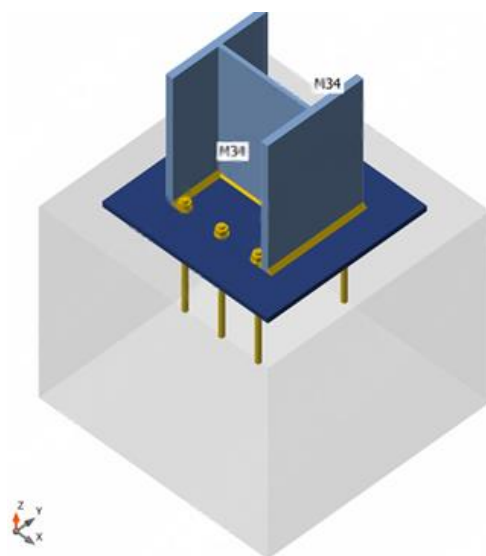
Nomb re	Sección transversal	$\beta$ - Dirección Inclinación [°]	$\gamma$ - Inclinación [°]	$\alpha$ - Rotación [°]	x [mm]	y [mm]	Desplaza miento [mm]
M34	6 - HEB320(HEB 320(HEB320))	0,0	90,0	-180,0	500	500	0

Fuente: Elaboración propia.

### Configuración del anclaje

Se muestra en la figura 49. la segmentación del hormigón, placa base y la columna M34 del apoyo 4 seleccionado para su análisis.

**Figura 49. Vistas del anclaje**



Fuente: Elaboración propia.

### Placa base.

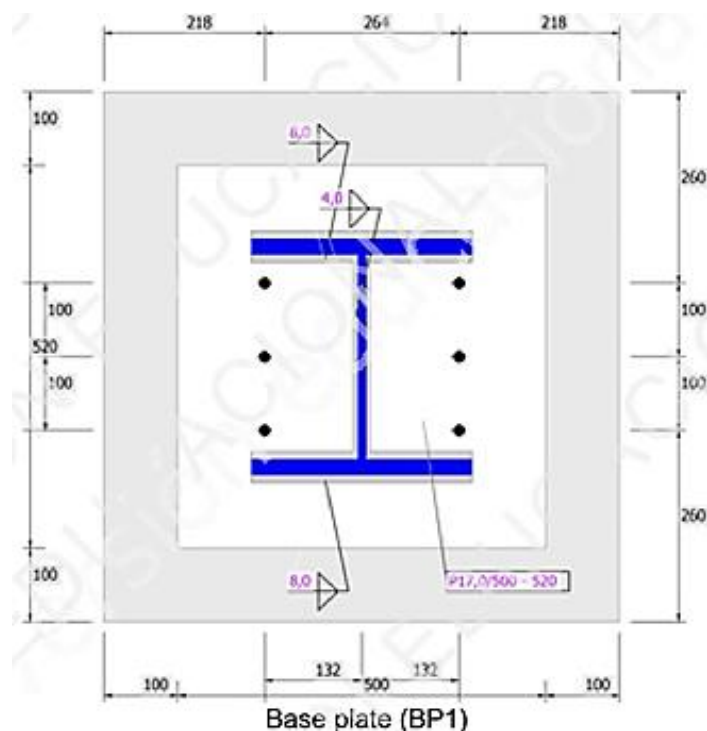
En este análisis se empleó el software FEA, el cual permite realizar una verificación detallada del comportamiento estructural de las conexiones según las normativas internacionales. En el caso particular de la estructura diseñada, las placas base se encuentran ubicadas en la interfaz entre las columnas de acero HEB y la cimentación de hormigón armado, transmitiendo las cargas axiales, momentos flectores y esfuerzos cortantes (Estructuras,2019).

Mediante el modelo generado en programa de simulación, se analizaron los siguientes aspectos clave:

- Distribución de esfuerzos sobre la superficie de contacto entre la placa base y la cimentación.
- Tensiones de compresión bajo la placa en contacto con el hormigón, verificando que no se superen las tensiones admisibles del material.

- Fuerzas de tracción en pernos de anclaje, validando su diámetro, número y disposición frente a las acciones de diseño.
- Espesor de la placa base, verificado frente a flexión local producida por los esfuerzos transmitidos por la columna.
- Soldaduras entre la columna y la placa base, analizadas frente a los esfuerzos actuantes mediante el método de tensión equivalente figura 50.

**Figura 50. Dimensiones de la placa base.**



Fuente: Elaboración propia.

### *Anclajes.*

El perfil metálico como se muestra en la figura 51 se ubica centrado dentro de la placa, con un claro perimetral uniforme que facilita la instalación de los pernos de anclaje. Se utilizaron cuatro pernos de anclaje de 16 mm de diámetro y una longitud de 300 mm de largo dispuestos simétricamente respecto al eje del perfil, sobre una placa de 500 mm x 500 mm de longitud y un espesor de 17 mm permitiendo resistir

tanto esfuerzos de tracción como momentos flectores inducidos por cargas excéntricas tabla 32.

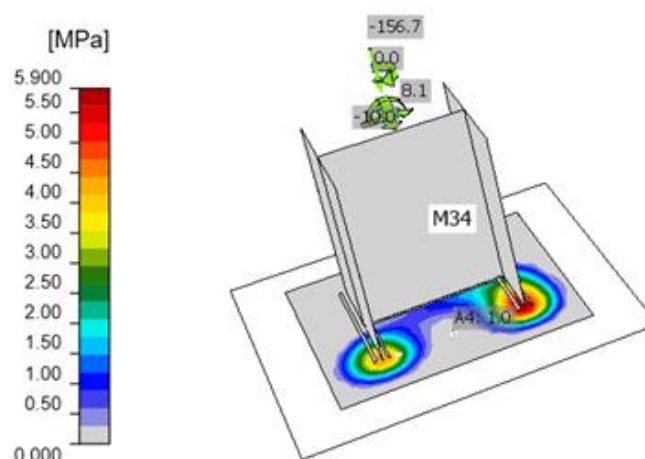
**Tabla 32. Anclajes de la placa base.**

ITEM	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones del hormigón	700 x 720	mm
Profundidad	600	mm
Diámetro del perno	16	mm
Longitud del perno	300	mm
Dimensiones de la placa	500 x 500	mm
Espesor de la placa	17	mm

Fuente: Elaboración propia.

El comportamiento de deformación fue evaluado en términos del hundimiento máximo (deflexión vertical) y de la rotación angular de la placa, comparando los resultados obtenidos con los límites permisibles establecidos en la normativa AISC 360-16 y recomendaciones de Eurocode EN 1993-1-8. Para garantizar una conexión rígida, se exige que las deformaciones no excedan el valor de  $1/250$  de la longitud de apoyo, lo cual fue ampliamente cumplido, dado que el software arrojó valores de deformación menores a 1.2 mm como se muestra en la figura 51, lo que representa un comportamiento dentro del rango elástico del acero (A36).

Figura 51. Verificación de la deformación.

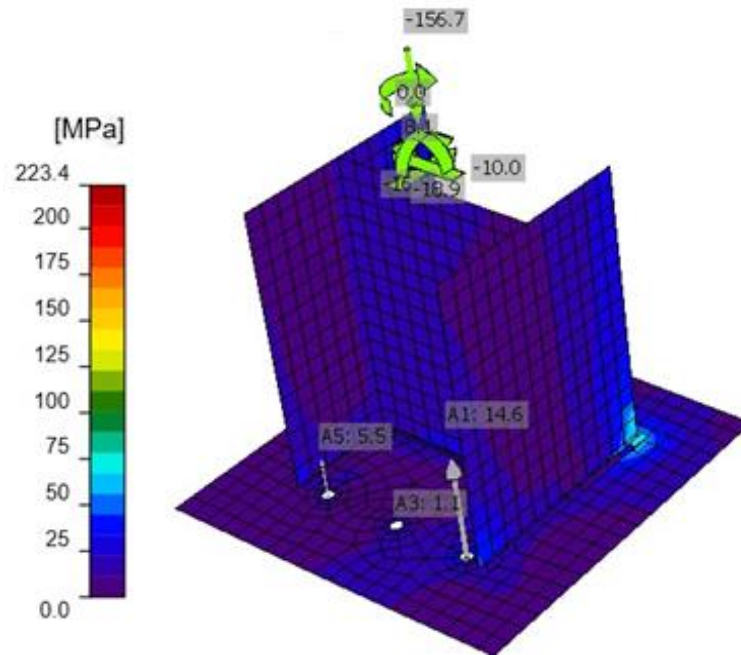


Fuente: Elaboración propia.

#### *Tensión Equivalente.*

La tensión equivalente nos muestra un valor máximo de 64 MPa, localizado en la zona inferior de la placa base, cerca de los pernos de anclaje y cordones de soldadura. Este valor está por debajo del límite de fluencia del acero ASTM A36 (250 MPa), por lo que la conexión trabaja dentro del rango elástico. La distribución de tensiones indica un comportamiento estructural seguro, sin presencia de zonas críticas que comprometan la integridad de la unión. Este resultado valida la eficiencia del diseño según la (NEC-SE-AC, 2015) como se ve en la figura 52.

**Figura 52. Tensión equivalente.**

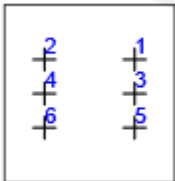


Fuente: Elaboración propia.

#### *Validación del anclaje.*

La validación del sistema de anclaje se realizó mediante el análisis de los pernos tipo A325 utilizados para fijar la placa base a la cimentación de hormigón. Se verificaron las condiciones de tracción, corte, considerando las combinaciones de carga actuantes y los criterios establecidos por la NEC-SE-DS. Como se muestra en la tabla 33 la validación de cada uno de los pernos teniendo un estado Ok.

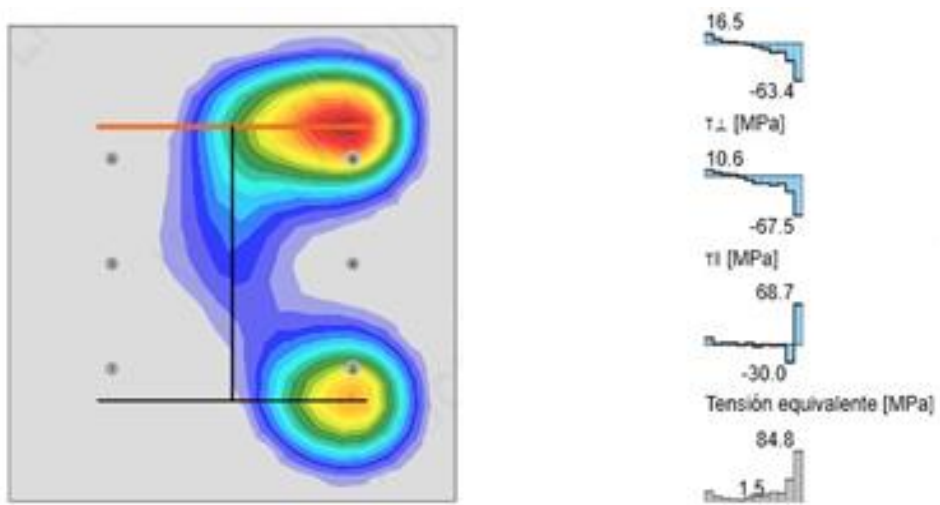
**Tabla 33. Validación de anclajes.**

Forma	Ítem	Cargas	N <sub>f</sub> [kN]	V [kN]	φN <sub>cbg</sub> [kN]	φV <sub>cbg</sub> [kN]	φV <sub>cp</sub> [kN]	U <sub>tt</sub> [%]	U <sub>ts</sub> [%]	U <sub>ts</sub> [%]	Estado
	A1	Combinación 10(3)	12,9	2,0	98,2	0,0	275,9	20,9	4,4	7,9	OK
	A2	ENVOLVENTE Y(1)	0,0	3,3	0,0	41,2	275,9	0,0	41,9	23,4	OK
	A3	Combinación 10(3)	0,5	2,0	98,2	0,0	275,9	20,9	4,4	7,9	OK
	A4	ENVOLVENTE Y(1)	0,8	3,2	95,9	41,2	275,9	20,4	41,9	30,5	OK
	A5	Combinación 5(6)	0,0	2,6	0,0	40,6	275,9	0,0	29,5	13,0	OK
	A6	ENVOLVENTE Y(1)	0,0	3,3	0,0	41,2	275,9	0,0	41,9	23,4	OK

Fuente: Elaboración propia.

El campo de tensiones se distribuye de forma adecuada en la conexión analizada, concentrándose en zonas previsible como los bordes cercanos a los pernos de anclaje y el alma del perfil HEB. El análisis mediante el software de elementos finitos no evidenció concentraciones críticas de tensiones que pudieran generar deformaciones plásticas localizadas ni provocar fallas prematuras en la conexión. La respuesta estructural se mantuvo dentro del rango elástico del acero, lo cual confirma que el diseño de la conexión en este segundo escenario es seguro, eficiente y cumple con los criterios de integridad estructural definidos por las normativas aplicables. Figura 53 que indica la zona de aplastamiento de la placa.

Figura 53. Esfuerzos de la placa.



Fuente: Elaboración propia.

## 5. PRESUPUESTO.

El presupuesto constituye una etapa esencial en el proceso de diseño estructural, ya que permite evaluar la viabilidad económica de la propuesta planteada. A través del cálculo detallado de los costos directos e indirectos, se garantiza que la solución adoptada no solo cumpla con los requerimientos técnicos y normativos, sino también que se mantenga dentro de parámetros accesibles para su construcción.

El presupuesto de la estructura metálica se elaboró considerando los costos directos e indirectos asociados a la adquisición de materiales, fabricación, transporte, montaje y análisis estructural.

### 5.1 COSTOS DE MATERIALES

El costo de materiales contempla la compra de perfiles metálicos de acero A36, placas base, pernos de alta resistencia (tipo ASTM A325), soldaduras y otros accesorios necesarios para las uniones. Los precios fueron obtenidos de proveedores nacionales especializados en productos de acero estructural y se referencian al mes de análisis. Adicionalmente, se contemplaron gastos por consumibles como electrodos. La estimación se organizó por tipo de elemento estructural para facilitar la evaluación y optimización de recursos.

### 5.2 COSTOS DE MANO DE OBRA Y MONTAJE

La mano de obra fue estimada en función del rendimiento de la cuadrilla y complejidad de montaje de cada tipo de elemento estructural. Se dividió en actividades como armado, soldadura, montaje en sitio y supervisión técnica. Se aplicaron rendimientos estándar según experiencias locales de ejecución de estructuras metálicas similares. Para el transporte se consideraron equipos mecánicos como grúas, y su costo se incorporó al análisis. El personal considerado

incluye soldadores certificados, ayudantes de obra, supervisores de montaje y operadores de maquinaria (Tabla 35).

## 5.3 COSTOS POR DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Este subtema considera los costos asociados al uso de software especializado para el modelado, prediseño, análisis estructural y validación de conexiones. Al ser parte de un estudio no se consideran los precios de diseño de la estructura, para ejecutar los modelos, interpretar resultados y optimizar la estructura. Este componente garantiza la seguridad estructural mediante el cumplimiento de normativas como NEC SE-DS y el análisis sísmico correspondiente.

## 5.4 COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD.

Los costos indirectos corresponden a gastos generales de gestión de proyecto, administración, alquiler de herramientas menores, seguros y otros imprevistos. También se incorpora un margen de utilidad razonable para la empresa contratista, generalmente del 12% del presupuesto directo. Este apartado asegura la sostenibilidad económica del proyecto y la cobertura de posibles contingencias durante la ejecución.

## 5.5 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

### 5.5.1 MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

El análisis de precios unitarios para el montaje de la estructura metálica con acero A-36 considera tres componentes fundamentales: materiales, mano de obra y equipos. En el apartado de materiales, se contemplan insumos básicos como discos de corte, acero en perfil y electrodos, alcanzando un total de \$1.93 por unidad como representa la tabla 34. La mano de obra, compuesta por peón, perfilero y maestro

de obra, representa un costo de \$0.97 Tabla 35. Finalmente, el uso de equipos y herramientas, que incluye amoladora, soldadora eléctrica y herramientas menores, suma \$0.74 tabla 36. Con base en estos rubros, el precio unitario total del montaje por kilogramo de estructura se establece en \$3.64, reflejando un costo competitivo y acorde al tipo de proyecto residencial desarrollado. Este valor constituye un insumo clave para la elaboración del presupuesto general y la evaluación económica de las alternativas estructurales propuestas.

#### *Materiales.*

**Tabla 34. Costos de materiales.**

<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Productivo</b>	<b>Costo Total</b>
Disco de corte	u	0.01	1.30	0.02
Acero en perfil	kg	1.05	1.70	1.79
Electrodo #7010 3/16	kg	0.05	2.34	0.12
<b>Total, materiales</b>				<b>1.93</b>

Fuente: Elaboración propia.

#### *Mano de obra*

**Tabla 35. Costo mano de obra**

<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Productivo</b>	<b>Costo Total</b>
Peón	Hora	0.11	4.05	0.45
Perfilero	Hora	0.11	4.33	0.48
Soldador	Hora	0.01	4.33	0.04
<b>Total, mano de obra</b>				<b>0.97</b>

Fuente: Elaboración propia.

### Equipo, maquinaria y herramientas

**Tabla 36. Costo de maquinaria y equipos**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
Amoladora eléctrica	Hora	0.11	4.30	0.47
Soldadora eléctrica 300 A	Hora	0.11	1.98	0.22
Herramientas menores (5%)	%			0.05
<b>Total, equipo</b>				<b>0.74</b>

Fuente: Elaboración propia.

**Total, Precio Unitario Montaje A-36: \$3.64**

### 5.5.2 PLACA DE ANCLAJE.

El análisis del precio unitario de la placa de anclaje considera los costos asociados a materiales, mano de obra y equipos. En cuanto a los materiales, se incluye una placa de acero A36 de 500 x 500 x 17 mm y seis pernos de anclaje A325 de 5/8" x 300 mm, con un costo total de \$40.85 tabla 37. La mano de obra requerida, compuesta por peón, perfilero y maestro de obra, representa un costo de \$3.17 por unidad instalada tabla 38. Finalmente, el uso de herramientas menores se estima en \$0.16, resultando en un precio unitario total de \$44.18 por cada placa de anclaje tabla 39. Este análisis permite estimar con precisión el costo real de este componente crítico en la transferencia de cargas entre la estructura metálica y la cimentación.

#### Material

**Tabla 37. Tabla de precios de materiales**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
Placa Acero A36 500 x 500 x17 mm	u	1.05	17.30	18.17
Pernos de anclaje 5/8 A325 300mm	u	6.00	3.78	22.68
<b>Total, materiales</b>				<b>40.85</b>

Fuente: Elaboración propia

*Mano de obra*

**Tabla 38. Valores mano de obra**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
Peón	Hora	0.25	4.05	1.01
Perfilero	Hora	0.25	4.33	1.08
Maestro de Obra	Hora	0.25	4.33	1.08
<b>Total, mano de obra</b>				<b>3.17</b>

Fuente: Elaboración propia

*Equipo, maquinaria y herramientas*

**Tabla 39. Valores equipos y herramientas.**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
Herramientas menores (5%)	%			0.16
<b>Total, equipo</b>				<b>0.16</b>

Fuente: Elaboración propia

**Total, Precio Unitario Placa de Anclaje: \$44.18**

## 5.6 PRESUPUESTO TOTAL ESTIMADO

Finalmente, se presenta el presupuesto total estimado del proyecto, resultado de la suma de todos los componentes anteriores. Este valor representa el costo real de ejecución de la estructura metálica propuesta y permite al cliente y a los diseñadores tomar decisiones técnicas y financieras informadas.

El presupuesto para el rubro de anclaje de placa base del proyecto de diseño y evaluación de vivienda unifamiliar. Se detalla en la tabla 40 y tabla 41. Con el detalle de los puntos analizados.

*Caso I*

**Tabla 40. Tabla de cantidades y presupuestos de obra Caso I.**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
A4038	Acero estructural, A-36. incluye montaje	kg	9.672,46	\$3.64	\$35.207,75
A4500	Placa de acero A36 incluye pernos de anclaje	u	19	\$44.18	\$839,42
<b>TOTALES</b>					<b>\$36.047,17</b>

Fuente: Elaboración propia.

*Caso II*

**Tabla 41. Tabla de cantidades y presupuestos de obra Caso II.**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
A4038	Acero estructural, A-36. incluye montaje	kg	9.554,02	\$3.64	\$34.776,63
A4500	Placa de acero A36 incluye pernos de anclaje	u	18	\$44.18	\$795,24
<b>TOTALES</b>					<b>\$35,571.87</b>

Fuente: Elaboración propia

La optimización estructural aplicada en este proyecto permitió reducir los costos totales sin comprometer la seguridad ni el desempeño estructural. A través del uso de simulaciones por el método de los elementos finitos (FEA), fue posible analizar el comportamiento real de los perfiles ante distintas combinaciones de carga, identificando zonas con esfuerzos mínimos o no críticos. Esto facilitó la selección de perfiles más eficientes y la reducción del sobredimensionamiento en componentes estructurales. Como resultado, se logró una disminución en el consumo de acero, lo cual se refleja directamente en el análisis de precios unitarios y presupuestos finales. Por ejemplo, en el caso con voladizo (Caso II), la optimización permitió

mantener un rendimiento estructural adecuado utilizando menos material, lo que contribuyó a una reducción de costos frente a la solución con viga continua (Caso I). Esta estrategia evidencia cómo el uso de herramientas de simulación avanzadas no solo mejora el desempeño técnico de la estructura, sino que también genera beneficios económicos tangibles al evitar sobrecostos por exceso de material o diseño ineficiente.

## 6. CONCLUSIONES

- Se establecieron las condiciones iniciales como se muestra en la tabla 42, para el diseño estructural de la vivienda unifamiliar, considerando la zonificación sísmica del terreno conforme a la norma NEC y AISC 360-16, la distribución arquitectónica del proyecto, los materiales propuestos, las cargas actuantes (muertas, vivas y sobrecargas) y las combinaciones de carga establecidas en norma para que sea una estructura sismorresistente; esta información ayudo a definir los parámetros base, entre ellos el espectro de respuesta, que resultan esenciales para el desarrollo del diseño sismorresistente de la estructura.

**Tabla 42. Condiciones iniciales**

<b>Categoría</b>	<b>Condiciones Iniciales del Proyecto</b>
<b>Normativas aplicadas</b>	NEC-SE-DS 2021 (diseño sísmico), NEC-SE-CM (cargas), AISC 360-16 y AISC 341-16 (acero estructural).
<b>Zonificación sísmica (Z)</b>	Z = 0.25 (Zona sísmica según NEC para el sector del proyecto).
<b>Tipo de suelo</b>	Suelo tipo E (perfil blando, alta amplificación sísmica).
<b>Geometría arquitectónica</b>	Dos niveles (N3.00 y N4.50), distribución de columnas y vigas según planos estructurales.
<b>Cargas Muertas (CM)</b>	5036.78Kg.
<b>Sobrecarga por granizo</b>	101.97 kg/m <sup>2</sup> (pendiente < 5%).
<b>Cargas concentradas según NEC</b>	Hasta 8.90 kN para elementos estructurales expuestos a trabajo.

Fuente: Elaboración propia

- Se diseñó la estructura metálica de la vivienda unifamiliar aplicando la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y utilizando el método de elementos finitos (FEA), lo que permitió evaluar su comportamiento estructural de manera precisa.

Los resultados obtenidos demuestran la efectividad del modelo propuesto para garantizar la seguridad, resistencia y eficiencia estructural del sistema. Además, se comprobó un desempeño adecuado bajo las combinaciones de carga establecidas por la NEC y normativas internacionales, manteniendo los esfuerzos y deformaciones dentro de los límites permisibles. Finalmente, se presentaron dos alternativas de diseño, ambas validadas mediante simulaciones en software especializado.

- Se realizó el análisis de precios unitarios correspondientes a las alternativas estructurales planteadas (Caso I y Caso II). Los resultados muestran que el Caso II presenta un costo total ligeramente menor en comparación con el Caso I como se muestra en la tabla 43.

**Tabla 43. Cantidades y costos.**

DESCRIPCIÓN	Cantidad	Valor
Caso I	9.672,46 kg.	<b>\$36.047,17</b>
Caso II	9.554,02 kg.	<b>\$35,571.87</b>

Fuente: Elaboración propia

Aunque la diferencia no es significativa, se evidencia que la alternativa estructural con voladizo optimiza el uso del acero, reduciendo la cantidad total de material, el número de placas base y la cantidad de pernos de anclaje requeridos.

En consecuencia, el uso de voladizos representa una opción más eficiente y económica, que además mejora la distribución arquitectónica sin comprometer la seguridad ni la funcionalidad del diseño.

## 7. BIBLIOGRAFÍA.

- Aisc. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings dated and all previous versions Approved by the Committee on Specifications*.
- AISC 341 - 16. (2016). AISC 341 - 16. [www.aisc.org](http://www.aisc.org)
- ASTM A325. (2004). *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts Supersedes the June 23, 2000 Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*. [www.boltcouncil.org](http://www.boltcouncil.org)
- Bobinas, P. Y. (s/f). *PRODUCTOS POR CATEGORÍAS*.
- CEN (2005). *Eurocódigo 3 Reglas generales y reglas para edificación (EN 1993-1-1)*. Bruselas. (s/f).
- COMPANION TO THE AISC STEEL CONSTRUCTION MANUAL Volume 1: Design Examples AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2019a).
- COMPANION TO THE AISC STEEL CONSTRUCTION MANUAL Volume 1: Design Examples AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2019b).
- David, J., Sojos, A., Karla, M., Carrillo, J., Juan, I., & Monsalve, E. C. (s/f). "ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO" PROYECTO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL AUTORES: DIRECTOR: CUENCA-ECUADOR ABRIL 2015.
- Davies, G. A. O. (2003). *The Finite Element Method: a Practical Course*, G.R. Liu and S.S. Quek. Butterworth-Heinemann, Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, UK. 2003. 348pp. Illustrated. £40. ISBN 0-7506-5866-5. *The Aeronautical Journal*, 107(1072), 403–403. <https://doi.org/DOI: 10.1017/S0001924000097281>
- De, N. E., & Construcción, L. A. (s/f). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*. *Dinámica de estructuras*. (s/f).
- Finite Element Method*. (s/f).
- Herbert, P., & Castillo, Y. (s/f). *Resistencia de Materiales 1A*.
- Hernán, I., & Andrade, R. (s/f). *ESTRUCTURAS 1 APUNTES DE CLASE*.
- McCormac, J. C. . (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-22. (s/f).
- NEC-SE-AC, 2015. (2015). *Estructuras de acero*.
- Nilson, A. H. ., & Darwin, David. (1997). *Design of concrete structures*. McGraw-Hill.
- Norma Ecuatoriana, & NEC-15, D. L. C.-. (2015). Reglamento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. En *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Rectangulares. (s/f). *Análisis Comparativo de Métodos Tradicionales con el Método de los Elementos Finitos en Placas*.
- Reservados, D., Saúl, ©, & Godínez, D. (2008). *Manual de Diseño y Cálculo de Estructuras Saúl Díaz Godínez*.
- Senthilkumar, M. (2002). *The Finite Element Method: A Practical Course*.

*Structural Analysis SI Edition.* (s/f).

YC, Steligence, Esch, alzette, & Luxembourg. (s/f). *ArcelorMittal Europe-Long Products  
Profils et Aciers Marchands Sections and Merchant Bars Profil-und Stabstahl  
Main menu.* [https://worldsteel.org/wp-content/uploads/worldsteel\\_eco-profiles\\_global-sections-2022\\_Construction-1.pdf](https://worldsteel.org/wp-content/uploads/worldsteel_eco-profiles_global-sections-2022_Construction-1.pdf)

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., & Zhu, J. Z. (s/f). *The Finite Element Method: Its Basis  
and Fundamentals Sixth edition.* [www.cimne.upc.es](http://www.cimne.upc.es)

## 8. ANEXOS

**Anexo 1.** Cargas consideradas en cubierta según NEC y especificaciones del proyecto

Descripción	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
1.1.1 Sobrecarga Muerta	
Peso de acabados en cubierta	10
1.1.2 Carga Viva	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	71.38
1.1.3 Sobrecarga Viva - Granizo	
Cubierta con pendiente menor al 5%	101.97

**Anexo 2.** Cargas de diseño para cubiertas según uso y normativa NEC-SE-CON

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	—
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	—
Jardinería o patios de reunión	4.80	—
Propósitos especiales	i	i
Toldos y carpas		
Lona sobre estructura ligera	0.24 (no reducible)	—
Todas las demás	1.00	—
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		
Miembros estructurales bajo cubiertas industriales	—	8.90
Bodegas, talleres y similares	—	1.40
Todos los otros usos	—	1.40
Superficies de cubiertas con mantenimiento de trabajadores	—	i

**Anexo 3.** Factores de irregularidad y cortante basal para el análisis sísmico de la estructura

Irregularidades	Valor
Irregularidad en planta	0.90
Irregularidad en elevación	1.00
Cortante basal (V)	0.120555556 W