



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE CUBIERTA METÁLICA SOSTENIBLE PARA USO
DEPORTIVO EN LA URBANIZACIÓN VILLA ESPAÑA ETAPA MALLORCA**

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

AUTORES: GEOVANNY ANTONIO PONCE MOSQUERA

DAYGOR ELYAN BAYAS CHAMPANG

TUTOR: ING. FABIÁN ALBERTO MACAS JARAMILLO, MGS.

GUAYAQUIL-ECUADOR

2025


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

Nosotros, Geovanny Antonio Ponce Mosquera con documento de identificación N° 0927253559 y Daygor Elyan Bayas Champang con documento de identificación N° 0953225166; manifestamos que:


Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 31 de julio del 2025

Atentamente,



Geovanny Antonio Ponce Mosquera
C.I. 0927253559



Daygor Elyan Bayas Champang
C.I. 0953225166

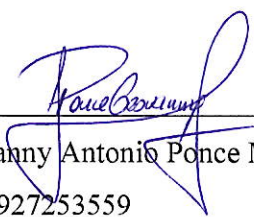
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Geovanny Antonio Ponce Mosquera con documento de identificación N° 0927253559 y Daygor Elyan Bayas Champang con documento de identificación N° 0953225166, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del proyecto técnico: DISEÑO DE CUBIERTA METÁLICA SOSTENIBLE PARA USO DEPORTIVO EN LA URBANIZACIÓN VILLA ESPAÑA ETAPA MALLORCA, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

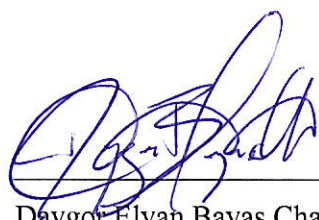
En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 31 de julio del 2025

Atentamente,



Geovanny Antonio Ponce Mosquera
C.I. 0927253559



Daygor Elyan Bayas Champang
C.I. 0953225166

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, FABIÁN ALBERTO MACAS JARAMILLO; con documento de identificación N° 0704808625, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi autoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE CUBIERTA METÁLICA SOSTENIBLE PARA USO DEPORTIVO EN LA URBANIZACIÓN VILLA ESPAÑA ETAPA MALLORCA, realizado por Geovanny Antonio Ponce Mosquera con documento de identificación N° 0927253559 y por Daygor Elyan Bayas Champang con documento de identificación N° 0953225166, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 31 de julio del 2025

Atentamente,



Ing. Fabián Alberto Macas Jaramillo, MGS.

AGRADECIMIENTOS

Nuestro trabajo de titulación simboliza no únicamente el final de una etapa académica, sino también el producto de un proceso complejo con un sin número de aprendizajes, desafíos y valiosa comitiva de por medio que han significado un alto impacto en nuestra formación como ingenieros civiles.

Nada fuera posible sin Dios por delante, porque gracias a él todo lo imposible se vuelve posible, por aquello queremos agradecer infinitamente a Dios, origen de nuestra fortaleza, sabiduría y orientación permanente en cada etapa de nuestras vidas. Su presencia ha sido crucial para mantenernos sólidos en los instantes de incertidumbre, recalando a la vez su gracia, la cual ha sostenido nuestras fortalezas cuando las fuerzas parecían agotarse. Este logro es, en primer lugar, un reflejo de su lealtad, bondad e infinita misericordia.

De igual forma manifestamos nuestro más profundo agradecimiento a nuestro tutor de tesis, el Ing. Fabián Macas, por su constante orientación, su vocación profesional y por ofrecernos su tiempo valioso, experiencia y criterio técnico en cada fase del desarrollo de este proyecto. Su guía ha sido esencial para lograr las metas establecidas.

Agradecemos también, de forma muy exclusiva, a todas y cada una de las personas que nos brindaron su respaldo desde el inicio. Familiares, amigos, docentes y compañeros de estudios que, a través de palabras de apoyo, consejos y ayuda generosa, hicieron más sencillo este proceso. Cada acto, aunque sea mínimo, tuvo un excelso significado para nosotros.

Finalmente, reconocemos los desafíos que la vida nos interpuso en el trayecto de esta travesía. Fueron periodos de adversidades que, en lugar de detenernos, robustecieron nuestras

personalidades, nuestros valores y vocación por nuestra noble profesión. Mediante el esfuerzo y la tenacidad, entendimos que cada dificultad también representa una oportunidad para progresar y vencer.

A todos ustedes, y por sobre todas las cosas a Dios: gratitud infinita.

Geovanny Ponce, Daygor Bayas

DEDICATORIA

A Dios, por haber estado conmigo desde principio a fin en esta etapa de mi vida, por enseñarme que no siempre se trata de lo que quiera para mí, sino de confiar en los tiempos y planes que Él, en su infinita misericordia y sabiduría, ha preparado para mí, porque, aunque aquellos a veces suelen ser incomprensibles, siempre terminan resultando perfectos. Gracias por sostenerme avante en mis momentos de debilidad, por ser luz en medio de toda oscuridad y por la divina paz en cada tormenta.

A mis padres Giovanni y Gina, por ser ese ejemplo constante de esfuerzo, vocación, compromiso y responsabilidad. Por inculcarme, más allá de las palabras, los principios que me mantienen en el presente. Cada avance realizado en esta carrera lleva indudablemente impreso su sacrificio y confianza inquebrantable en mí.

A mis hermanos Maxi y Mercedes, quienes han representado mi fuente inagotable diaria de motivación y superación. Ustedes fueron, sin darme cuenta, ese impulso extra que requería en las situaciones más difíciles. Gracias por ser mi energía sostenible.

A mis abuelos, especialmente a mi abuelo querido Marcos, responsable directo del legado de sabiduría, humildad y principios inquebrantables, a pesar de que ya no estés físicamente entre nosotros, tu aura espiritual ha sido clave en este logro conseguido, esto debido a que el solo hecho de pensarte en los momentos más caóticos de mi vida, me ha hecho vencer aun sintiéndome ya vencido.

A mi pareja Laury, sería un irracional y completo injusto el no dedicarte este logro, quien, con su apoyo incondicional desinteresado, ha estado conmigo compartiendo mis alegrías, mis tristezas, mis altas y mis bajas, gracias por tener la plena certeza y creer en mí incluso cuando yo dudaba, por estar presente inagotablemente en este proceso con amor y comprensión. Llegaste a mi vida sin saber que llegarías a ser mi todo, en consecuencia, de aquello tu compañía fue mi columna principal, causa principal del que yo hoy por hoy sea un roble.

Finalmente, a mi tutor de tesis, el Ing. Fabián Macas, por su guía constante y paciente, así mismo por su conocimiento compartido y su compromiso con mi formación académica. Su apoyo fue fundamental para finalizar este trabajo.

A cada uno de ustedes dedico este logro, con una gratitud abismal y efusiva.

Geovanny Antonio Ponce Mosquera

DEDICATORIA

Estoy agradecido por contar con el apoyo de mis padres, conmigo por no rendirme cuando todo parecía cuesta arriba por confiar en mis capacidades incluso en medio del cansancio, por cada desvelo, cada duda y cada paso firme hacia esta meta.

Hoy celebro mi esfuerzo, mi constancia, mi determinación en este camino es el reflejo del compromiso que tengo conmigo y con mis sueños, porque si algo he aprendido, es que cuando uno cree en sí mismo, no hay meta inalcanzable.

Daygor Elyan Bayas Champang

RESUMEN

Hoy en día, la sostenibilidad es un pilar esencial en la construcción civil, el presente trabajo de titulación plantea el Diseño de una Cubierta Metálica Sostenible en las Canchas Deportivas de la Urbanización Villa España Etapa Mallorca que prioriza normas técnicas, funcionalidad estructural y energética. Se considera que las cubiertas metálicas son componentes esenciales para la eficiencia energética así mismo a la durabilidad de los edificios, particularmente en áreas urbanas con elevada exposición solar y requeridas de confort térmico.

El objetivo principal fue desarrollar el diseño de la cubierta metálica sostenible mediante el uso de normativas vigentes, que proporcione máxima protección solar, a su vez que minimice el consumo energético, esto mediante la implementación de paneles solares, contribuyendo así al bienestar de los residentes además de la sostenibilidad de la infraestructura que estará destinada a brindar una solución eficiente, funcional y ambientalmente responsable en proyectos infraestructurales sismorresistentes.

La metodología empleada combinó el modelado estructural en el software especializado Etabs en donde se aplicaron criterios de diseño según normativas locales e internacionales, respondiendo adecuadamente a las exigencias sísmicas del contexto local, garantizando estabilidad, rigidez y seguridad estructural sin comprometer la sostenibilidad.

Los resultados mostraron que la alternativa seleccionada satisface los criterios de diseño sismorresistente, mejora el comportamiento térmico y disminuye la huella de carbono en comparación con soluciones tradicionales. La incorporación de paneles solares, así como la modulación eficiente de elementos estructurales contribuyeron a una solución viable técnica y eficiente.

En conclusión, el diseño planteado no solo satisface los requerimientos estructurales requeridos, sino que también evidencia ser una alternativa sostenible, replicable y ajustable a diversas escalas de construcción, representando un aporte significativo para el avance de infraestructuras más consciente con el entorno.

Palabras claves: sostenibilidad, normas técnicas, eficiencia energética, confort térmico

ABSTRACT

Nowadays, sustainability is an essential pillar in civil construction. This degree project proposes the Design of a Sustainable Metal Roof for the Sports Courts of the Villa España Etapa Mallorca Urbanization, which prioritizes technical standards, structural and energetic functionality. It is considered that metal roofs are essential components for energy efficiency as well as for the durability of buildings, particularly in urban areas with high solar exposure and thermal comfort requirements.

The main objective was to develop the design of the sustainable metal roof through the use of current regulations, providing maximum solar protection, while minimizing energy consumption, this through the implementation of solar panels, thus contributing to the welfare of residents in addition to the sustainability of the infrastructure that will be intended to provide an efficient, functional and environmentally responsible solution in seismic-resistant infrastructure projects.

The methodology used combined structural modeling in the specialized software Etabs, where design criteria were applied according to local and international standards, responding adequately to the seismic requirements of the local context, ensuring stability, stiffness and structural safety without compromising sustainability.

The results showed that the selected alternative meets the seismic-resistant design criteria, improves thermal performance and reduces the carbon footprint compared to traditional solutions. The incorporation of solar panels as well as the efficient modulation of structural elements contributed to a technically feasible and efficient solution.

In conclusion, the proposed design not only satisfies the required structural requirements, but also proves to be a sustainable alternative, replicable and adjustable to different construction scales, representing a significant contribution to the advancement of more environmentally conscious infrastructures.

Keywords: sustainability, technical standards, energy efficiency, thermal comfort

Índice de Contenido

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO I | 1 |
| Generalidades..... | 1 |
| 1 Introducción..... | 1 |
| 1.1 Problema de Estudio | 2 |
| 1.2 Justificación | 4 |
| 1.3 Objetivo..... | 5 |
| <i>1.3.1 Objetivo General.....</i> | <i>5</i> |
| <i>1.3.2 Objetivos Específicos</i> | <i>5</i> |
| 1.4 Geografía..... | 6 |
| <i>1.4.1 Ubicación Geográfica.....</i> | <i>6</i> |
| <i>1.4.2 Aspectos Geográficos.....</i> | <i>9</i> |
| CAPÍTULO II | 10 |
| 2 Hipótesis de Investigación | 10 |
| 2.1 Marco Teórico..... | 10 |
| <i>2.1.1 Responsabilidades del Ingeniero Estructuralista</i> | <i>10</i> |
| <i>2.1.2 Las Computadoras y el Diseño del Acero Estructural</i> | <i>12</i> |
| <i>2.1.3 Durabilidad de las Estructuras de Acero</i> | <i>13</i> |
| <i>2.1.4 Ventajas y Desventajas de las Estructuras Metálicas</i> | <i>13</i> |
| <i>2.1.5 Elementos de una Cubierta Metálica.....</i> | <i>14</i> |
| <i>2.1.6 Sistemas de Protección del Acero.....</i> | <i>16</i> |
| <i>2.1.7 Características de la Sostenibilidad en Cubiertas Metálicas</i> | <i>17</i> |
| <i>2.1.8 Beneficios de la Sostenibilidad en Cubiertas Metálicas.....</i> | <i>17</i> |

| | | |
|--------------|---|----|
| 2.1.9 | <i>Impacto de las Estrategias de Eficiencia Energética</i> | 17 |
| 2.1.10 | <i>Aceros Empleados en Estructuras Metálicas</i> | 18 |
| 2.1.11 | <i>Tipos de Estructuras de Acero</i> | 19 |
| 2.1.12 | <i>Métodos de Diseño y Especificaciones</i> | 20 |
| 2.1.13 | <i>Cargas</i> | 21 |
| 2.1.14 | <i>Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD)</i> | 39 |
| 2.1.15 | <i>Resistencia Nominal</i> | 40 |
| 2.1.16 | <i>Símbolos y Notación para las Combinaciones de Cargas</i> | 40 |
| 2.1.17 | <i>Combinaciones de Carga para el Método LRFD</i> | 40 |
| 2.1.18 | <i>Cálculo de las Cargas Combinadas con las Expresiones de LRFD</i> | 41 |
| 2.1.19 | <i>Placa Base</i> | 42 |
| CAPÍTULO III | | 46 |
| 3 | Metodología | 46 |
| 3.1 | Descripción y Consideraciones Iniciales de la Estructura | 46 |
| 3.1.1 | <i>Panel Solar Fotovoltaico</i> | 48 |
| 3.1.2 | <i>Estilpanel AR-2000</i> | 50 |
| 3.2 | Cargas de Diseño Aplicadas | 51 |
| 3.2.1 | <i>Cálculo de Carga Viva (Roof Live)</i> | 51 |
| 3.2.2 | <i>Cálculo de Carga Muerta</i> | 52 |
| 3.2.3 | <i>Cálculo de Carga de Viento</i> | 53 |
| 3.2.4 | <i>Cálculo de Carga Sísmica</i> | 56 |
| 3.3 | Introducción de las Combinaciones de Carga en Etabs. | 60 |
| 3.4 | Predimensionamiento de los Elementos Estructurales | 61 |

| | | |
|------------------|---|-----|
| 3.4.1 | <i>Dimensionamiento de la Estructura en Autocad</i> | 61 |
| 3.4.2 | <i>Predimensionamiento de Correas</i> | 62 |
| 3.4.3 | <i>Deformación Máxima Admisible</i> | 66 |
| 3.4.4 | <i>Predimensionamiento de Vigas</i> | 66 |
| 3.4.5 | <i>Predimensionamiento de Columnas</i> | 69 |
| 3.4.6 | <i>Predimensionamiento de las Diagonales</i> | 70 |
| 3.5 | <i>Creación de Secciones y Aplicación de Cargas</i> | 74 |
| 3.5.1 | <i>Creación de las Correas</i> | 76 |
| 3.5.2 | <i>Creación de la Correa de Refuerzo Estructural</i> | 77 |
| 3.5.3 | <i>Creación de las Vigas</i> | 78 |
| 3.5.4 | <i>Creación de las Columnas</i> | 79 |
| 3.5.5 | <i>Creación de las Diagonales</i> | 80 |
| 3.5.6 | <i>Asignación de las secciones</i> | 81 |
| 3.5.7 | <i>Aplicación de Cargas</i> | 83 |
| 3.6 | <i>Cálculo Placa Base</i> | 88 |
| 3.6.1 | <i>Dimensiones de la Placa Base y Pedestal con Mx</i> | 92 |
| 3.6.2 | <i>Dimensiones de la Placa Base y Pedestal con My</i> | 93 |
| | | 93 |
| CAPÍTULO IX..... | | 96 |
| 4 | <i>Análisis de Resultados</i> | 96 |
| 4.1 | <i>Verificación de Modal de Vibración</i> | 96 |
| 4.2 | <i>Verificación de Derivas</i> | 101 |
| 4.3 | <i>Verificación de Deflexión</i> | 104 |

| | | |
|-------------------|--|-----|
| 4.4 | Diagrama de Momento, Cortante y Axial..... | 106 |
| 4.5 | Análisis Estructural..... | 111 |
| CAPÍTULO V..... | | 118 |
| 5 | Conclusiones y Recomendaciones..... | 118 |
| 5.1 | Conclusiones..... | 118 |
| 5.2 | Recomendaciones..... | 119 |
| Bibliografía..... | | 120 |
| Anexos..... | | 123 |

Índice de Ilustración

| | |
|---|----|
| Ilustración 1 Mapa Geográfico de las canchas deportivas de la urbanización Villa España Etapa Mallorca | 6 |
| Ilustración 2 Dimensiones de la estructura..... | 6 |
| Ilustración 3 Medición del área con cinta métrica | 7 |
| Ilustración 4 Canchas deportivas Villa España Etapa Mallorca..... | 8 |
| Ilustración 5 Localización concreta del área del proyecto | 8 |
| Ilustración 6 Techumbres (Plancha metálica) y correas..... | 15 |
| Ilustración 7 Elementos de una cubierta metálica | 15 |
| Ilustración 8 Secciones de los diferentes tipos de perfiles | 19 |
| Ilustración 9 Tipo de estructuras de acero | 20 |
| Ilustración 10 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.. | 30 |
| Ilustración 11 Valores de $\emptyset EI$ y $\emptyset PI$ bajo la configuración estructural recomendada | 37 |
| Ilustración 12 Placas base para columnas..... | 42 |
| Ilustración 13 Placa base..... | 43 |
| Ilustración 14 Altura y distancia entre columnas | 47 |
| Ilustración 15 Panel solar Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC | 49 |
| Ilustración 16 Estilpanel AR-2000..... | 51 |
| Ilustración 17 Cargas de viento en vigas y columnas (barlovento/sotavento) | 55 |
| Ilustración 18 Espectro de diseño parte 1/2..... | 58 |
| Ilustración 19 Espectro de diseño parte 2/2..... | 59 |
| Ilustración 20 Espectros de aceleraciones resultantes..... | 60 |

| | | |
|-----------------------|---|----|
| Ilustración 21 | Combinaciones de carga en Etabs | 61 |
| Ilustración 22 | Dimensionamiento de la Estructura vista frontal 2D | 62 |
| Ilustración 23 | Datos del tubo de acero estructural rectangular elegido | 64 |
| Ilustración 24 | Representación de las dimensiones del tubo estructural | 64 |
| Ilustración 25 | Tubo estructural rectangular..... | 65 |
| Ilustración 26 | Datos de la correa de refuerzo estructural perfil laminado IPE 200 | 65 |
| Ilustración 27 | Datos del perfil laminado IPE 550 | 67 |
| Ilustración 28 | Representación de las dimensiones de la viga IPE 550 | 68 |
| Ilustración 29 | Perfil laminado IPE 550 | 68 |
| Ilustración 30 | Diagrama moment 3-3..... | 70 |
| Ilustración 31 | Element Forces-Beam | 71 |
| Ilustración 32 | Valores de la fuerza axial máxima y mínima..... | 72 |
| Ilustración 33 | Ficha técnica NOVACERO/ varilla microaleada..... | 73 |
| Ilustración 34 | Define/ Section Properties/ Frame Sections..... | 74 |
| Ilustración 35 | Add New Property..... | 75 |
| Ilustración 36 | Creación de las correas con sus datos respectivos | 76 |
| Ilustración 37 | Creación de la correa de refuerzo estructural IPE 200 con sus datos respectivos..... | 77 |
| Ilustración 38 | Creación de las vigas IPE 550 con sus datos respectivos | 78 |
| Ilustración 39 | Creación de las columnas con sus datos respectivos..... | 79 |
| Ilustración 40 | Creación de la varilla microaleada con sus datos respectivos..... | 80 |
| Ilustración 41 | Assign/ Frame/ Frame Sections..... | 81 |
| Ilustración 42 | Asignación de las secciones a la estructura..... | 82 |

| | |
|--|----|
| Ilustración 43 Estructura con las secciones asignadas | 82 |
| Ilustración 44 Assign/ Frame Loads/ Distributed..... | 83 |
| Ilustración 45 Introducción del valor de la carga scp..... | 84 |
| Ilustración 46 Vista de la carga scp aplicada a la estructura | 84 |
| Ilustración 47 Introducción del valor de la carga viva (Live Roof) | 85 |
| Ilustración 48 Vista de la carga viva (Live Roof) aplicada a la estructura | 85 |
| Ilustración 49 Introducción del valor de la carga de viento barlovento para pórticos internos..... | 86 |
| Ilustración 50 Introducción del valor de la carga de viento sotavento para pórticos internos..... | 86 |
| Ilustración 51 Introducción del valor de la carga de viento barlovento para pórticos externos..... | 87 |
| Ilustración 52 Introducción del valor de la carga de viento sotavento para pórticos externos..... | 87 |
| Ilustración 53 Vista de las cargas de viento aplicada a la estructura | 88 |
| Ilustración 54 Display/ Force/Stress Diagrams/ Support/Spring Reactions..... | 89 |
| Ilustración 55 Reactions | 89 |
| Ilustración 56 Valores de Fz, Mx y My de las reacciones en las columnas | 90 |
| Ilustración 57 Dimensiones de la placa base y pedestal con Mx | 92 |
| Ilustración 58 Dimensiones de la placa base y pedestal con My | 93 |
| Ilustración 59 Diseño de la placa base con Mx | 94 |
| Ilustración 60 Diseño de la placa base con My | 95 |
| Ilustración 61 Primer modal de vibración | 96 |

| | | |
|-----------------------|---|-----|
| Ilustración 62 | Segundo modal de vibración | 97 |
| Ilustración 63 | Tercer modal de vibración..... | 98 |
| Ilustración 64 | Cuarto modal de vibración | 99 |
| Ilustración 65 | Quinto modal de vibración..... | 100 |
| Ilustración 66 | Sexto modal de vibración..... | 101 |
| Ilustración 67 | Gráfica de la deriva elástica máxima en "X" y "Y" | 102 |
| Ilustración 68 | Valores máximos de las derivas en "X" y "Y" | 103 |
| Ilustración 69 | Deflexión en la estructura | 104 |
| Ilustración 70 | Valores de la deflexión real..... | 105 |
| Ilustración 71 | Diagrama M 2-2 | 106 |
| Ilustración 72 | Diagrama M 3-3 | 107 |
| Ilustración 73 | Diagrama de cortante "Shear 2-2" | 108 |
| Ilustración 74 | Diagrama de cortante "Shear 3-3" | 109 |
| Ilustración 75 | Diagrama fuerza axial | 110 |

Índice de Tablas

| | | |
|-----------------|---|----|
| Tabla 1 | Cargas muertas típicas para algunos materiales comunes para edificios..... | 23 |
| Tabla 2 | Cargas viva para una cubierta metálica según su clasificación | 24 |
| Tabla 3 | Coefficiente de corrección σ | 26 |
| Tabla 4 | Determinación del factor de entorno C_e | 27 |
| Tabla 5 | Determinación del factor de forma C_f | 28 |
| Tabla 6 | Determinación simplificada del factor de forma C_f | 29 |
| Tabla 7 | Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada..... | 31 |
| Tabla 8 | <i>Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico</i> | 31 |
| Tabla 9 | Tipo de suelo y Factores de sitio F_a | 33 |
| Tabla 10 | Tipo de suelo y Factores de sitio F_d | 33 |
| Tabla 11 | Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s | 34 |
| Tabla 12 | Valores de “ η ” dependiendo de la ubicación geográfica | 34 |
| Tabla 13 | Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación..... | 35 |
| Tabla 14 | Factor I dependiendo del tipo de uso, destino e importancia..... | 36 |
| Tabla 15 | Coefficientes " C_t " y " α " dependiendo del tipo de edificación | 39 |
| Tabla 16 | Símbolos utilizados en las ecuaciones de combinaciones de cargas | 40 |
| Tabla 17 | Combinaciones de carga | 41 |
| Tabla 18 | Datos técnicos del panel solar Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC48 | |
| Tabla 19 | Datos técnicos del Estilpanel AR-2000 | 50 |
| Tabla 20 | Carga viva (Roof Live)..... | 51 |

| | |
|---|----|
| Tabla 21 Cargas permanentes de diseño | 52 |
| Tabla 22 Variables y valores requeridos para el cálculo de la presión del viento | 54 |
| Tabla 23 Cargas lineales del viento | 55 |
| Tabla 24 Datos para el cálculo de la carga sísmica..... | 56 |
| Tabla 25 Valores Máximos de las reacciones en las columnas | 91 |
| Tabla 26 Datos para plantilla diseño de placa base | 91 |

CAPÍTULO I

Generalidades

1 Introducción

Hoy en día, la práctica deportiva al aire libre se ve expuesta a diferentes situaciones climatológicas, pero la que mayor afecta e interfiere en los deportistas es la de la radiación solar elevada, temperaturas altas que perjudican de forma irreparable al desempeño físico de los atletas hasta en su bienestar, pasando por los complicados problemas de deshidratación, de la misma manera incluyendo a los golpes de calor e incluso a enfermedades cutáneas. Según diversos estudios, la exposición prolongada a la radiación ultravioleta (UV) no solo incrementa el riesgo de desarrollar cáncer de piel, sino que también influye negativamente en el desempeño cognitivo y físico de los atletas.

La respuesta eficiente a esta problemática consiste en la implementación de diseños de cubiertas metálicas sostenibles. Esta opción representa una solución eficaz para mejorar las condiciones de los espacios o áreas deportivas que se encuentran al aire libre. Además de su función principal de proteger de las inclemencias del tiempo y las condiciones ambientales, dichas estructuras pueden diseñarse en función de los principios de sostenibilidad y eficiencia energética. La industria deportiva puede beneficiarse enormemente de la integración de la energía solar y la adopción de recursos renovables ya que el consumo de electricidad se reduce y, como consecuencia, también el impacto ambiental, alineándose con los objetivos de desarrollo sostenible y la optimización de recursos en la construcción (Solstice Solar, 2024).

El presente estudio tiene como objetivo el diseño de una cubierta metálica sostenible para las canchas deportivas de la urbanización Villa España, Etapa Mallorca. La investigación busca desarrollar una estructura que proporcione la máxima protección solar, garantice la resistencia a cargas estructurales y climáticas, y optimice el consumo energético mediante el uso de tecnologías limpias. Para ello, se utilizará el software de modelado Etabs, con el fin de evaluar el comportamiento estructural y térmico del diseño propuesto.

Asimismo, servirá como referencia para futuros proyectos de cubiertas metálicas en espacios deportivos, estableciendo un modelo replicable que combine funcionalidad, seguridad y respeto por el medio ambiente.

1.1 Problema de Estudio

Realizar actividad física a plena luz del día no siempre resulta beneficioso para la salud. La luz solar, además de transmitirnos energías y vitaminas, también irradia rayos ultravioletas (UV) que actúan como balas letales hacia la piel, por ello el doctor Enrique Uraga menciona lo siguiente:

“El impacto benéfico lo tienen, actúan en la producción de ciertas sustancias que el cuerpo necesita (los rayos UV) pero su impacto negativo es muy serio. Porque si usted recibe la luz lumínica, que no solamente está en el sol, sino que también en ciertas lámparas, etc., esa luz va a provocar ciertos factores negativos como son quemaduras solares, arrugas, verrugas y lo más importante es la aparición de cáncer de piel. Y ese cáncer de piel que está influido por la

luz solar es de mediano a muy grave. Muchas veces pensamos que el cáncer de piel no es dañino porque no es un cáncer de pulmón, pero no, el cáncer de piel mata” (Albuja, 2018).

Las altas temperaturas en muchos países del mundo durante el verano, especialmente cuando van acompañadas de humedad, obstaculizan el rendimiento atlético, particularmente en deportes de resistencia. La razón es clara: mientras se realiza cualquier ejercicio, el cuerpo aumenta la temperatura y utiliza la piel y la sudoración para evaporar agua y enfriarse. Por lo tanto, las personas que practican deportes recreativos en temperaturas extremadamente altas tienen más riesgos de sufrir deshidratación o cualquier enfermedad relacionada con el calor.

En general, hacer ejercicio en calor extremo puede llevar a la deshidratación, que es la pérdida de agua y electrolitos a través del sudor, lo que impacta negativamente en el rendimiento atlético y aumenta las posibilidades de sufrir una lesión. Sin embargo, si la exposición es demasiado prolongada, puede ocurrir un golpe de calor, que es una condición médica seria que sucede cuando el cuerpo no puede controlar su temperatura en temperaturas extremadamente altas, lo que conlleva a perder el sentido de la dirección, pérdida de coordinación y en sus formas extremas, las personas pueden considerar que han perdido predominantemente la conciencia esto quiere decir que la toma de decisiones, tiempos de reacción y concentración pueden deteriorarse, lo que influye en deportes que requieren precisión y rapidez mental, como el fútbol, y el baloncesto. Según algunos estudios, el calor puede conducir a una disminución del 10-15% del rendimiento (Libertad Digital, 2024).

1.2 Justificación

Las cubiertas metálicas son una opción estructural eficaz al momento de requerir soluciones innovadoras que no solo garanticen la funcionalidad y la seguridad, sino que también sean sostenibles y eficientes. El diseño de una cubierta metálica para dicha residencia es una oportunidad clave para abordar los desafíos del cambio climático, la eficiencia energética y el bienestar de sus habitantes, pero su diseño debe ir más allá de la simple protección contra las inclemencias del tiempo. La protección solar se convierte en un factor esencial en áreas con altas temperaturas, ya que previene el sobrecalentamiento de la cancha sintética, prolonga su vida útil y mejora la comodidad de los jugadores. Además, una cubierta diseñada para ser energéticamente eficiente reduce la necesidad de iluminación artificial lo que contribuye a la reducción de costos operativos y al ahorro energético.

Por otro lado, el diseño debe ser sostenible, minimizando el impacto ambiental de la construcción y, en lo posible, incorporando tecnologías limpias como paneles solares para aprovechar la energía renovable. Esto no solo mejora la eficiencia de la instalación, sino que también contribuye a los objetivos globales de sostenibilidad y reducción de la huella de carbono. El proyecto contribuirá al bienestar de los habitantes de la urbanización Villa España, proporcionando un espacio deportivo cómodo, seguro y accesible, al mismo tiempo que representa un modelo de infraestructura moderna y responsable con el medio ambiente. Así mismo, esta investigación puede servir como base para futuros proyectos similares, donde el diseño de cubiertas metálicas sostenibles se convierta en una práctica estándar en la construcción de instalaciones deportivas urbanas.

1.3 Objetivo

1.3.1 Objetivo General

Diseñar una cubierta metálica sostenible mediante el uso de la normativa NEC-15 para las canchas deportivas de la urbanización Villa España Etapa Mallorca, que proporcione la máxima protección solar y minimice el consumo energético, contribuyendo así al bienestar de los residentes, además de que cumpla los requerimientos sismorresistentes.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Diseñar la estructura metálica de la cubierta, incorporando soluciones viables y eficientes de protección solar para minimizar el sobrecalentamiento de la cancha y garantizar bajo las normativas aplicables la resistencia adecuada a las cargas sísmicas y de uso.
- Incorporar soluciones de eficiencia energética en el diseño de la cubierta metálica, como el uso de paneles solares, para reducir así el consumo de energía y mejorar la sostenibilidad de la infraestructura.
- Simular el comportamiento estructural y térmico de la cubierta utilizando el software de modelado Etabs, para corroborar la eficiencia del diseño en términos de resistencia y confort.

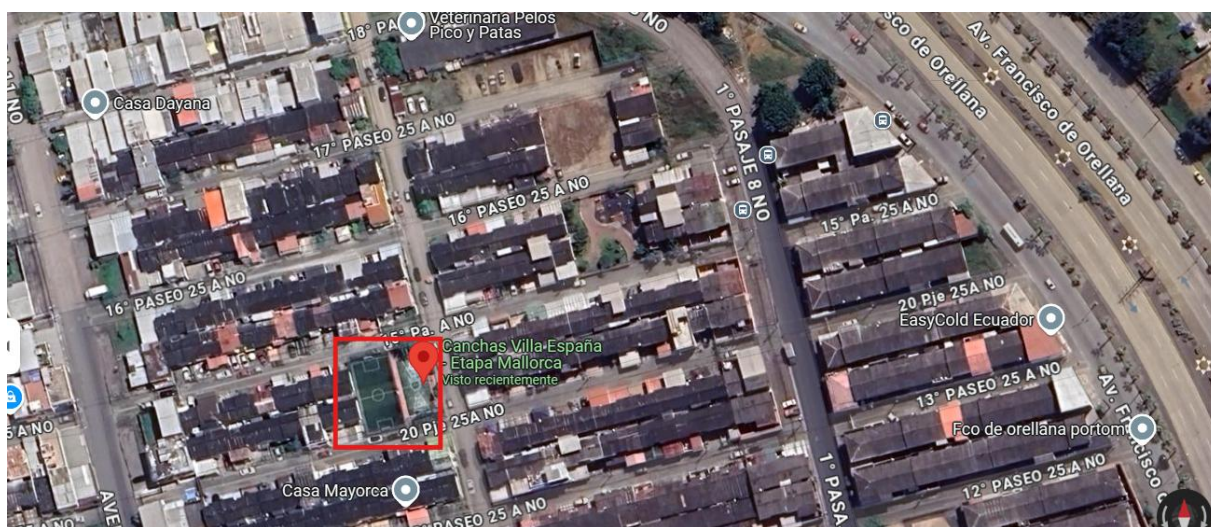
1.4 Geografía

1.4.1 Ubicación Geográfica

El presente trabajo de titulación se vio efectuado en la urbanización Villa España Etapa Mallorca, específicamente en el área comprendida de sus canchas deportivas, la misma que se encuentra situada al noroeste de la ciudad de Guayaquil, perteneciente a la provincia del Guayas, en la región costera del Ecuador. Esta zona se encuentra dentro de la parroquia Tarqui, una de las más amplias y urbanizadas del cantón Guayaquil.

Ilustración 1

Mapa Geográfico de las canchas deportivas de la urbanización Villa España Etapa Mallorca

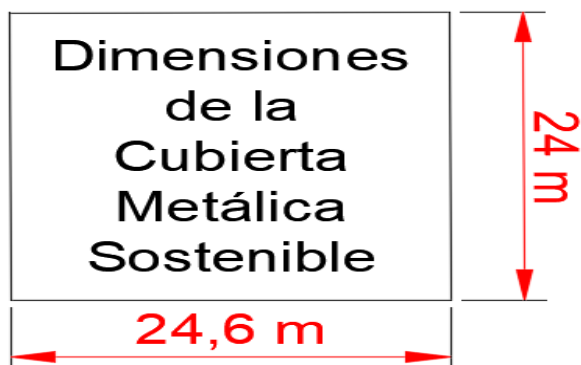


Nota. Adaptada de Google Earth Pro, 2024.

Las canchas de la urbanización son de prácticas deportivas de básquet y futbol en conjunto, las cuales comprenden un área total de 590,40 m², en la cual la estructura poseerá un ancho de 24,60 m y un largo de 24 m.

Ilustración 2

Dimensiones de la estructura



Nota. Elaborado por autores en autocad, 2025.

Ilustración 3

Medición del área con cinta métrica



Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ilustración 4

Canchas deportivas Villa España Etapa Mallorca



Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ilustración 5

Localización concreta del área del proyecto



Nota. Adaptada de Google Earth Pro, 2024.

Geográficamente, la urbanización Villa España se encuentra situada entre las coordenadas aproximadas de 2°04'41"S de latitud y 79°55'06"W de longitud, con una elevación de 18 msnm, estos datos referenciales fueron obtenidos mediante el programa "Google Earth Pro". Limita al norte con la vía a Daule, al sur con la avenida León Febres-Cordero, al este con urbanizaciones del sector como La Joya, y al oeste con la extensión de zonas residenciales y comerciales de La Aurora.

El acceso al lugar se lleva a cabo principalmente a través de la vía a Daule, una vía de gran flujo de vehículos que une grandes núcleos urbanos y centros de logística. Además, el sector dispone de una infraestructura fundamental sólida, tales como redes de electricidad, suministro de agua potable, sistemas de drenaje sanitario y pluvial, además de acceso a servicios de telecomunicaciones y transporte público.

1.4.2 Aspectos Geográficos

El terreno correspondiente a Villa España, presenta una topografía mayoritariamente plana, con leves pendientes que promueven el crecimiento de urbanizaciones planificadas. Esta condición facilita una ejecución más eficiente de obras civiles, en particular en proyectos de infraestructura vial, estructural y sanitaria.

CAPÍTULO II

2 Hipótesis de Investigación

El diseño de una cubierta metálica sostenible para las canchas deportivas de la Urbanización Villa España Etapa Mallorca, permitirá mejorar el bienestar de los usuarios al proporcionar una estructura segura y resistente, que a su vez brinde una protección eficiente contra la radiación solar y el sobrecalentamiento, que al mismo tiempo reducirá el consumo energético mediante la incorporación de soluciones sustentables como paneles solares, optimizando así la sostenibilidad y funcionalidad de la infraestructura deportiva.

- Variable dependiente: Cubierta Metálica sostenible para las canchas deportivas de la Urbanización Villa España Etapa Mallorca
- Variable independiente: Diseño estructural mediante el uso del software especializado Etabs basado en la respectiva norma para la construcción de estructuras metálicas.

2.1 Marco Teórico

2.1.1 Responsabilidades del Ingeniero Estructuralista

Un ingeniero estructuralista debe formarse a fin de que sea capaz de asignar y proporcionar todas las partes de las estructuras de tal manera que puedan ensamblarse de manera eficaz, que posean la debida resistencia suficiente para evitar su colapso, que sean relativamente económicas y que cumpla con el Plan de Garantía de Calidad (PAC) (ANSI, 2009). A continuación, se examinarán brevemente estos conceptos (LanammeUCR, 2022).

2.1.1.1 Seguridad.

Los cálculos estructurales deben garantizar la estabilidad y funcionalidad considerando no solo las cargas operativas habituales, sino también eventos extraordinarios como terremotos (AICE, 2024), adicional no sólo debe soportar con seguridad las cargas impuestas, sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas ni alarmen a los ocupantes o causan grietas de aspecto desagradable en ella (Jack & Stephen, 2012).

2.1.1.2 Costo.

El Ingeniero estructurista siempre debe tener en mente la posibilidad de reducir los costos de la construcción sin sacrificar la resistencia. Normalmente se recurre a el uso de elementos de tamaño estándar, conexiones y detalles simples, miembros y materiales que no requieran un mantenimiento excesivo a lo largo de los años (Jack & Stephen, 2012).

2.1.1.3 Factibilidad.

Otra finalidad es el diseño de estructuras que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas. Se requiere conocer lo relativo a los métodos de fabricación y adaptar los diseños a las instalaciones disponibles.

Adicional a lo antes mencionado deben aprender todo lo relativo al detallado, la fabricación y el montaje de campo de las estructuras. Entre más sepan sobre los problemas, tolerancias y holguras de taller y campo, mayor será la posibilidad de que sus diseños resulten razonables, prácticos y económicos (Jack & Stephen, 2012).

2.1.2 Las Computadoras y el Diseño del Acero Estructural

Los recursos como lo son las computadoras personales han cambiado notablemente la manera en que se analizan y diseñan las estructuras de acero. Principalmente en toda universidad y oficinas de ingeniería, se usan computadoras para resolver los problemas en análisis estructural. Muchos de los programas de análisis estructural que están disponibles comercialmente también pueden realizar diseño estructural, programas como lo son: SAP2000, ETABS, Robot Structural Analysis, entre otros (Tavera, 2023).

Están implicados muchos cálculos en el diseño del acero estructural y muchos de esos cálculos implican mucho tiempo. Mediante el debido uso de una computadora, el ingeniero estructurista puede disminuir considerablemente el tiempo requerido para realizar esos cálculos, y posiblemente incrementar su exactitud. A su vez, esto le dará más tiempo al ingeniero para considerar las implicaciones del diseño y el comportamiento resultante de la estructura, y más tiempo para ensayar cambios que puedan mejorar la economía o el comportamiento (Tavera, 2023).

Aunque las computadoras ciertamente incrementan la productividad en el diseño, éstas tienden sin duda al mismo tiempo a reducir la “intuición” del ingeniero hacia las estructuras. Esto puede ser un problema especial para los ingenieros jóvenes con poca experiencia en el diseño. A menos que los ingenieros tengan esta intuición con respecto al comportamiento de un sistema, el uso de las computadoras puede desembocar ocasionalmente en grandes y costosos errores. Estas situaciones pueden presentarse si las anomalías y las inconsistencias no son inmediatamente evidentes para el ingeniero que no tiene experiencia (Tavera, 2023).

Teóricamente, el diseño por computadoras de sistemas alternativos para unos cuantos proyectos deberá mejorar apreciablemente el criterio del ingeniero en poco tiempo. Sin las computadoras, el desarrollo de este mismo criterio requeriría posiblemente que el ingeniero se abra paso a través de numerosos proyectos (Jack & Stephen, 2012).

2.1.3 Durabilidad de las Estructuras de Acero

La durabilidad de una estructura de acero es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural (Pascual, 2010).

Una estructura resistente debe lograrse mediante una estrategia que pueda contemplar todos los posibles factores de deterioro y actuar de manera adecuada en cada una de las etapas del proyecto, ejecución y utilización de la estructura (Pascual, 2010).

Una estrategia adecuada para la durabilidad debe considerar que en una estructura pueden existir distintos elementos estructurales expuestos a diversos tipos de ambiente (Pascual, 2010).

La durabilidad no se limita únicamente a los componentes estructurales. En ocasiones, son los elementos no estructurales los que generan problemas significativos en relación a la durabilidad (Pascual, 2010).

2.1.4 Ventajas y Desventajas de las Estructuras Metálicas

2.1.4.1 Ventajas.

- El material es uniforme y la posibilidad de errores humanos es considerablemente menor que en construcciones hechas con otros materiales. El material resiste por igual ante todas las demandas.

- Estas estructuras permiten modificaciones, lo que significa que las necesidades y los usos pueden cambiar, ajustándose fácilmente a las nuevas situaciones. Su refuerzo, en términos generales, es factible.
- Las estructuras metálicas se fabrican de manera ágil, puesto que, al ser elementos prefabricados se pueden ensamblar en el taller. Igualmente, poseen resistencia total desde el momento de su instalación en la obra.

2.1.4.2 Desventajas.

- Se requieren mecanismos adicionales para obtener la rigidez (diagonales, nudos rígidos, pantallas, etc.)
- Es indispensable el mantenimiento preventivo cada cierto tiempo según las condiciones climáticas.
- El coste, a un principio, es más elevado que el de las estructuras de hormigón armado.

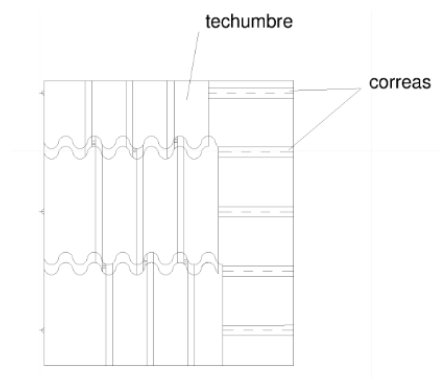
2.1.5 *Elementos de una Cubierta Metálica*

Los elementos de una cubierta son:

- 1.- Plancha metálica.
- 2.- Correas.
- 3.- Estructura principal (cerchas, vigas de celosía, pórticos, etc.)
4. - Arriostramientos.

Ilustración 6

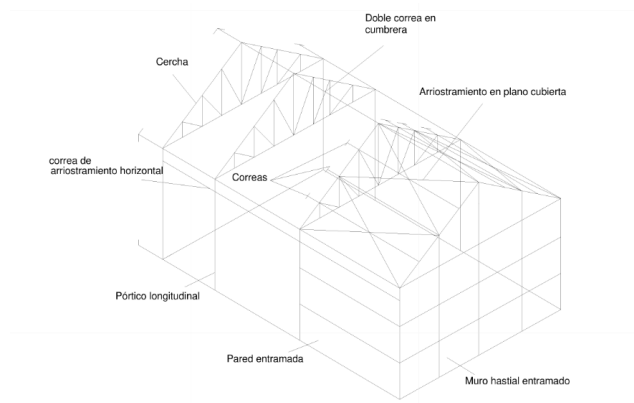
Techumbres (Plancha metálica) y correas



Nota. Adaptada de Construcción de Estructuras Metálicas (p.284), por Pacual,2010, ECU.

Ilustración 7

Elementos de una cubierta metálica



Nota. Adaptada de Construcción de Estructuras Metálicas (p.286), por Pacual,2010, ECU.

2.1.6 *Sistemas de Protección del Acero*

2.1.6.1 Protección contra la Corrosión.

La oxidación es el principal adversario de las estructuras metálicas. La influencia del aire húmedo o del agua presente en la atmósfera, al entrar en contacto con el hierro, provoca la formación del hidrato férrico, cuyo incremento de volumen favorece la difusión.

La oxidación se produce más rápido en presencia de soluciones salinas y ácidos diluidos, tal como sucede con el aire húmedo en las costas. En cambio, el aire completamente seco se mantiene por más tiempo.

Para prevenir la destrucción del hierro por oxidación, o minimizar su acción corrosiva, se aplica un protector de recubrimiento, que, para ser efectivo, es esencial que este recubrimiento esté en contacto con el hierro, sin que haya partículas de óxido entre ambos, ya que su formación continuaría y, al aumentar de volumen, haría que la capa formada por la sustancia protectora se despegara. Por esta razón es esencial que la superficie a trabajar esté libre de suciedad, óxido y manchas (Pascual, 2010).

2.1.6.2 Protección contra el Fuego.

Las estructuras metálicas de los edificios necesitan ser resguardadas de los riesgos de incendio, a pesar de que se catalogan como incombustibles y ofrecen una seguridad aceptable en determinados tipos de edificaciones.

Los propósitos de esta protección frente al fuego son: facilitar la evacuación eficaz y segura de los ocupantes durante el incendio, ayudar a la seguridad de los bomberos que lo

enfrentan y de las propiedades cercanas, prevenir la extensión del fuego, y minimizar las pérdidas económicas de las propiedades perjudicadas por aquello (Boris et al., 1970).

2.1.7 Características de la Sostenibilidad en Cubiertas Metálicas

- Empleo de materiales sostenibles, como acero reciclado.
- Incorporación de tecnologías sostenibles en el diseño.
- Tácticas de eficiencia energética para minimizar el consumo.
- Métodos de reciclaje y evaluación del ciclo de vida completo.
- Implementación de diseños ecoeficientes que mejoren la funcionalidad.

2.1.8 Beneficios de la Sostenibilidad en Cubiertas Metálicas

- Fomento de un entorno edificado más sostenible y que respete el medio ambiente.
- Reducción de los gastos operativos durante el ciclo de vida útil de la estructura.
- Aporte a niveles superiores en cuanto a la administración de recursos y emisiones.
- Respuesta ante la creciente demanda de construcciones ecoeficientes y sostenibles.
- Mayor durabilidad y resistencia estructural a través de prácticas responsables.
- Desarrollo de entornos habitantes más eficientes y confortables para los habitantes.

2.1.9 Impacto de las Estrategias de Eficiencia Energética

Las tácticas de eficiencia energética pueden influir notablemente en el uso de energía y las emisiones de gases de efecto invernadero procedentes de las cubiertas metálicas. Por ejemplo, la implementación de aislamiento térmico puede disminuir las demandas de calefacción y

refrigeración en un 20% o más. De igual manera la implementación de paneles solares puede producir energía renovable, lo que podría disminuir las emisiones de gases de efecto invernadero en un 20% o más.

En términos generales, las tácticas de eficiencia energética pueden favorecer a que las cubiertas metálicas sean más sostenibles y disminuyan su impacto ambiental (Montajes, Ingeniería & Construcción S.A.S., s.f.).

2.1.10 Aceros Empleados en Estructuras Metálicas

En Ecuador, los aceros estructurales más utilizados en la actualidad son los aceros dulces, identificados como ASTM A-36 y ASTM 572 Gr 50 respectivamente.

2.1.10.1 Tipos de Perfiles Estructurales.

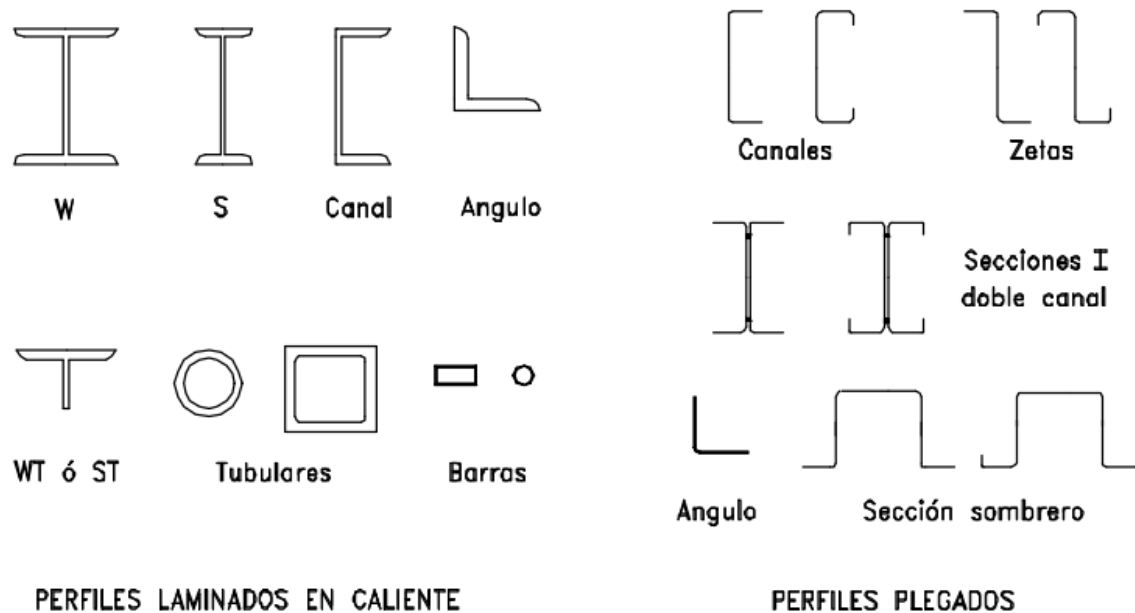
Existen distintos tipos de elementos de acero utilizados en las edificaciones, aquellos conocidos como Productos Laminados en Caliente, que pueden ser productos no planos (perfiles ángulos, canales, perfiles alas anchas, tubos, varillas lisas, etc.) y los productos planos, que son las planchas (Zapata, 1997).

De las planchas, ya sean laminadas en caliente o en frío, se generan los perfiles conocidos como Perfiles Plegados, y los Perfiles Soldados, que son una segunda clase de perfiles más utilizados en el entrenamiento (Zapata, 1997).

Se pueden formar Secciones Combinadas a partir de las planchas o perfiles laminados en caliente o soldados o unidos; estas secciones incorporan un tercer tipo (Zapata, 1997).

Ilustración 8

Secciones de los diferentes tipos de perfiles



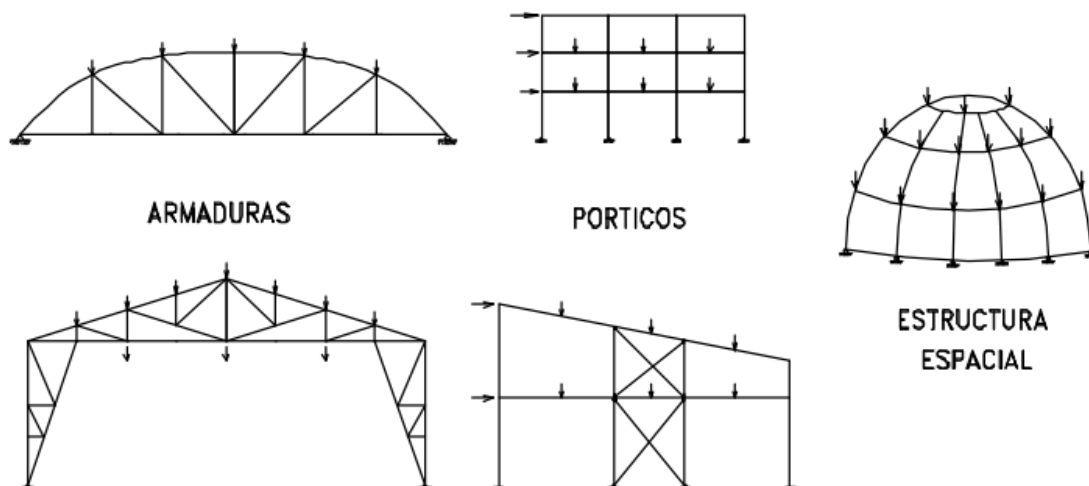
Nota. Adaptada de Diseño Estructural en Acero (p.1-17), por Zapata,1997, Universidad Católica de Santa María.

2.1.11 Tipos de Estructuras de Acero

Por lo general, tres tipos de estructuras de acero son los más reconocidos: los Pórticos, las Estructuras de Laminado y las Armaduras. Todas estas juntas están compuestas por esqueletos formados por miembros de alma lisa o de alma de celosía (Zapata, 1997).

Ilustración 9

Tipo de estructuras de acero



Nota. Adaptada de Diseño Estructural en Acero (p.1-18), por Zapata,1997, Universidad Católica de Santa María.

2.1.12 Métodos de Diseño y Especificaciones

Los procedimientos de diseño y especificaciones para el presente trabajo de titulación se han desarrollado conforme a las regulaciones ANSI/AISC 360-10, ASCE 7-16 y la NEC-15, con la finalidad de proporcionar seguridad al equipo que participará en la futura edificación y ocupación del proyecto.

Referente a las ANSI/AISC 360-10, esta es una especificación dictada por la American Institute Steel Construction, donde se establecen normas para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero destinadas a edificaciones o estructuras de similares propiedades.

La ASCE 7-16, es una norma definida por la American Society of Civil Engineers, que ofrece criterios básicos de diseño aplicables a edificaciones y otras estructuras. Algunos de estos

factores incluyen: técnicas de cálculo para calcular cargas, pesos sugeridos para ciertos materiales, entre otros.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) abarca un conjunto de regulaciones obligatorias a nivel nacional, ya que en ellas se definen las medidas mínimas de seguridad y calidad que las edificaciones deben cumplir en todas las etapas de su proceso de construcción.

A continuación, se enlistarán los capítulos empleados para la elaboración del presente trabajo de titulación:

- La NEC-SE-CG se ocupa de las cargas permanentes (principalmente originadas por el peso propio), de las cargas variables (cargas vivas y cargas meteorológicas) y de sus combinaciones (NEC-SE-CG, 2015).
- La NEC-SE-DS, este capítulo de las Normas Ecuatorianas de Construcción, se detallan los requisitos y métodos que se deberán implementar en el diseño de edificaciones resistentes al sismo resistente principalmente, y, en segundo lugar, en otras estructuras; junto con normas extranjeras reconocidas (NEC-SE-DS, 2015).
- La NEC-SE-AC, los estándares presentados en este capítulo “Consideran que las estructuras de acero serán proyectadas, producidas y montadas con perfiles laminados en caliente o perfiles armados unidos a través de planchas soldadas” (NEC-SE-AC, 2015).

2.1.13 Cargas

Tal vez la labor más crucial y complicada que debe asumir un diseñador de estructuras, es la estimación exacta de las cargas que soportará una estructura a lo largo de su vida útil. No se debe dejar de lado la consideración de cualquier carga que pueda surgir. Una vez que se han

evaluado las cargas, es fundamental analizar las combinaciones más críticas que pueden presentarse en un momento específico (Jack & Stephen, 2012).

La Sección B2 de la Especificación AISC indica que las cargas nominales que se utilizarán para el diseño estructural deben ser las que establezcan el reglamento pertinente según el cual se esté diseñando la estructura o según lo establecido por las condiciones relacionadas (ANSI/AISC 360-10, 2010).

Por lo general, las cargas se categorizan según su tipo y el tiempo de aplicación. Se les conoce como cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales. A continuación, se resumen en breve de cada tipo de carga.

2.1.13.1 Cargas Muertas.

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que se mantienen en un solo lugar. Éstas son las cargas permanentes que se asocian a la estructura junto con su propio peso. Para un edificio con estructura de acero, las cargas muertas incluyen la misma estructura, los muros, los pisos, el techo, la plomería y los accesorios.

Para diseñar una estructura es fundamental calcular los pesos o cargas muertas de las diferentes secciones que se utilizarán en el análisis. Las medidas y pesos precisos de los componentes no se determinan hasta que se lleva a cabo el análisis estructural y se eligen los elementos de la estructura. Los pesos, establecidos conforme al diseño real, deben compararse con los pesos calculados. Si existen grandes diferencias, será indispensable rehacer el análisis y diseñar con una estimación más exacta de las cargas (Jack & Stephen, 2012).

Se puede realizar una estimación adecuada de los pesos de las estructuras utilizando referencias de otras similares o mediante fórmulas y tablas variadas publicadas en distintas

fuentes. Los pesos de varios materiales se dan en la (NEC-SE-CG, 2015) en el apéndice 4.1

Carga muerta: pesos de los materiales. A continuación, en la Tabla 1 se presenta información aún más específica sobre las cargas muertas. Un ingeniero experimentado en el diseño puede calcular de manera aproximada los pesos de la mayoría de los materiales y dedicará poco tiempo a repetir diseños por estimaciones erróneas.

Tabla 1

Cargas muertas típicas para algunos materiales comunes para edificios

| Material | Peso Unitario kN/m³ |
|----------------------|---|
| E. Materiales | |
| Acero | 78.5 |
| Aluminio | 27.0 |
| Bronce | 85.0 |
| Cobre | 89.0 |
| Estaño | 74.0 |
| Fundición Gris | 72.0 |
| Latón | 85.0 |
| Plomo | 114.0 |
| Zinc | 72.0 |

Nota. Adaptada de la NEC/ (Cargas No Sísmicas) (p.22), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.2 Carga Viva.

Las cargas vivas son aquellas que pueden variar de posición y tamaño. Son generadas cuando una estructura se utiliza, se maneja y se conserva. Las cargas que se desplazan por su propia fuerza, como camiones, personas y grúas, son llamadas cargas móviles. Aquellas cargas que pueden trasladarse son cargas móviles, de tal manera como los muebles y los materiales en un almacén (Jack & Stephen, 2012). En la (NEC-SE-CG, 2015) se ofrece una cantidad

considerable de información sobre la magnitud de estas distintas cargas, junto a los valores mínimos establecidos.

En la siguiente tabla 2 se muestra los valores respectivos de cargas (uniforme y concentrada) correspondiente a una cubierta metálica (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 2

Cargas viva para una cubierta metálica según su clasificación

| Ocupación o Uso | Carga uniforme (kN/m ²) | Carga concentrada (kN) |
|---|-------------------------------------|------------------------|
| Cubiertas | | |
| Cubiertas planas, inclinadas y curvas | 0.70 | |
| Cubiertas destinadas para áreas de paseo | 3.00 | |
| Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión | 4.80 | |
| Cubiertas destinadas para propósitos especiales | | |
| Toldos y carpas | i | i |
| Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera | 0.24 (no reduc) | |
| Todas las demás | 1.00 | |
| Elementos principales expuestos a áreas de trabajo | | 8.90 |
| Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular | | 1.40 |
| Todos los otros usos | | 1.40 |
| Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores | | |

Nota. Adaptada de la NEC/ (Cargas No Sísmicas) (p.27), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.3 Cargas de Viento.

Las fuerzas del viento ejercen presiones en las superficies verticales a barlovento, actúan como presiones o succiones en superficies inclinadas a barlovento (según la inclinación) y como succiones en superficies planas y en superficies verticales o inclinadas a sotavento (debido a la

formación de presiones negativas o vacíos). El estudiante habrá observado este efecto de succión en las tejas u otras cubiertas desplazadas en las superficies del techo a favor del viento de los edificios durante las tormentas eólicas. La succión o elevación se puede observar fácilmente al sostener una hoja de papel por dos de sus extremos y soplando sobre ella. Para ciertas estructuras típicas, las cargas de levantamiento pueden alcanzar hasta 20 a 30 lb/plg² o incluso mucho más (Jack & Stephen, 2012).

2.1.13.3.1 Velocidad Instantánea Máxima del Viento.

La velocidad de diseño para viento de hasta 10 m de altura será la apropiada para la velocidad máxima en el área de localización de la edificación, pero no será inferior a 21m/s (75 km/h) (NEC-SE-CG, 2015).

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento), conforme a lo indicado en la siguiente Tabla 3. Siendo la categoría A como la de sin obstrucción, categoría B de obstrucción baja y categoría C de zona edificada (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 3*Coefficiente de corrección σ*

| Altura (m) | Sin obstrucción (Categoría A) | Obstrucción baja (Categoría B) | Zona edificada (Categoría C) |
|-------------------|--|---|---|
| 5 | 0.91 | 0.86 | 0.80 |
| 10 | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| 20 | 1.06 | 0.97 | 0.88 |
| 40 | 1.14 | 1.03 | 0.96 |
| 80 | 1.21 | 1.14 | 1.06 |
| 150 | 1.28 | 1.22 | 1.15 |

Nota. Adaptada de la NEC/ (Cargas No Sísmicas) (p.15), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

La velocidad corregida del viento se obtiene mediante la siguiente ecuación: (NEC-SE-CG, 2015)

$$V_b = V \times \sigma \quad (1)$$

En donde:

- $V_b =$ *velocidad corregida del viento en $\frac{m}{s}$* ;
- $V =$ *velocidad instantánea del viento en $\frac{m}{s}$* ;

2.1.13.3.2 Cálculo de la Presión del Viento.

Según la (NEC-SE-CG, 2015), estima que la influencia del viento ejerce presión sobre los componentes de la fachada. Para calcular la resistencia del elemento ante el impulso del viento, se define una presión de cálculo P, cuyo valor se establecerá a través de la siguiente fórmula:

$$P = \frac{1}{2} \times \rho \times V_b^2 \times C_e \times C_f \quad (2)$$

En donde:

- $P =$ presión de cálculo expresada en Pa $\left(\frac{N}{m^2}\right)$
- $\rho =$ densidad del aire expresada en $\frac{Kg}{m^3}$; $\left(1,25 \frac{Kg}{m^3}$ en general)
- $C_e =$ coeficiente de $\frac{\text{entorno}}{\text{altura}}$
- $C_f =$ coeficiente de forma

Para determinar el coeficiente de entorno C_e , la NEC no incluye una tabla, sin embargo, este valor puede ser encontrado en la sección 7-16 de la (ASCE, 2017), donde se lo puede observar en la siguiente tabla 4:

Tabla 4

Determinación del factor de entorno C_e

| Altura sobre el nivel del suelo, z | | Exposición | | |
|------------------------------------|-------|------------|------|------|
| ft | m | B | C | D |
| 0-15 | 0-4.6 | 0.57 | 0.85 | 1.03 |
| 20 | 6.1 | 0.62 | 0.90 | 1.08 |
| 25 | 7.6 | 0.66 | 0.94 | 1.12 |
| 30 | 9.1 | 0.70 | 0.98 | 1.16 |
| 40 | 12.2 | 0.76 | 1.04 | 1.22 |
| 50 | 15.2 | 0.81 | 1.09 | 1.27 |
| 60 | 18.0 | 0.85 | 1.13 | 1.31 |
| 70 | 21.3 | 0.89 | 1.17 | 1.34 |
| 80 | 24.4 | 0.93 | 1.21 | 1.38 |
| 90 | 27.4 | 0.96 | 1.24 | 1.40 |
| 100 | 30.5 | 0.99 | 1.26 | 1.43 |
| 120 | 36.6 | 1.04 | 1.31 | 1.48 |
| 140 | 42.7 | 1.09 | 1.36 | 1.52 |
| 160 | 48.8 | 1.13 | 1.39 | 1.55 |
| 180 | 54.9 | 1.17 | 1.43 | 1.58 |
| 200 | 61.0 | 1.20 | 1.46 | 1.61 |

| Altura sobre el nivel del suelo, z | | Exposición | | |
|------------------------------------|-------|------------|------|------|
| ft | m | B | C | D |
| 250 | 76.2 | 1.28 | 1.53 | 1.68 |
| 300 | 91.4 | 1.35 | 1.59 | 1.73 |
| 350 | 106.7 | 1.41 | 1.64 | 1.78 |
| 400 | 121.9 | 1.47 | 1.69 | 1.82 |
| 450 | 137.2 | 1.52 | 1.73 | 1.86 |
| 500 | 152.4 | 1.56 | 1.77 | 1.89 |

Nota. Adaptada de la Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (p.268), por ASCE/SEI 7-16,2017, American Society of Civil Engineers.

2.1.13.3.3 Factor de Forma Cf.

Se determina mediante la siguiente tabla 5

Tabla 5

Determinación del factor de forma Cf

| Construcción | Barlovento | Sotavento |
|--|-------------|-----------|
| Superficies verticales de edificios | +0.8 | |
| Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento | +1.5 | |
| Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica | +0.7 | |
| Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular | +2.0 | |
| Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45° | +0.8 | -0.5 |
| Superficies inclinadas a 15° o menos | +0.3 a 0 | -0.6 |
| Superficies inclinadas entre 15° y 60° | +0.3 a +0.7 | -0.6 |
| Superficies inclinadas entre 60° y la vertical | +0.8 | -0.6 |

Nota. Adaptada de la NEC/ (Cargas No Sísmicas) (p.16), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Para obtener de una forma sencilla y abarcar todas las posibilidades, se puede optar por utilizar los siguientes valores de la tabla 6 para determinar el coeficiente Cf (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 6

Determinación simplificada del factor de forma Cf

| Construcción | Coficiente Cf |
|--|----------------------|
| <i>Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas).</i> | 0.3 |
| <i>Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana.</i> | 0.8 |
| <i>Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura.</i> | 1.3 |
| <i>Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros.</i> | 1.5 |

Nota. Adaptada de la NEC/ (Cargas No Sísmicas) (p.17), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.4 Cargas Sísmicas.

La mayoría de los ingenieros opinan que las cargas sísmicas empleadas en el diseño son solo un aumento porcentual de las cargas de viento. No obstante, esta suposición es errónea, puesto que las cargas sísmicas varían en su efecto y no son proporcionales al área expuesta de la estructura, sino a la distribución de la masa del mismo por encima del nivel específico que se examina.

Las fuerzas resultantes de la aceleración horizontal aumentan con la altura sobre el piso, debido al “efecto de latigazo” producido por el sismo. Sin duda alguna, las torres, los tinacos y los departamentos en la parte alta de los edificios están en una situación vulnerable durante un sismo (Jack & Stephen, 2012).

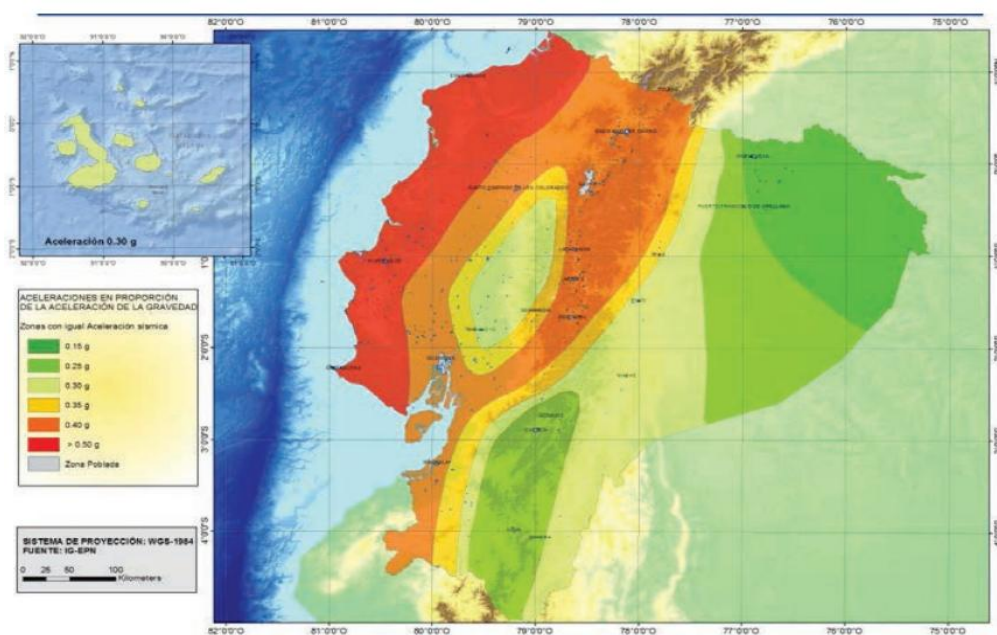
Un aspecto adicional a tener en cuenta en el diseño sísmico es la calidad del terreno. Prácticamente la totalidad del daño estructural y la pérdida de vidas en el terremoto de Loma Prieta sucedió en zonas con suelos de arcilla blanda. Aparentemente, estos terrenos intensificaron los movimientos de la roca que se encuentran debajo (Jack & Stephen, 2012).

2.1.13.5 Zonificación Sísmica y Factor de Zona Z.

El sitio donde se plantea la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la Ilustración 7 (NEC-SE-DS, 2015).

Ilustración 10

Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.27), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Tabla 7

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.27), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6 Geología Local.

Se definen seis tipos de perfiles de suelo los cuales se presentan en la Tabla 8 (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 8

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

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

| Tipo de perfil | Descripción | Definición |
|-----------------------|--|-------------------|
| F | <p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3-Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)</p> <p>F5-Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6-Rellenos colocados sin control ingenieril.</p> | |

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.30), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6.1 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Los coeficientes de perfil del suelo se determinan al conocer nuestro factor de zona sísmica Z y el tipo de suelo en el que nos encontramos. Estos coeficientes serán útiles para elaborar el espectro de respuesta elástica.

El coeficiente F_a se refiere a la amplificación del suelo en la región de período corto, y en la siguiente tabla 9 se muestran sus posibles valores en función de nuestro factor Z y tipo de suelo (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 9*Tipo de suelo y Factores de sitio Fa*

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

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.31), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

El coeficiente F_d se refiere a la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta a los desplazamientos para el diseño en roca. Aquel valor se lo puede obtener de la siguiente tabla 10 (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 10*Tipo de suelo y Factores de sitio Fd*

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.5 |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.11 | 1.06 |
| D | 1.62 | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 |
| F | Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo 10.6.4 | | | | | |

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.31), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

El coeficiente F_s se relaciona con la conducta no lineal de los suelos. Este valor lo obtenemos de la siguiente tabla 11. (NEC-SE-CG, 2015)

Tabla 11

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.5 |
| A | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C | 0.85 | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 |
| F | Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.32), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6.2 Coeficiente η .

Este coeficiente se caracteriza por ser la relación entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno escogido. Este valor de η estará condicionado por la localización geográfica en Ecuador, asumiendo los siguientes valores de la tabla 12.

Tabla 12

Valores de " η " dependiendo de la ubicación geográfica

| Ubicación Geográfica | Valores de " η " |
|--|-----------------------|
| Provincia de la Costa (excepto Esmeraldas) | 1.80 |
| Provincias de la Sierra, Esmeraldas, y Galápagos | 2.48 |
| Provincias del Oriente | 2.60 |

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.34), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6.3 Factor de Reducción de Respuesta para Estructuras.

Según la (NEC-SE-DS, 2015) se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor R cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones de la presente norma. A continuación, en la tabla 13 se observa los valores respectivos del coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

Tabla 13

Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación

| Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R | |
|---|-----|
| Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrado. | 2 |
| Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación | 3.5 |
| Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes | 3 |
| Naves industriales con perfiles de acero | 3 |
| Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas) | 3 |
| Estructuras en forma de péndulo invertido | 2 |
| Torres de enfriamiento | 3.5 |
| Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados | 3 |
| Letreros y carteleras | 3.5 |
| Estructuras para vallas publicitarias y monumentos | 2 |
| Otras estructuras no descritas en este documento | 2 |

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.87), por NEC-SE-

DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6.4 Coeficiente de Importancia I.

El objetivo del factor I es aumentar la necesidad de diseño sísmico para estructuras, que debido a sus características de uso o relevancia deben mantenerse en funcionamiento o experimentar daños menores durante y tras la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 14

Factor I dependiendo del tipo de uso, destino e importancia

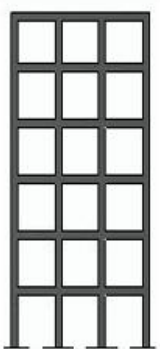
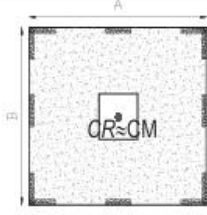
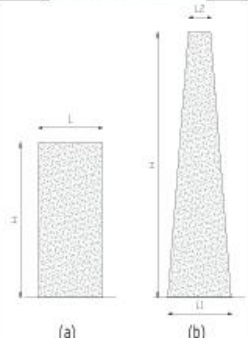
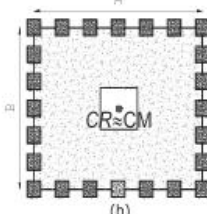
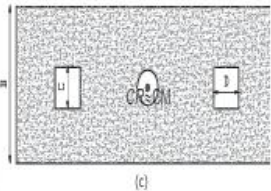
| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coeficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------------|
| Edificaciones esenciales | Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5 |
| Estructuras de ocupación especial | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente | 1.3 |
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1 |

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.39), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6.5 Regularidad/Configuración Estructural (Coeficiente ϕ_{EI} y ϕ_{PI}).

Ilustración 11

Valores de ϕ_{EI} y ϕ_{PI} bajo la configuración estructural recomendada

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

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.48), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.13.6.5.1 Coeficiente de Regularidad en Planta ϕ_p .

Para la estimación del coeficiente se utilizará la siguiente ecuación (3) en donde el valor de ϕ_{PA} y ϕ_{PB} es igual al valor mínimo de ϕ_{PI} (ver ilustración 10):

$$\phi_p = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (3)$$

2.1.13.6.5.2 Coeficiente de Regularidad en Elevación ϕ_E .

Para la estimación del coeficiente de regularidad en elevación se utilizará la siguiente ecuación (4) en donde el valor de ϕ_{EA} y ϕ_{EB} es igual al valor mínimo de ϕ_{EI} (ver ilustración 10):

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad (4)$$

2.1.13.6.6 Período de Vibración T .

Se calculará el período aproximado de vibración de la estructura T para cada dirección principal utilizando el primer método. El valor de T adquirido mediante este procedimiento es una estimación inicial aceptable del período estructural, lo que facilita el cálculo de las fuerzas sísmicas a ejercer sobre la estructura y llevar a cabo su dimensionamiento (NEC-SE-DS, 2015).

$$T = C_t \times h_n^\alpha \quad (5)$$

En donde:

- $C_t - \alpha =$ Coeficientes dependiendo del tipo de edificación (ver tabla 15).
- $h_n =$ Altura máxima de la edificación
- $T =$ Período de vibración

Tabla 15

Coefficientes "C_t" y "α" dependiendo del tipo de edificación

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

Nota. Adaptada de la NEC/ Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.62), por NEC-SE-DS,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.14 Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

La especificación LRFD inspira al diseñador a la determinación de las fuerzas internas y los momentos flexionantes en base a un análisis elástico directo de segundo orden de la estructura sujeta a cargas factorizadas. En un análisis de segundo orden, las ecuaciones de equilibrio se formulan sobre la estructura deformada (Sriramulu, 2006).

El concepto de estado límite se emplea para denotar una situación en la que una estructura o una de sus secciones deja de realizar su función asignada. Hay dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

El respectivo margen definido entre la resistencia y la carga en situaciones reales busca disminuir la probabilidad de falla, variando según las repercusiones de la falla o la ausencia de servicio. El LRFD representa un método que busca lograr un margen numérico entre la carga y la resistencia que resulte en una probabilidad suficientemente baja de obtener una respuesta estructural inaceptable (Jack & Stephen, 2012).

2.1.15 Resistencia Nominal

Según (ASCE, 2017) es la capacidad de una estructura o miembro para resistir los efectos de las cargas. La resistencia nominal de un componente es su resistencia teórica estimada, sin considerar factores de seguridad (Ω_s) o de resistencia (ϕ_s). En el método LRFD, se multiplica un factor de resistencia, que suele ser inferior a 1.0, por la resistencia nominal del miembro, para tomar en cuenta las variaciones en la resistencia del material, las dimensiones del componente, y la calidad de la mano de obra, así como el modo y los efectos de la falla (Jack & Stephen, 2012).

2.1.16 Símbolos y Notación para las Combinaciones de Cargas

En las combinaciones de carga se emplean los siguientes símbolos en sus ecuaciones (ver tabla 14): (NEC-SE-CG, 2015)

Tabla 16

Símbolos utilizados en las ecuaciones de combinaciones de cargas

| Símbolo | Descripción |
|----------------|----------------------------------|
| D | Carga permanente |
| E | Carga de sismo |
| L | Sobrecarga (carga viva) |
| Lr | Sobrecarga cubierta (carga viva) |
| S | Carga de granizo |
| W | Carga de viento |

Nota. Adaptada de la NEC- (Cargas No Sísmicas) (p.18), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.17 Combinaciones de Carga para el Método LRFD

Con el método LRFD, se generan conjuntos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, generalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga indica la incertidumbre relacionada con esa carga en particular. La carga factorizada es la combinación lineal que resulta de las cargas de servicio en un grupo,

multiplicadas cada una por su factor de carga correspondiente. Los valores más altos establecidos de esta forma se utilizan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Los valores de control no deben exceder las resistencias nominales de los elementos multiplicados por sus factores "ø" o de reducción (Jack & Stephen, 2012).

Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

(Factor de reducción ø) (Resistencia nominal de un miembro) \geq fuerza factorizada calculada en el miembro R_u , $R_u \leq \phi R_n$ (ANSI/AISC 360-10, 2010)

2.1.18 Cálculo de las Cargas Combinadas con las Expresiones de LRFD

Según la (NEC-SE-AC, 2015) en la Parte 4.2 del Manual del Acero, titulada "Requerimientos generales de diseño", se calculan factores de carga para aumentar la magnitud de las cargas de servicio que se utilizarán con el procedimiento LRFD. La finalidad de estos factores es tener en cuenta las incertidumbres asociadas a la evaluación de la magnitud de las cargas muertas y vivas (Jack & Stephen, 2012).

Tabla 17

Combinaciones de carga

| Combinaciones | Expresión |
|----------------------|---|
| 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 |

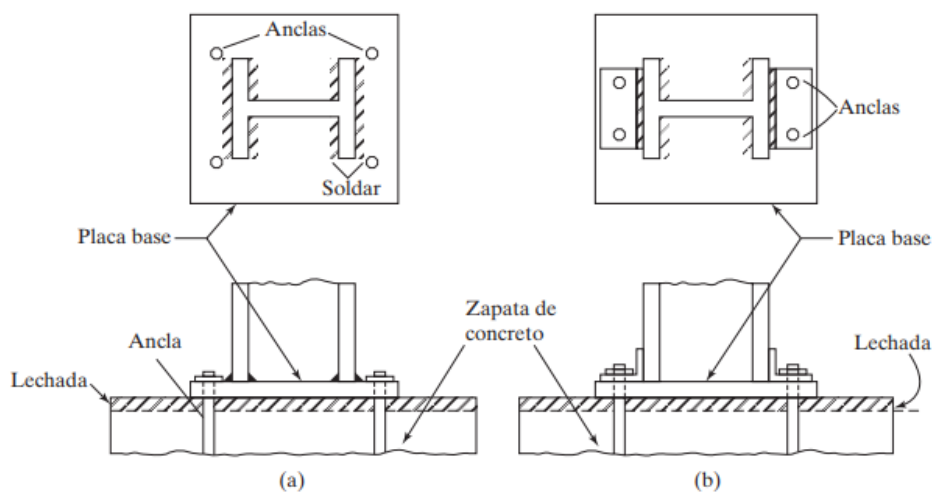
Nota. Adaptada de la NEC- (Cargas No Sísmicas) (p.19), por NEC-SE-CG,2015, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

2.1.19 Placa Base

Las columnas son los componentes que tienen como objetivo transmitir las cargas de la estructura hacia la cimentación. Cuando una columna se apoya en una zapata, es imprescindible que la carga que transmite se reparta en un espacio adecuado para prevenir que la zapata se sobrecargue y pueda llegar a fallar. Las placas base pueden ser soldadas directamente a la columna, o vincularse a través de una oreja de ángulo remachada o soldada (Jack & Stephen, 2012).

Ilustración 12

Placas base para columnas

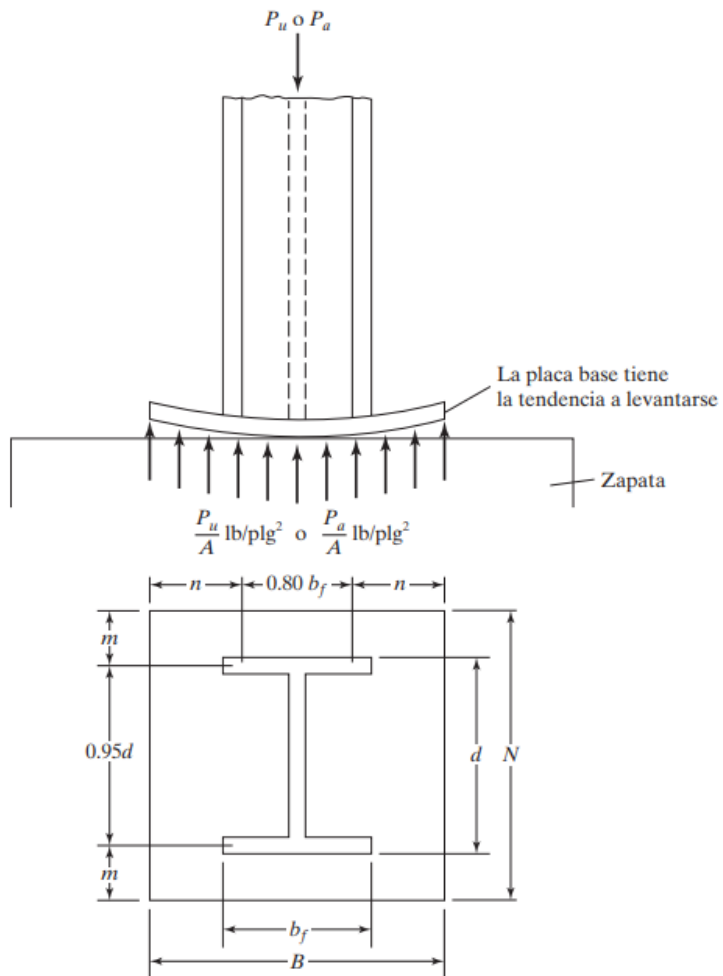


Nota. Adaptada de Diseño de Estructuras de Acero (p.219), por Jack & Stephen, 2012, Alfaomega Grupo Editor.

En la sección (a) de la figura previa se puede ver la placa base soldada al componente de la columna; en cambio, en la sección (b) se puede apreciar una placa base unida a la columna a través de pernos de anclaje.

Ilustración 13

Placa base



Nota. Adaptada de Diseño de Estructuras de Acero (p.221), por Jack & Stephen, 2012,

Alfaomega Grupo Editor.

La columna transmite una carga puntual P_u a la placa para nuestro sistema LRFD, lo que implica que la carga se distribuye de manera uniforme a través de la placa hacia la base con área A_1 , mientras que el área de la zapara es igual a A_2 (Jack & Stephen, 2012).

Para el cálculo del A utilizaremos la siguiente ecuación:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0,85 f'c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} \quad (6)$$

A continuación, se determina las dimensiones de la placa base, resaltando que el (ANSI/AISC 360-10, 2010) sugiere que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancias entre $0.80b_f$ y $0.95d$.

$$\Delta = 0.5 \times (0.95d - 0.8b_f) \quad (7)$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (8)$$

$$B = \frac{A_1}{N} \quad (9)$$

La resistencia de diseño del hormigón trabajando a compresión, que se encuentra por debajo de la placa no debe ser menor a la carga que debe soportar (Jack & Stephen, 2012).

$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (10)$$

Para el posterior cálculo del grosor de la placa, podemos emplear las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (11)$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (12)$$

$$\ell = \text{máx}[m; n; n'] \quad (13)$$

$$\tau_{req} = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (14)$$

CAPÍTULO III

3 Metodología

Este capítulo detalla la metodología empleada para poder cumplir con los objetivos establecidos en este trabajo de titulación, de acuerdo al carácter práctico del proyecto, se decidió incorporar una metodología con enfoque cuantitativo, con la finalidad de llevar a cabo de manera efectiva la evaluación del comportamiento estructural del diseño sugerido basándose en parámetros normativos y resultados simulados.

Se recopilaron los datos técnicos requeridos para establecer los parámetros de diseño. Luego, se llevó a cabo el modelado estructural, incorporando opciones de materiales que proporcionaran una huella ambiental reducida como lo son los paneles solares.

Se empleó el software de modelado estructural Etabs, esto debido a que facilita el análisis exacto de estructuras metálicas frente a requerimientos sísmicos, lo cual es esencial considerando la localización geográfica del proyecto.

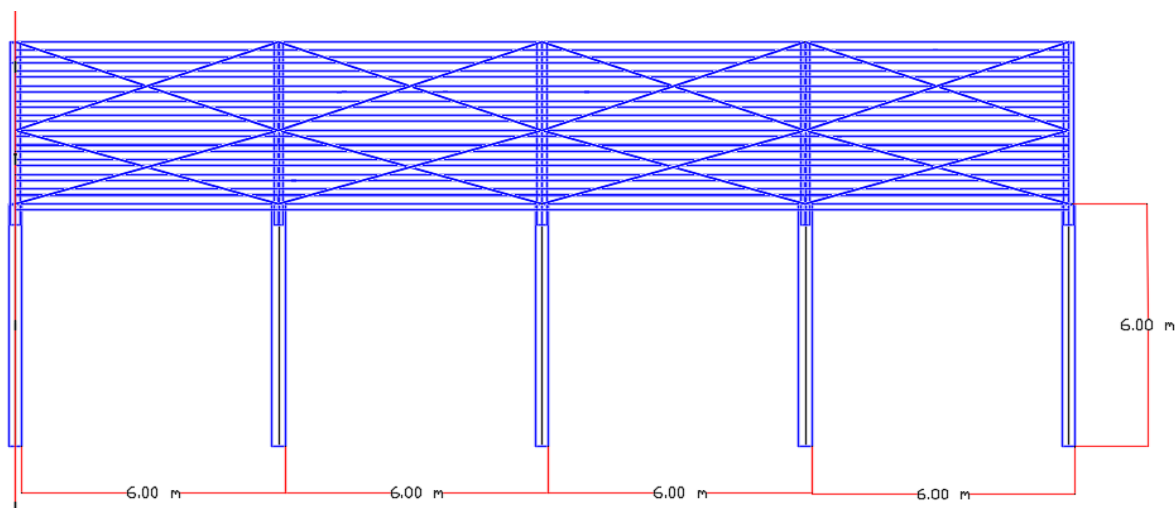
El respectivo proceso de diseño se desarrolló conforme a lo establecido en la NEC-15, adicional a los criterios establecidos por el AISC 360 y ASCE/SEI 7-16, garantizando así los estándares actuales de seguridad sísmica y eficiencia estructural.

3.1 Descripción y Consideraciones Iniciales de la Estructura

La estructura metálica tendrá una dimensión de 24,60 metros de ancho y 24 metros de longitud (ver ilustración 2). Las columnas poseen una altura de 6 metros con un distanciamiento entre ellas de 6 metros (ver ilustración 14), adicional aquello la estructura tendrá una altura total de 10 metros con una pendiente del 30% y una inclinación calculada de 32,52°.

Ilustración 14

Altura y distancia entre columnas



Nota. Elaborado por autores, 2025.

Por el lado del diseño de la estructura metálica se optó por el acero laminado ASTM A36, gracias a su fácil acceso en el mercado nacional además de su excelente rendimiento en estructuras expuestas a esfuerzos sísmicos moderados. Este acero exhibe una resistencia mínima a la fluencia de 250 MPa y una resistencia a la tracción de 400–550 MPa. Referente a los perfiles se consideró el tipo IPE laminados en caliente para las vigas, lo que favorece tanto la resistencia estructural como la rigidez en la edificación, para las correas se utilizó acero ASTM A-500 y en el caso de las columnas de igual forma, pero éstas fueron reforzadas con relleno de hormigón el cual tuvo una resistencia a la compresión de 281,70 kg/cm².

Para el refuerzo de la estructura se utilizó acero corrugado ASTM A615 Grado 60, con una resistencia a la fluencia de 420-540 MPa y una resistencia a la tracción mínima de 550 MPa. El diámetro empleado fue de 8 mm, de acuerdo con los requerimientos determinados en el análisis estructural. Este acero garantiza el buen desempeño ante sollicitaciones sísmicas.

3.1.1 Panel Solar Fotovoltaico

El panel solar fotovoltaico es un productor eléctrico, que emplea la radiación solar como medio y a través del proceso fotoeléctrico produce energía eléctrica. El panel solar fotovoltaico facilita la producción de electricidad de forma ecológica y en cualquier sitio del planeta. Los paneles pueden funcionar de manera individual o conjunta y pueden cubrir la necesidad de energía de una vivienda, compañía, industria, o comunidad (Renovaenergía, s.f).

Para el presente proyecto se escogió el panel solar fotovoltaico modelo “Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC” distribuido por la empresa “Renovaenergía”, esto debido a ser de tipo monocristalino la cual resulta tener una buena eficiencia energética con un 21-22%, además de su amplio respaldo técnico y por su fácil acceso al mercado ecuatoriano.

A continuación, en la tabla 18 se observan los datos técnicos del panel solar.

Tabla 18

Datos técnicos del panel solar Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC

| Panel Solar Fotovoltaico Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC | |
|--|----------|
| Datos Eléctricos STC | |
| Potencia de salida (PMax) | 210W |
| Tolerancia | 0~+5 W |
| Voltaje máximo (Vmp) | 19.89 V |
| Corriente Máxima (Imp) | 10.56 A |
| Voltaje de circuito abierto (Voc) | 23.94 V |
| Corriente de corto circuito (Isc) | 11.13 A |
| Condiciones estándar de pruebas (STC): Irradiación: 1.000 W/m ² Temperatura de las celdas: 25°C AM: 1.5 | |
| Datos Eléctricos NOCT | |
| Potencia de salida (PMax) | 156.58 W |
| Voltaje máximo (Vmp) | 18.64 V |
| Corriente Máxima (Imp) | 8.39 A |
| Voltaje de circuito abierto (Voc) | 22.20 V |
| Corriente de corto circuito (Isc) | 9.05 A |
| Temperatura nominal de operación de las celdas (NOCT): Irradiación: 800 W/m ² Temperatura ambiental: 20°C AM: 1.5 Velocidad del viento: 1 m/s | |
| Características Mecánicas | |

Panel Solar Fotovoltaico Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC

| | |
|---------------------------------------|--|
| Tipo de celda | Monocristalina (166x166 mm) |
| Numero de celdas | 36 |
| Dimensiones | 1,570x710x30mm |
| Peso | 10.7 kg |
| Vidrio | Vidrio templado de 3.2 mm, Alta transmisión (>94%), Recubrimiento antireflejo |
| Armazón | Aleación de aluminio anodizado |
| Caja de juntura | Calificada IP67 |
| Cable | 4.0mm; 900mm; largo se puede personalizar |
| Conector | MC4 o compatible con MC4 |
| Carga frontal máxima (p.ej. nieve) | 5.400 Pa |
| Carga trasera máxima (p.ej. viento) | 2.400 Pa |
| Características de Temperatura | |
| Coefficiente de temperatura Pmax | -0.35%/°C |
| Coefficiente de temperatura Voc | -0.28%/°C |
| Coefficiente de temperatura Isc | +0.048%/°C |

Nota. Adaptada de Renovaenergía, por Renovaenergía S.A., s.f., Digital Pro.

Ilustración 15

Panel solar Eco Green Energy EGE-210M-36(M6) PERC



Nota. Adaptada de Renovaenergía, por Renovaenergía S.A., s.f., Digital Pro.

3.1.2 Estilpanel AR-2000

Estas cubiertas se conservan en óptimas condiciones debido a que son elaboradas con acero estructural revestidos con una aleación especial que asegura su prolongada durabilidad además de sus características estéticas, como su resistencia y su magnífico servicio de pre y post-venta. Desde 1983, se han instalado en diferentes áreas del país: industrias, agroindustrias, viviendas, centros comerciales, estaciones de servicio, oficinas, centros educativos y deportivos (NOVACERO, 2021).

Su sellado hidráulico único, sumado a sus rigidizadores longitudinales, creados con la tecnología más avanzada de Novacero, lo convierten en un panel destacado por sus características de hermeticidad, resistencia a cargas, accesibilidad y un mayor ancho de uso (NOVACERO, 2021). A continuación, en la tabla 19 se observan los datos técnicos del estilpanel para la cubierta.

Tabla 19

Datos técnicos del Estilpanel AR-2000

| Estilpanel | Espesor (mm) | Ancho útil (mm) | Peso (Kg/m ²) | Altura de onda (mm) | Mínima Pendiente (Grados) | Máxima separación entre apoyos (m) | Usos |
|------------|--------------|-----------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------------------|---------------------------|
| AR-2000 | 0.30 | 1040 | 2.70 | 37 | 4° | 1.20 | Cubiertas y Paredes |
| | 0.35 | | 3.15 | | | 1.60 | |
| | 0.40 | | 3.60 | | | 1.80 | |
| | 0.45 | | 4.05 | | | 2.10 | |
| | 0.50 | | 4.50 | | | 2.40 | |
| | 0.60 | | 5.40 | | | 2.60 | |

Nota. Adaptada del folleto “El Acero del Futuro Novacero”, por Novacero S.A., 2021.

Para el diseño se optó por escoger el estilpanel con un espesor de 0.40 mm que tiene un peso de 3.60 Kg/m².

Ilustración 16

Estilpanel AR-2000



Nota. Adaptada del folleto “El Acero del Futuro Novacero”, por Novacero S.A., 2021.

3.2 Cargas de Diseño Aplicadas

3.2.1 Cálculo de Carga Viva (Roof Live)

Tomando en cuenta los que nos indica la (NEC-SE-CG, 2015) respecto al valor de la carga viva dependiendo del tipo de edificación y el distanciamiento entre correas que es de 1,20 m, se procedió a realizar el cálculo respectivo que se refleja a continuación en la tabla 20.

Tabla 20

Carga viva (Roof Live)

| Sobrecargas Mínimas | |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Ocupación o Uso | Cubiertas planas, inclinadas y curvas |
| Carga Uniforme (Kgf/m ²) | 70 |
| Ancho Tributario (m) | 1,20 |
| Total (Kgf/m) | 84 |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

3.2.2 Cálculo de Carga Muerta

La totalidad de la carga muerta se deriva del peso propio de la estructura más la sobrecarga muerta. Se debe considerar que el cálculo del peso propio de la estructura no se lo efectúa manualmente, esto debido a que el software lo establece basándose en los materiales establecidos, en la cual se ha tomado en cuenta diferentes instalaciones, tales como: peso propio del perfil, paneles solares, plancha para cubierta, instalaciones eléctricas y contra incendios en general.

El peso de los paneles solares se precisa en base al catálogo de “Renovaenergía” y se logra apreciar en la tabla 18, mientras que el peso de los estilpanel se lo precisó mediante el catálogo de “Novacero” y se puede observar en la tabla 19.

A continuación, en la tabla 21 se observa los detalles de los valores de cada instalación, a su vez el peso total.

Tabla 21

Cargas permanentes de diseño

| Cargas Permanentes | | | | | |
|--------------------------------------|------------------------|-----------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------------|
| Ocupación o Uso | Peso propio del perfil | Paneles solares | Plancha para cubierta | Instalaciones eléctricas | Instalaciones contra incendios |
| Carga Uniforme (Kgf/m ²) | 9 | 9,64 | 3,60 | 5 | 5 |
| Total (Kgf/m ²) | 32,24 | | | | |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Para obtener la carga de servicio permisible se utilizará el peso total de las cargas permanentes y se restará del peso propio del perfil. Finalmente, el resultado se multiplicó por el respectivo ancho tributario.

$$Scp = 32,24 \frac{Kgf}{m^2} - 9 \frac{Kgf}{m^2} \quad (15)$$

$$Scp = 23,24 \frac{Kgf}{m^2} \times 1,20 m \quad (16)$$

$$Scp = 27,9 \frac{Kgf}{m} \quad (17)$$

3.2.3 Cálculo de Carga de Viento

El cálculo de la carga de viento se lo determinó basándose en lo expuesto en la sección 2.1.13.3.

Se tomó en cuenta la velocidad mínima instantánea 21 m/s recomendada por la (NEC-SE-CG, 2015), dado que la estructura no excede los 10 metros de altura. Adicional a aquello, la estructura se ensamblará en una zona rural y sus propiedades topográficas pertenecen a la Categoría B, obstrucción baja, así pues, observando en la tabla 3 concluimos que tiene un coeficiente de corrección (σ) de 0,90.

Por lo tanto, aplicando la ecuación (1) se obtiene:

$$V_b = 21 \frac{m}{s} \times 0,90 \quad (18)$$

$$V_b = 18,9 \frac{m}{s} \quad (19)$$

Una vez obtenida la velocidad corregida del viento, se llevó a cabo el cálculo de la presión del viento. Más, sin embargo, primero fue imprescindible establecer los valores para las variables que participan en la misma en la ecuación (2), para aquello se procede a la tabla 4 y

tabla 5 respectivamente. A continuación, en la tabla 22 se definen las variables y sus respectivos valores requeridos para el cálculo de la presión del viento.

Tabla 22

Variables y valores requeridos para el cálculo de la presión del viento

| Variable | Símbolo | Valor | Unidad |
|--------------------------------|----------------|--------------|-------------------|
| Velocidad corregida del viento | V_b | 18.9 | m/s |
| Densidad del aire | ρ | 1.25 | Kg/m ³ |
| Factor de forma a sotavento | C_f | -0.6 | Adimensional |
| Factor de forma a barlovento | C_f | 0.7 | Adimensional |
| Coefficiente de altura | C_e | 1.19 | Adimensional |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ya teniendo los respectivos valores de las variables se procede a reemplazarlos en la ecuación (2).

- Barlovento

$$P = \frac{1}{2} \times \left(1.25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}\right) \times \left(18,9 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \times (1.19) \times (0.7) \quad (20)$$

$$P = 185.97 \text{ Pa} \quad (21)$$

$$P = 18.96 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \quad (22)$$

- Sotavento

$$P = \frac{1}{2} \times \left(1.25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}\right) \times \left(18,9 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \times (1.19) \times (-0.6) \quad (23)$$

$$P = -159.40 \text{ Pa} \quad (24)$$

$$P = -16.94 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \quad (25)$$

En la tabla 23 se presenta el cuadro de cálculo de las cargas lineales para los pórticos internos y externos en las condiciones de barlovento y sotavento considerando el ancho tributario correspondiente.

Tabla 23

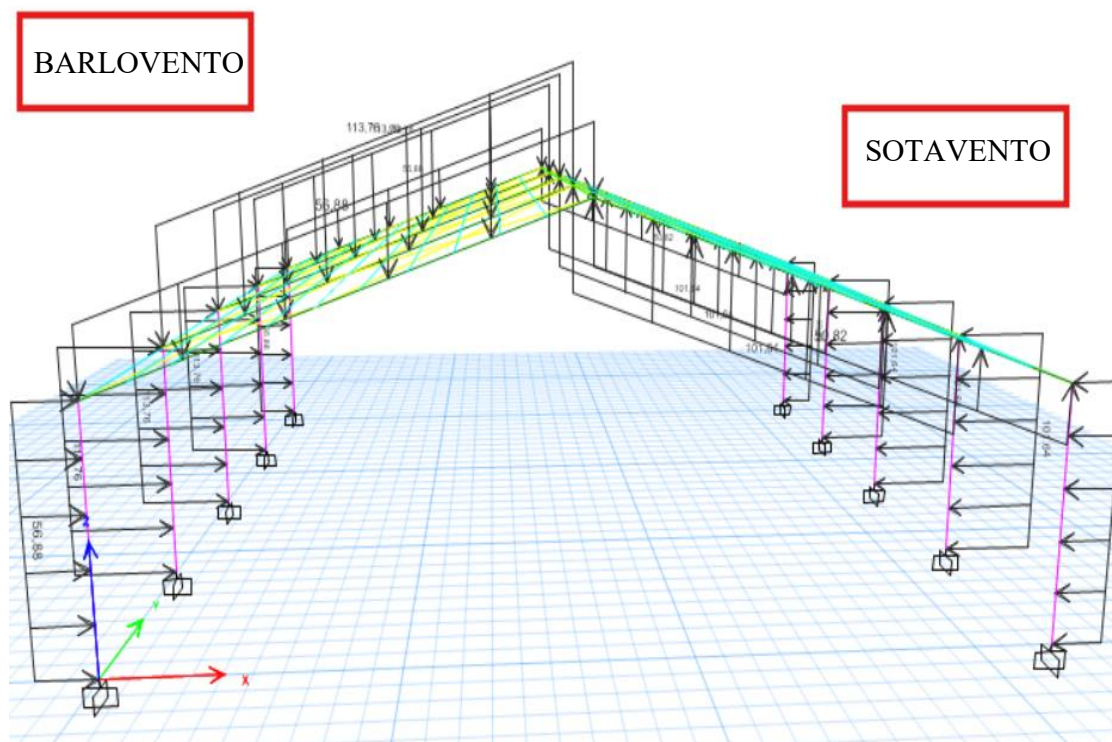
Cargas lineales del viento

| Elemento | Pórtico Interno | Pórtico Interno | Pórtico Externo | Pórtico Externo |
|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Presión (kg/m ²) | 18.96 | -16.94 | 18.96 | -16.94 |
| Ancho tributario (m) | 6 | 6 | 3 | 3 |
| Carga Lineal (kg/m) | 113.76 | -101.64 | 56.88 | 50.82 |
| Condición | Barlovento | Sotavento | Barlovento | Sotavento |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ilustración 17

Cargas de viento en vigas y columnas (barlovento/sotavento)



Nota. Autores, 2025.

3.2.4 Cálculo de Carga Sísmica

Con los datos obtenidos mediante la (NEC-SE-DS, 2015), se logró establecer la ubicación sísmica del proyecto mediante la tabla 7, está siendo zona sísmica V, caracterizada en su mayoría por las provincias de la costa del Ecuador.

En la siguiente tabla 24 se reflejan los valores respectivos para el cálculo de la carga sísmica.

Tabla 24

Datos para el cálculo de la carga sísmica

| Descripción | Dato | Selección |
|---|-------------|------------------|
| Provincia | Guayas | |
| Cantón | Guayaquil | |
| Factor zona sísmica “Z” | 0.40 | Tabla 7 |
| Tipo de perfil de suelo | E | Tabla 8 |
| Factor de sitio Fa | 1.00 | Tabla 9 |
| Factor de sitio Fd | 1.60 | Tabla 10 |
| Factor de comportamiento inelástico del subsuelo Fs | 1.90 | Tabla 11 |
| Relación “η” | 1.80 | Tabla 12 |
| Factor de reducción resistencia sísmica “R” | 3.00 | Tabla 13 |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ya teniendo los valores respectivos de Fa, Fd y Fs, se procede a determinar los periodos límite de vibración tanto para el espectro elástico como para el espectro inelástico.

$$T_o = 0.1 \times F_s \times \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (26)$$

$$T_o = 0.1 \times 1.90 \times \left(\frac{1.60}{1.00} \right) \quad (27)$$

$$T_o = 0.304 \quad (28)$$

$$T_c = 0.55 \times F_s \times \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (29)$$

$$T_c = 0.55 \times 1.90 \times \left(\frac{1.60}{1} \right) \quad (30)$$

$$T_c = 1.672 \quad (31)$$

$$T_a = C_t \times (h_n)^\alpha \quad (32)$$

$$T_a = 0.072 \times (10)^{0.80} \quad (33)$$

$$T_a = 0.454 \text{ seg} \quad (34)$$

Mediante el cálculo del periodo de vibración T y sus límites Tc y To, se definen el espectro de respuesta elástica de aceleraciones de la siguiente forma:

$$S_a = N \times Z \times F_a ; \text{ cuando } 0 \leq T \leq T_c \quad (35)$$

$$S_a = 1.80 \times 0.40 \times 1 \quad (36)$$

$$S_a = 0.72 \text{ g} \quad (37)$$

Para el cortante basal de diseño utilizamos la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \emptyset P \times \emptyset e} W \quad (38)$$

$$V = \frac{1 \times 0.72}{3 \times 1 \times 1} W \quad (39)$$

$$V_b = 0.24 W \quad (40)$$

Ilustración 18

Espectro de diseño parte 1/2

ESPECTROS PARA LA REPUBLICA DEL ECUADOR NEC_SE_DS

SOLO INGRESAR VALORES CON CELDAS DE COLOR AMARILLO

PROVINCIA: **Guayas**
 CANTON: **Guayaquil**

Paso 1: Determinar Zona sísmica y valor Z, COSTA=C SIERRA=S ORIENTE=O

Tabla -----> 1 Zona sísmica Z= **0,4** **C** $\eta = 1,8$

Paso 2: Determinar coeficientes de sitio Fa, Fd y Fs.

| Tabla -----> | | T4 - T5 - T6 | Fa | Fd | Fs | r |
|----------------|----------|------------------------------|------|------|------|------|
| CLASE DE SUELO | Clase A: | Roca dura | 0,90 | 0,90 | 0,75 | 1,00 |
| | Clase B: | Roca | 1,00 | 1,00 | 0,75 | 1,00 |
| | Clase C: | Suelo muy duro y roca blanda | 1,20 | 1,11 | 1,11 | 1,00 |
| | Clase D: | Suelo rígido | 1,20 | 1,19 | 1,28 | 1,50 |
| | Clase E: | Suelo arcilloso blando | 1,00 | 1,60 | 1,90 | 1,50 |

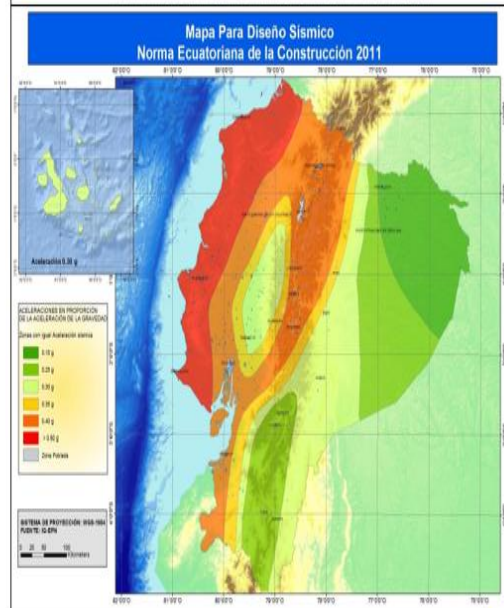
Paso 3: Determinar los periodos de control To, Tc y Tl

Fa= 1,00 Fd= 1,60 Clase: **E** ← INGRESE CLASE DE SUELO
 Fs= 1,90 r= 1,50

$T_o = 0.10 \cdot F_s \cdot F_d / F_a = 0,304$
 $T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot F_d / F_a = 1,672$

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

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



Nota. Autores, 2025.

Ilustración 19

Espectro de diseño parte 2/2

Paso 5: Espectro de respuesta de diseño (NEC_SE_DS) CAP. 3.3.1

| | |
|-----------|--|
| Region 1: | $T_B < T \leq T_C$ $S_a = n_s \cdot Z \cdot F_a$ |
| Region 2: | $T_C \leq T \leq T_I$ $S_a = n_s \cdot Z \cdot F_a \cdot (T_C/T)^r$ |

DEFINICION DE LA GRAFICA DEL ESPECTRO SISMICO ELASTICO E INELASTICOS

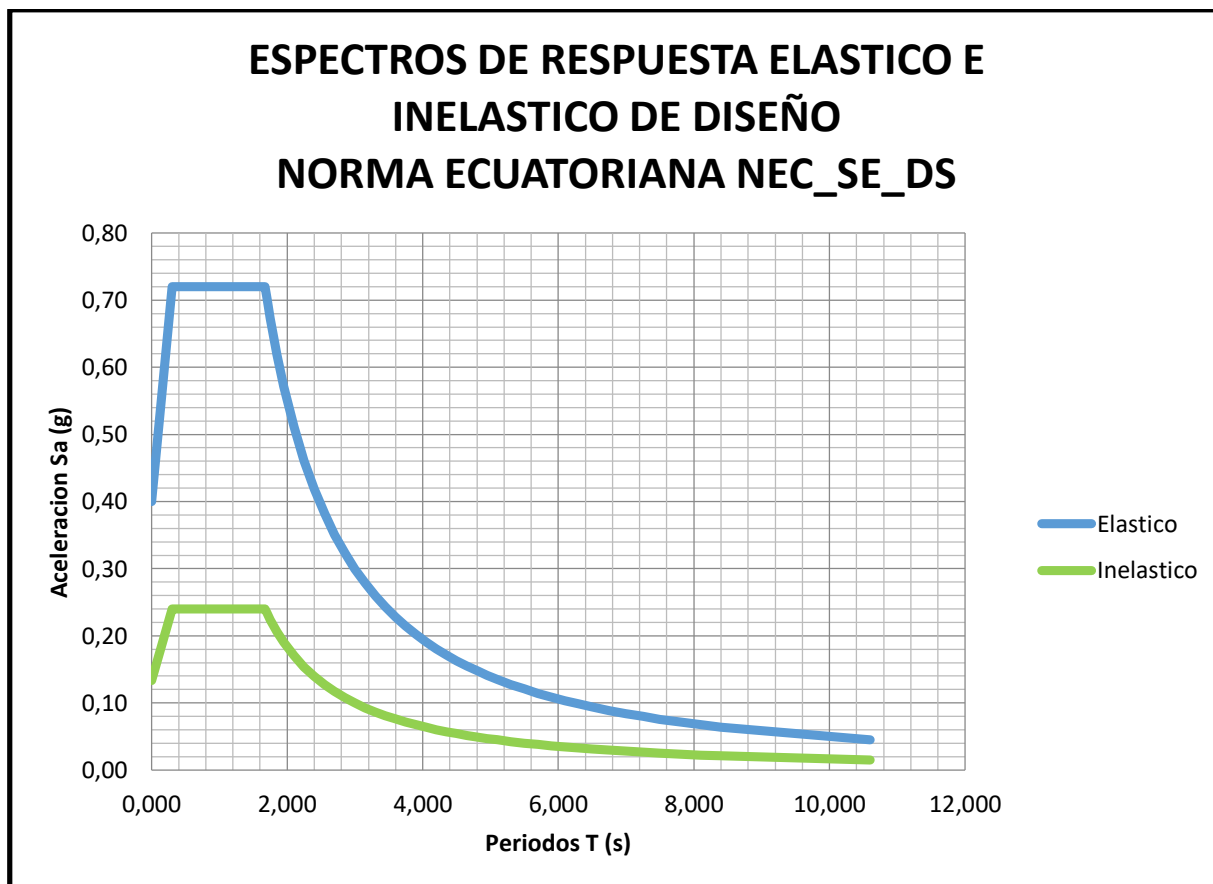
| Clase : E | | | | ELASTICO | INELASTICO |
|--------------|-------|----------|----------|----------|--------------------|
| T | | Region 1 | Region 2 | Grafico | Grafico |
| (s) | | $S_a(a)$ | $S_a(a)$ | $S_a(a)$ | $S_a \cdot I/R(a)$ |
| 0,000 | | 0,40 | | 0,400 | 0,133 |
| 0,304 | T_B | 0,72 | | 0,720 | 0,240 |
| 1,672 | T_C | 0,72 | 0,72 | 0,720 | 0,240 |
| 1,700 | | | 0,70 | 0,702 | 0,234 |
| 1,750 | | | 0,67 | 0,672 | 0,224 |
| 1,850 | | | 0,62 | 0,619 | 0,206 |
| 1,950 | | | 0,57 | 0,572 | 0,191 |
| 2,100 | | | 0,51 | 0,512 | 0,171 |
| 2,250 | | | 0,46 | 0,461 | 0,154 |
| 2,400 | | | 0,42 | 0,419 | 0,140 |
| 2,550 | | | 0,38 | 0,382 | 0,127 |
| 2,700 | | | 0,35 | 0,351 | 0,117 |
| 2,850 | | | 0,32 | 0,324 | 0,108 |
| 3,000 | | | 0,30 | 0,300 | 0,100 |
| 3,150 | | | 0,28 | 0,278 | 0,093 |
| 3,300 | | | 0,26 | 0,260 | 0,087 |
| 3,450 | | | 0,24 | 0,243 | 0,081 |
| 3,600 | | | 0,23 | 0,228 | 0,076 |
| 3,750 | | | 0,21 | 0,214 | 0,071 |
| 3,900 | | | 0,20 | 0,202 | 0,067 |
| 4,050 | | | 0,19 | 0,191 | 0,064 |
| 4,200 | | | 0,18 | 0,181 | 0,060 |
| 4,350 | | | 0,17 | 0,172 | 0,057 |
| 4,500 | | | 0,16 | 0,163 | 0,054 |
| 4,650 | | | 0,16 | 0,155 | 0,052 |
| 4,800 | | | 0,15 | 0,148 | 0,049 |
| 4,950 | | | 0,14 | 0,141 | 0,047 |
| 5,100 | | | 0,14 | 0,135 | 0,045 |
| 5,300 | | | 0,13 | 0,128 | 0,043 |
| 5,500 | | | 0,12 | 0,121 | 0,040 |
| 5,700 | | | 0,11 | 0,114 | 0,038 |
| 5,900 | | | 0,11 | 0,109 | 0,036 |
| 6,100 | | | 0,10 | 0,103 | 0,034 |
| 6,300 | | | 0,10 | 0,098 | 0,033 |
| 6,500 | | | 0,09 | 0,094 | 0,031 |
| 6,750 | | | 0,09 | 0,089 | 0,030 |
| 7,000 | | | 0,08 | 0,084 | 0,028 |
| 7,250 | | | 0,08 | 0,080 | 0,027 |
| 7,500 | | | 0,08 | 0,076 | 0,025 |
| 7,800 | | | 0,07 | 0,071 | 0,024 |
| 8,100 | | | 0,07 | 0,068 | 0,023 |
| 8,400 | | | 0,06 | 0,064 | 0,021 |
| 10,600 | | | 0,05 | 0,045 | 0,015 |

Nota. Autores, 2025.

En la ilustración 20 se presenta los espectros elástico e inelástico de aceleraciones resultantes.

Ilustración 20

Espectros de aceleraciones resultantes



Nota. Autores, 2025.

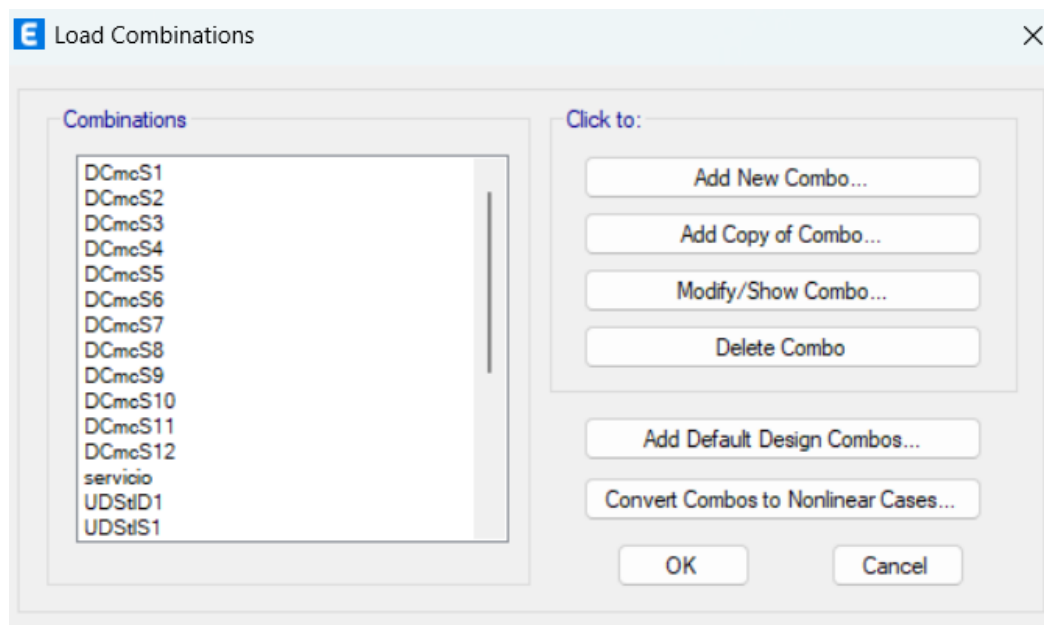
3.3 Introducción de las Combinaciones de Carga en Etabs.

Combinaciones definidas según la (NEC-SE-CG, 2015) en base a la sección 2.1.18, lo que facilitó el análisis exacto del comportamiento del sistema en diversos contextos de carga.

A continuación, en la ilustración 21 se refleja dichas combinaciones insertadas en el programa Etabs.

Ilustración 21

Combinaciones de carga en Etabs



Nota. Elaboración de autores en Etabs, 2025.

3.4 Predimensionamiento de los Elementos Estructurales

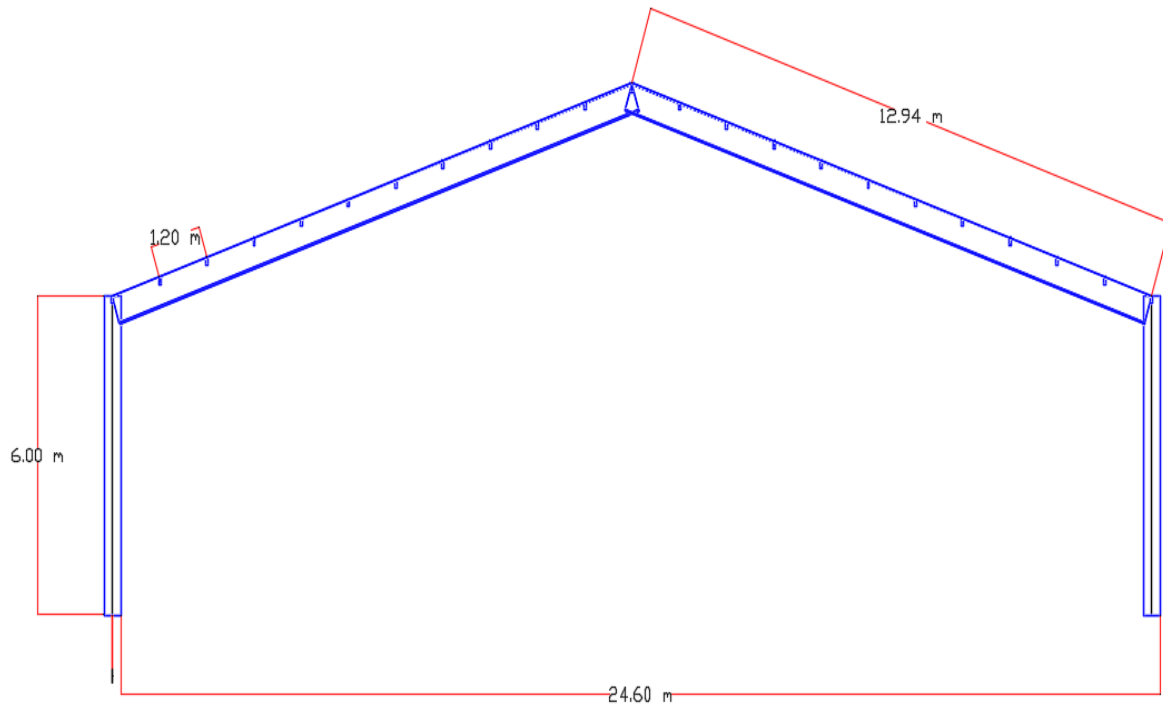
3.4.1 *Dimensionamiento de la Estructura en Autocad*

El dimensionamiento de la estructura se lo realizó en Etabs, una vez ya finalizado el mismo, se procedió a exportarlo Autocad para con ello proceder con el debido acotamiento de los diferentes elementos.

La ilustración 22 muestra la geometría y las dimensiones de la estructura.

Ilustración 22

Dimensionamiento de la Estructura vista frontal 2D



Nota. Elaborado por autores, 2025.

3.4.2 Predimensionamiento de Correas

- Carga Distribuida

$$Q_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 1.2 D + 1.6 L \quad (41)$$

$$Q_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 1.2 (32.24) + 1.6 (70) \quad (42)$$

$$Q_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 150.69 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \quad (43)$$

- Carga Última Linealmente Distribuida

$$W_u = Q_{max} \times A_{tributario} \quad (44)$$

$$W_u = (150.69) \times (1.20) \quad (45)$$

$$W_u = 180.83 \frac{Kgf}{m} \quad (46)$$

- Momento Último

$$M_u = \frac{W_u \times L^2}{8} \quad (47)$$

$$M_u = \frac{(180.83) \times (6)^2}{8} \quad (48)$$

$$M_u = 813.73 \frac{Kgf}{m} \quad (49)$$

$$M_u = 81373 \frac{Kgf}{cm} \quad (50)$$

- Obtención del Perfil-Método LRFD

$$M_u \leq \phi M_n \quad (51)$$

$$M_u \leq \phi S_x F_y \quad (52)$$

$$S_x \geq \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (53)$$

$$S_x \geq \frac{81373}{(0.9)(2530)} \quad (54)$$

$$S_x = 35.74 \text{ cm}^3 \quad (55)$$

- Perfil Elegido para las Correas

Tubo estructural rectangular ASTM A-36 de 50x150x3 mm

$$39.78 \text{ cm}^3 \geq 35.74 \text{ cm}^3 \text{ (Si cumple)}$$

Ilustración 23

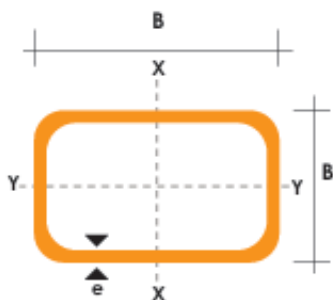
Datos del tubo de acero estructural rectangular elegido

| DIMENSIONES | | | PESO Kg/m | AREA | | EJES X-X | | | EJES Y-Y | | |
|-------------|---------|---------------|--------------|-------------------------|----------------------|----------------------|---------|----------------------|----------------------|---------|--|
| A mm | B mm | ESPESOR mm | | AREA cm ² | I cm ⁴ | W cm ³ | i cm | I cm ⁴ | W cm ³ | i cm | |
| 20 | 40 | 1,2 | 1,09 | 1,32 | 2,61 | 1,30 | 1,12 | 0,88 | 0,88 | 0,83 | |
| 20 | 40 | 1,5 | 1,35 | 1,65 | 3,26 | 1,63 | 1,40 | 1,09 | 1,09 | 0,81 | |
| 20 | 40 | 2,0 | 1,78 | 2,14 | 4,04 | 2,02 | 1,37 | 1,33 | 1,33 | 0,79 | |
| 25 | 50 | 1,5 | 1,71 | 2,10 | 6,39 | 2,56 | 1,74 | 2,19 | 1,75 | 1,02 | |
| 25 | 50 | 2,0 | 2,25 | 2,74 | 8,37 | 3,35 | 1,75 | 2,80 | 2,24 | 1,01 | |
| 25 | 50 | 3,0 | 3,30 | 4,14 | 12,56 | 5,02 | 1,74 | 3,99 | 3,19 | 0,99 | |
| 30 | 50 | 1,5 | 1,88 | 2,25 | 7,27 | 2,91 | 1,80 | 3,32 | 2,21 | 1,21 | |
| 30 | 50 | 2,0 | 2,41 | 2,94 | 9,52 | 3,81 | 1,80 | 4,28 | 2,85 | 1,21 | |
| 30 | 50 | 3,0 | 3,30 | 4,21 | 12,78 | 5,11 | 1,74 | 5,66 | 3,77 | 1,16 | |
| 30 | 70 | 2,0 | 3,03 | 3,74 | 22,20 | 6,34 | 2,44 | 5,85 | 3,90 | 1,25 | |
| 30 | 70 | 3,0 | 4,48 | 5,41 | 30,50 | 8,71 | 2,37 | 7,84 | 5,23 | 1,20 | |
| 40 | 60 | 1,5 | 2,29 | 2,91 | 14,90 | 4,97 | 2,26 | 7,94 | 3,97 | 1,65 | |
| 40 | 60 | 2,0 | 3,03 | 3,74 | 18,08 | 6,13 | 2,22 | 9,81 | 4,90 | 1,62 | |
| 40 | 60 | 3,0 | 4,48 | 5,41 | 25,31 | 8,44 | 2,16 | 13,37 | 6,69 | 1,57 | |
| 30 | 70 | 1,5 | 2,34 | 2,91 | 18,08 | 5,17 | 2,49 | 4,76 | 3,17 | 1,28 | |
| 30 | 70 | 2,0 | 2,93 | 3,74 | 22,20 | 6,34 | 2,44 | 5,85 | 3,90 | 1,25 | |
| 30 | 70 | 3,0 | 4,25 | 5,41 | 30,50 | 8,71 | 2,37 | 7,84 | 5,23 | 1,20 | |
| 40 | 80 | 1,5 | 2,76 | 3,74 | 31,75 | 7,94 | 2,91 | 10,77 | 5,39 | 1,70 | |
| 40 | 80 | 2,0 | 3,66 | 4,54 | 37,32 | 9,33 | 2,87 | 12,70 | 6,35 | 1,67 | |
| 40 | 80 | 3,0 | 5,42 | 6,61 | 52,16 | 13,04 | 2,81 | 17,49 | 8,75 | 1,63 | |
| 50 | 100 | 2,0 | 4,52 | 5,74 | 74,94 | 14,99 | 3,61 | 25,65 | 10,26 | 2,11 | |
| 50 | 100 | 3,0 | 6,71 | 8,41 | 106,34 | 21,27 | 3,56 | 35,97 | 14,39 | 2,07 | |
| 50 | 150 | 3,0 | 9,17 | 11,41 | 298,35 | 39,78 | 5,11 | 52,54 | 21,02 | 2,15 | |

Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.32), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

Ilustración 24

Representación de las dimensiones del tubo estructural



Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.32), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

Ilustración 25

Tubo estructural rectangular



Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.32), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

Para el reforzamiento de la estructura por sismo estático en “y”, se modificó la correa central por una viga IPE 200. En la ilustración 26 observamos los datos de dicho perfil.

Ilustración 26

Datos de la correa de refuerzo estructural perfil laminado IPE 200

| DENOMINACION | DIMENSIONES | | | | | SECCION cm2 | PESOS kg/mt | TIPOS | | | |
|--------------|-------------|---------|---------|---------|---------|----------------|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | h mm | s mm | g mm | t mm | R mm | | | Ix cm4 | Iy cm4 | Wx cm3 | Wy cm3 |
| IPE 80 | 80 | 46 | 3.80 | 5.20 | 5 | 7.64 | 6.00 | 80 | 8.49 | 20.00 | 3.69 |
| IPE 100 | 100 | 55 | 4.10 | 5.70 | 5 | 10.30 | 8.10 | 171 | 15.90 | 34.20 | 5.79 |
| IPE 120 | 120 | 64 | 4.40 | 6.30 | 5 | 13.20 | 10.40 | 318 | 27.70 | 53.00 | 8.65 |
| IPE 140 | 140 | 73 | 4.70 | 6.90 | 7 | 16.40 | 12.90 | 541 | 44.90 | 77.30 | 12.30 |
| IPE 160 | 160 | 82 | 5.00 | 7.40 | 7 | 20.10 | 15.80 | 869 | 68.30 | 109.00 | 16.70 |
| IPE 180 | 180 | 91 | 5.30 | 8.00 | 7 | 23.90 | 18.80 | 1320 | 101.00 | 140.00 | 22.20 |
| IPE 200 | 200 | 100 | 5.60 | 8.50 | 9 | 28.50 | 22.40 | 1940 | 142.00 | 194.00 | 28.50 |
| IPE 220 | 220 | 110 | 5.90 | 9.20 | 9 | 33.40 | 26.20 | 2770 | 205.00 | 252.00 | 37.30 |
| IPE 240 | 240 | 120 | 6.20 | 9.80 | 12 | 39.10 | 30.70 | 3890 | 284.00 | 324.00 | 47.30 |
| IPE 270 | 270 | 135 | 6.60 | 10.20 | 12 | 45.90 | 36.10 | 5790 | 420.00 | 429.00 | 62.20 |
| IPE 300 | 300 | 150 | 7.10 | 10.70 | 15 | 53.80 | 42.20 | 8360 | 604.00 | 557.00 | 80.50 |
| IPE 330 | 330 | 160 | 7.50 | 11.50 | 15 | 62.60 | 49.10 | 11770 | 788.00 | 713.00 | 98.50 |
| IPE 360 | 360 | 170 | 8.00 | 12.70 | 118 | 72.70 | 57.10 | 16270 | 1040.00 | 904.00 | 123.00 |
| IPE 400 | 400 | 180 | 8.60 | 13.50 | 118 | 84.50 | 63.30 | 23130 | 1320.00 | 1160.00 | 146.00 |
| IPE 450 | 450 | 190 | 9.40 | 14.60 | 21 | 98.80 | 77.70 | 33740 | 1680.00 | 1500.00 | 176.00 |
| IPE 500 | 500 | 200 | 10.20 | 16.00 | 21 | 116.00 | 90.70 | 48200 | 2140.00 | 1930.00 | 214.00 |
| IPE 550 | 550 | 210 | 11.10 | 17.20 | 24 | 134.00 | 106.00 | 67120 | 2670.00 | 2440.00 | 254.00 |

Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.11), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

3.4.3 Deformación Máxima Admisible

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{L}{360} \quad (56)$$

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{24,60}{360} \quad (57)$$

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = 0.068 \text{ m} \quad (58)$$

3.4.4 Predimensionamiento de Vigas

El cálculo de la carga distribuida es relativamente igual que el de las correas, por aquellos utilizaremos el valor ya obtenido en la ecuación (43).

$$Q_{m\acute{a}x} = 150.69 \frac{Kgf}{m^2}$$

- Carga Última Linealmente Distribuida

$$W_u = Q_{m\acute{a}x} \times A_{tributario} \quad (59)$$

$$W_u = (150.69) \times (6) \quad (60)$$

$$W_u = 904.14 \frac{Kgf}{m} \quad (61)$$

- Momento Último

$$M_u = \frac{W_u \times (L)^2}{10} \quad (62)$$

$$M_u = \frac{(904.14) \times (24.60)^2}{10} \quad (63)$$

$$M_u = 54714.94 \frac{Kgf}{m} \quad (64)$$

$$M_u = 5471494 \frac{Kgf}{cm} \quad (65)$$

- Obtención del Perfil-Método LRFD

$$M_u \leq \phi M_n \quad (66)$$

$$M_u \leq \phi S_x F_y \quad (67)$$

$$S_x \geq \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (68)$$

$$S_x \geq \frac{5471494}{(0.9)(2530)} \quad (69)$$

$$S_x = 2402.94 \text{ cm}^3 \quad (70)$$

- Perfil Elegido para las Vigas

Perfil Laminado ASTM A-36 IPE 550

$$2440 \text{ cm}^3 \geq 2402.94 \text{ cm}^3 \text{ (Si cumple)}$$

Ilustración 27

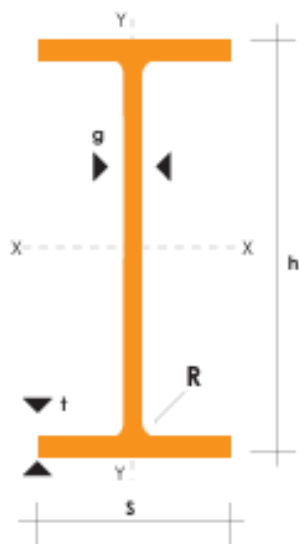
Datos del perfil laminado IPE 550

| DENOMINACION | DIMENSIONES | | | | | SECCION cm2 | PESOS kg/mt | TIPOS | | | |
|--------------|-------------|---------|---------|---------|---------|----------------|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | h mm | s mm | g mm | t mm | R mm | | | Ix cm4 | Iy cm4 | Wx cm3 | Wy cm3 |
| IPE 80 | 80 | 46 | 3.80 | 5.20 | 5 | 7.64 | 6.00 | 80 | 8.49 | 20.00 | 3.69 |
| IPE 100 | 100 | 55 | 4.10 | 5.70 | 5 | 10.30 | 8.10 | 171 | 15.90 | 34.20 | 5.79 |
| IPE 120 | 120 | 64 | 4.40 | 6.30 | 5 | 13.20 | 10.40 | 318 | 27.70 | 53.00 | 8.65 |
| IPE 140 | 140 | 73 | 4.70 | 6.90 | 7 | 16.40 | 12.90 | 541 | 44.90 | 77.30 | 12.30 |
| IPE 160 | 160 | 82 | 5.00 | 7.40 | 7 | 20.10 | 15.80 | 869 | 68.30 | 109.00 | 16.70 |
| IPE 180 | 180 | 91 | 5.30 | 8.00 | 7 | 23.90 | 18.80 | 1320 | 101.00 | 140.00 | 22.20 |
| IPE 200 | 200 | 100 | 5.60 | 8.50 | 9 | 28.50 | 22.40 | 1940 | 142.00 | 194.00 | 28.50 |
| IPE 220 | 220 | 110 | 5.90 | 9.20 | 9 | 33.40 | 26.20 | 2770 | 205.00 | 252.00 | 37.30 |
| IPE 240 | 240 | 120 | 6.20 | 9.80 | 12 | 39.10 | 30.70 | 3890 | 284.00 | 324.00 | 47.30 |
| IPE 270 | 270 | 135 | 6.60 | 10.20 | 12 | 45.90 | 36.10 | 5790 | 420.00 | 429.00 | 62.20 |
| IPE 300 | 300 | 150 | 7.10 | 10.70 | 15 | 53.80 | 42.20 | 8360 | 604.00 | 557.00 | 80.50 |
| IPE 330 | 330 | 160 | 7.50 | 11.50 | 15 | 62.60 | 49.10 | 11770 | 788.00 | 713.00 | 98.50 |
| IPE 360 | 360 | 170 | 8.00 | 12.70 | 118 | 72.70 | 57.10 | 16270 | 1040.00 | 904.00 | 123.00 |
| IPE 400 | 400 | 180 | 8.60 | 13.50 | 118 | 84.50 | 63.30 | 23130 | 1320.00 | 1160.00 | 146.00 |
| IPE 450 | 450 | 190 | 9.40 | 14.60 | 21 | 98.80 | 77.70 | 33740 | 1680.00 | 1500.00 | 176.00 |
| IPE 500 | 500 | 200 | 10.20 | 16.00 | 21 | 116.00 | 90.70 | 48200 | 2140.00 | 1930.00 | 214.00 |
| IPE 550 | 550 | 210 | 11.10 | 17.20 | 24 | 134.00 | 106.00 | 67120 | 2670.00 | 2440.00 | 254.00 |

Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.11), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

Ilustración 28

Representación de las dimensiones de la viga IPE 550



Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.11), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

Ilustración 29

Perfil laminado IPE 550



Nota. Adaptada del catálogo de acero “DIPAC” (p.11), por DIPAC Productos de Acero., s.f.

3.4.5 Predimensionamiento de Columnas

El momento ultimo se lo escoge del programa Etabs mediante el diagrama de momentos

3-3. En la ilustración 28 observamos el valor del momento último.

$$M_u = 29959.83 \frac{Kgf}{m} \quad (71)$$

$$M_u = 2995983 \frac{Kgf}{cm} \quad (72)$$

$$S_x \geq \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (73)$$

$$S_x \geq \frac{2995983}{(0.9)(2530)} \quad (74)$$

$$S_x = 1315.76 \text{ cm}^3 \quad (75)$$

Se ha escogido columnas con dimensiones de 0.40 x 0.30 m, estas son de tipo fabricadas “Filled Steel Tube, la cual infiere que están rellenas de hormigón con una resistencia a la compresión de 281.70 kg/cm².

- Deriva Máxima Sísmica

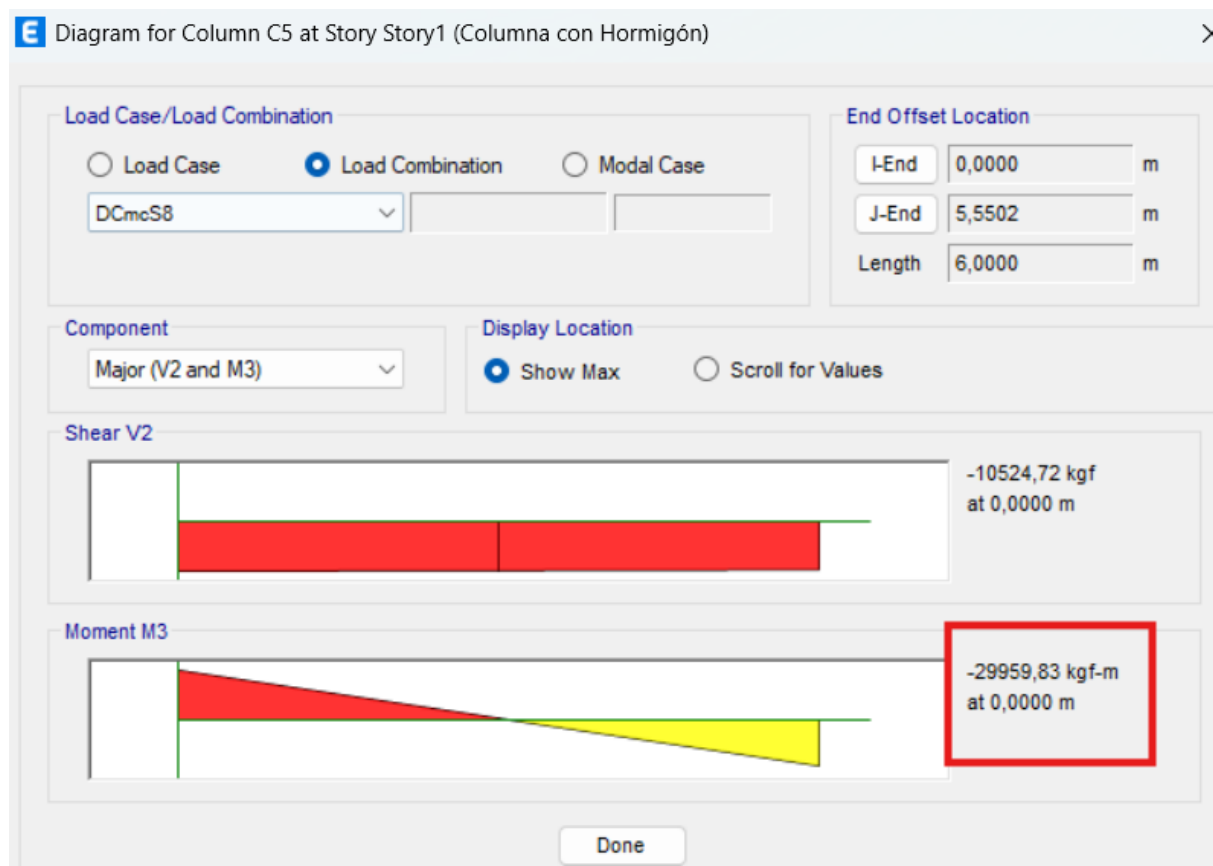
$$\Delta_{Mi} = 0.02 \times h \quad (76)$$

$$\Delta_{Mi} = 0.02 \times (6) \quad (77)$$

$$V_b = 0.12 \text{ m} \quad (78)$$

Ilustración 30

Diagrama moment 3-3



Nota. Elaborado por autores, 2025.

3.4.6 Predimensionamiento de las Diagonales

La fuerza axial máxima y mínima se determinó mediante el programa Etabs, se generó la tabla "Element Forces-Beam", en la cual en la ilustración 31 observamos la tabla generada por el programa, para facilitar la búsqueda de los valores se procedió a exportarla a Excel, en donde se pudo encontrar el valor máxima y mínimo de la fuerza axial mediante las fórmulas de valores máximos y mínimos de la columna "P", en la ilustración 32 se observa dichos valores.

Ilustración 31

Element Forces-Beam

Element Forces - Beams

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Beams

Filter: None

| | Story | Beam | Unique Name | Output Case | Case Type | Step Type | Step Number | Station m | P kgf | V2 kgf |
|--|--------|------|-------------|------------------|-----------|-----------|-------------|--------------|----------|-----------|
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 2,4 | -5,83 | -49,82 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 2,8 | -5,83 | -16,22 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 3,2 | -5,83 | 17,38 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 3,6 | -5,83 | 50,98 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 3,6 | 6,4 | 47,27 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 4,08 | 6,4 | 87,59 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 4,56 | 6,4 | 127,91 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 5,04 | 6,4 | 168,23 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 5,52 | 6,4 | 208,55 |
| | Story2 | B49 | 59 | Carga viva te... | LinStatic | | | 6 | 6,4 | 248,87 |
| | Story2 | B49 | 59 | Viento | LinStatic | | | 0 | -0,46 | 0,01 |
| | Story2 | B49 | 59 | Viento | LinStatic | | | 0,48 | -0,46 | 0,01 |

Record: << < 1 > >> of 82410 Add Tables... Done

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ilustración 32

Valores de la fuerza axial máxima y mínima

| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P | Q | R | S |
|-------|--------|------|-----|---------|-------------|-----|---|--------|---------|-----------|-------|-------|----------|----------|-------|--------|---|---|---|
| 16379 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS11 | Combination | Min | | 9,2613 | -493,08 | 0,11 | 0,02 | 0,02 | -0,04 | -0,17 | 144-6 | 1,5436 | | | |
| 16380 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 0 | 505,36 | -0,05 | -0,01 | 0,03 | -0,01 | -0,04 | 144-1 | 0 | | | |
| 16381 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 1,5436 | 505,36 | -0,05 | -0,01 | 0,03 | 0,02 | 0,07 | 144-1 | 1,5436 | | | |
| 16382 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 1,5436 | 514,03 | -0,002402 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,01 | 144-2 | 0 | | | |
| 16383 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 3,0871 | 514,03 | -0,002402 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,01 | 144-2 | 1,5436 | | | |
| 16384 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 3,0871 | 519,29 | 0,000219 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,01 | 144-3 | 0 | | | |
| 16385 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 4,6307 | 519,29 | 0,000219 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,02 | 144-3 | 1,5436 | | | |
| 16386 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 4,6307 | 523,87 | 0,003321 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,01 | 144-4 | 0 | | | |
| 16387 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 6,1742 | 523,87 | 0,003321 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,01 | 144-4 | 1,5436 | | | |
| 16388 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 6,1742 | 528,36 | 0,01 | 0,02 | -0,01 | 0,02 | 0,01 | 144-5 | 0 | | | |
| 16389 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 7,7178 | 528,36 | 0,01 | 0,02 | -0,01 | 0,01 | 0,01 | 144-5 | 1,5436 | | | |
| 16390 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 7,7178 | 535,94 | 0,12 | 0,03 | 0,02 | 0,02 | 0,07 | 144-6 | 0 | | | |
| 16391 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Max | | 9,2613 | 535,94 | 0,12 | 0,03 | 0,02 | -0,01 | -0,05 | 144-6 | 1,5436 | | | |
| 16392 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 0 | -524,05 | -0,13 | -0,03 | 0,01 | -0,03 | -0,13 | 144-1 | 0 | | | |
| 16393 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 1,5436 | -524,05 | -0,13 | -0,03 | 0,01 | 0,001377 | 0,03 | 144-1 | 1,5436 | | | |
| 16394 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 1,5436 | -516,69 | -0,01 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,004415 | 144-2 | 0 | | | |
| 16395 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 3,0871 | -516,69 | -0,01 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,01 | 144-2 | 1,5436 | | | |
| 16396 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 3,0871 | -512,32 | -0,004743 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,01 | 144-3 | 0 | | | |
| 16397 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 4,6307 | -512,32 | -0,004743 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,01 | 144-3 | 1,5436 | | | |
| 16398 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 4,6307 | -516,07 | -0,002967 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,01 | 144-4 | 0 | | | |
| 16399 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 6,1742 | -516,07 | -0,002967 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,01 | 144-4 | 1,5436 | | | |
| 16400 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 6,1742 | -511,27 | -0,001183 | -0,02 | -0,01 | -0,01 | 0,01 | 144-5 | 0 | | | |
| 16401 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 7,7178 | -511,27 | -0,001183 | -0,02 | -0,01 | -0,02 | 0,004653 | 144-5 | 1,5436 | | | |
| 16402 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 7,7178 | -503,29 | 0,06 | 0,01 | 0,01 | 0,003142 | 0,04 | 144-6 | 0 | | | |
| 16403 | Story2 | B134 | 144 | DCmcS12 | Combination | Min | | 9,2613 | -503,29 | 0,06 | 0,01 | 0,01 | -0,02 | -0,12 | 144-6 | 1,5436 | | | |
| 16404 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16405 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16406 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16407 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Program Control **Element Forces - Beams**

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Los datos de la varilla fueron obtenidos mediante la ficha técnica de NOVACERO-varilla microaleada, en la ilustración 33 se observan los respectivos datos.

Ilustración 33

Ficha técnica NOVACERO/ varilla microaleada

FICHA TÉCNICA

Nombre de producto:
Varilla Microaleada

Sello de calidad del producto:
INEN 2167

Normas que cumple:
INEN 2167, ASTM A706

Proceso de fabricación:
Laminado en caliente

**TABLA DE EQUIVALENCIAS
DE VARILLA MICROALEADA**

| | | PROPIEDADES | | UNIDADES | VALOR |
|----------------------------------|--------------------------------|---|---|---|------------|
| | | | | | |
| PROPIEDADES MECÁNICAS | TRACCIÓN | Límite de Fluencia (Fy) | Min | MPa (kgf/cm ²) | 420 (4200) |
| | | | Max | MPa (kgf/cm ²) | 540 (5400) |
| | Resistencia a la Tracción (Fu) | Min | MPa (kgf/cm ²) | 550 (5500) | |
| | | d ≤ 20 | % | 14 | |
| | | 22 ≤ d ≤ 36 | | 12 | |
| d > 40 | 10 | | | | |
| | | (F _u ' / F _y ' ≥ 1.25) | La resistencia a la tracción real debe ser igual o mayor a 1,25 veces el límite de fluencia real registrado en el ensayo de la probeta. | | |
| SOLDABILIDAD | | De acuerdo a AWS D1.4. (mediante restricciones de composición química): C.E. ≤ 0,55% CARBONO EQUIVALENTE: C.E. = C + %Mn/6 + %Cu/40 + %Ni/20 + %Cr/10 - %Mo/50 - %V/10 | | | |
| ETIQUETADO | ETIQUETADO | <ul style="list-style-type: none"> Fabricante Grado del acero (42) Varilla Microaleada laminada en caliente Identificación del lote | | <ul style="list-style-type: none"> Diámetro nominal de varilla Longitud nominal de varilla Cantidad o masa (kilogramos) Norma NTE INEN 2167 | |
| | MARCADO | <ul style="list-style-type: none"> Fabricante Diámetro nominal | | <ul style="list-style-type: none"> Letras AS (Acero soldable) Letras MA (Microaleada) | |

| Diámetro nominal | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 | 28 | 32 | mm |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-----------------|
| Área = π r ² | 0.503 | 0.786 | 1.131 | 1.539 | 2.011 | 2.545 | 3.142 | 3.801 | 4.909 | 6.158 | 8.043 | cm ² |
| Perímetro = 2 π r | 2.513 | 3.142 | 3.770 | 4.398 | 5.027 | 5.655 | 6.283 | 6.912 | 7.854 | 8.797 | 10.053 | cm |
| Masa | 0.395 | 0.617 | 0.888 | 1.208 | 1.578 | 1.998 | 2.466 | 2.984 | 3.853 | 4.843 | 6.313 | kg/m |
| Masa de 1 varilla | | | | | | | | | | | | |
| de 6 m | 2.370 | 3.702 | 5.328 | 7.248 | 9.468 | 11.988 | 14.796 | 17.904 | 23.118 | 29.004 | 37.878 | kg |
| de 9 m | 3.555 | 5.553 | 7.992 | 10.872 | 14.202 | 17.982 | 22.194 | 26.856 | 34.677 | 43.506 | 56.817 | kg |
| de 12 m | 4.740 | 7.404 | 10.656 | 14.496 | 18.936 | 23.976 | 29.592 | 35.808 | 46.236 | 58.008 | 75.756 | kg |
| | | | | | | | | | | | | |
| Número de varillas en 45.36 kg (1 quintal) | 19.139 | 12.253 | 8.513 | 6.258 | 4.791 | 3.784 | 3.006 | 2.533 | 1.962 | 1.564 | 1.198 | de 6 m |
| | 12.759 | 8.169 | 5.676 | 4.172 | 3.194 | 2.523 | 2.004 | 1.689 | 1.308 | 1.043 | 0.798 | de 9 m |
| | 9.570 | 6.126 | 4.257 | 3.129 | 2.395 | 1.892 | 1.533 | 1.267 | 0.981 | 0.782 | 0.599 | de 12 m |

VARILLA MICROALEADA
FICHA TÉCNICA

Nota. Adaptada de Ficha Técnica “Varilla Microaleada”, por Novacero S.A., 2017.

$$P_{m\acute{a}x} = 701.13 \text{ Kgf} \quad (79)$$

$$P_{m\acute{i}n} = -815.91 \text{ Kgf} \quad (80)$$

$$R_n = \phi \times F_y \times A_s \quad (81)$$

$$R_n = (0.9) \times (4200) \times (0.502) \quad (82)$$

$$R_n = 1897.56 \text{ Kg} \quad (83)$$

$$\frac{D}{C} = \frac{701.13}{1897.56} \quad (84)$$

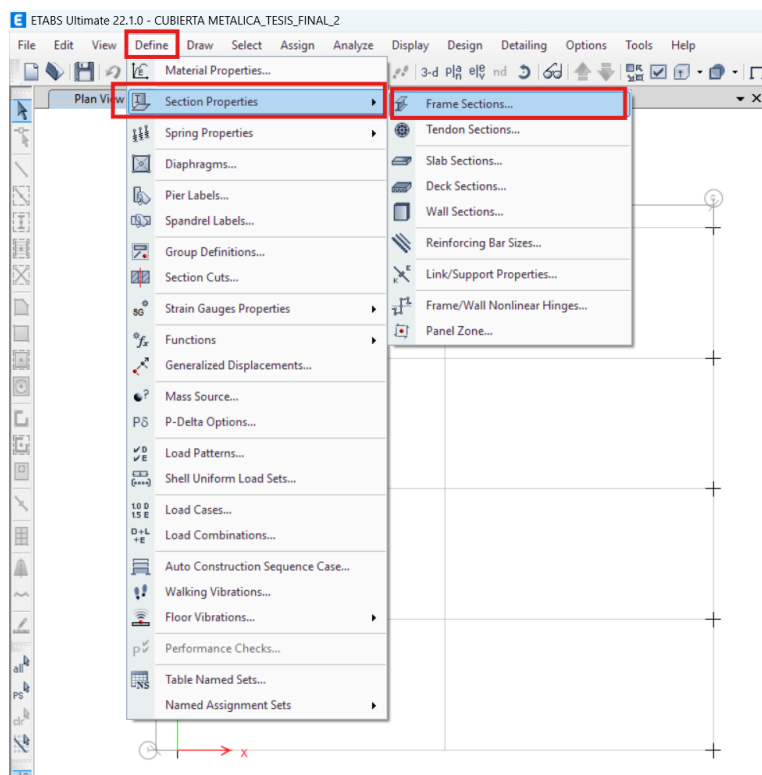
$$\frac{D}{C} = 0.37 \quad (85)$$

3.5 Creación de Secciones y Aplicación de Cargas

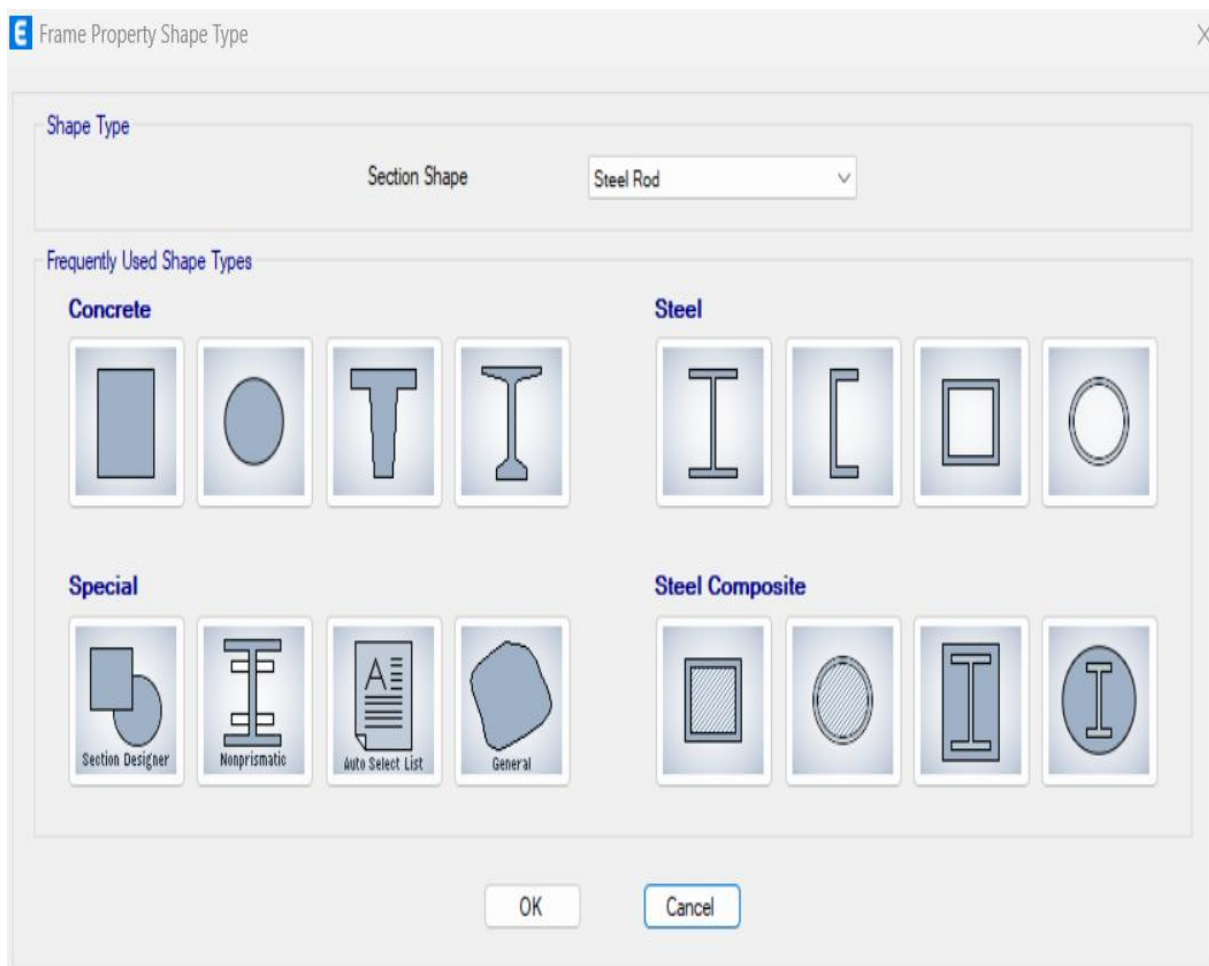
Para la creación de los perfiles estructurales, se realizaron los siguientes pasos en etabs: “Define” en la barra de herramientas, “Section Properties”, y “Frame Sections”. Una vez llegados a este punto, añadimos una nueva propiedad a nuestra hoja de trabajo mediante la elección de “Add New Property”.

Ilustración 34

Define/ Section Properties/ Frame Sections



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 35*Add New Property*

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.1 Creación de las Correas

Con los datos de la correa seleccionada, la cual se observan en la ilustración 23, se procede asignar el material de acero A36, consecutivamente las respectivas “Sections Dimensions”.

Ilustración 36

Creación de las correas con sus datos respectivos

The screenshot displays the 'Frame Section Property Data' dialog box. It is organized into several sections:

- General Data:** Property Name: Correa TR; Material: A36; Display Color: Cyan; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Steel Tube
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Total Depth: 0,15 m; Total Width: 0,05 m; Flange Thickness: 0,003 m; Web Thickness: 0,003 m; Corner Radius: 0 m
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers...; Currently Default

At the bottom right, there are 'OK' and 'Cancel' buttons. At the bottom center, there is a 'Show Section Properties...' button. A diagram on the right shows a vertical rectangle with a coordinate system: a vertical red arrow labeled '2' pointing up and a horizontal red arrow labeled '3' pointing left.

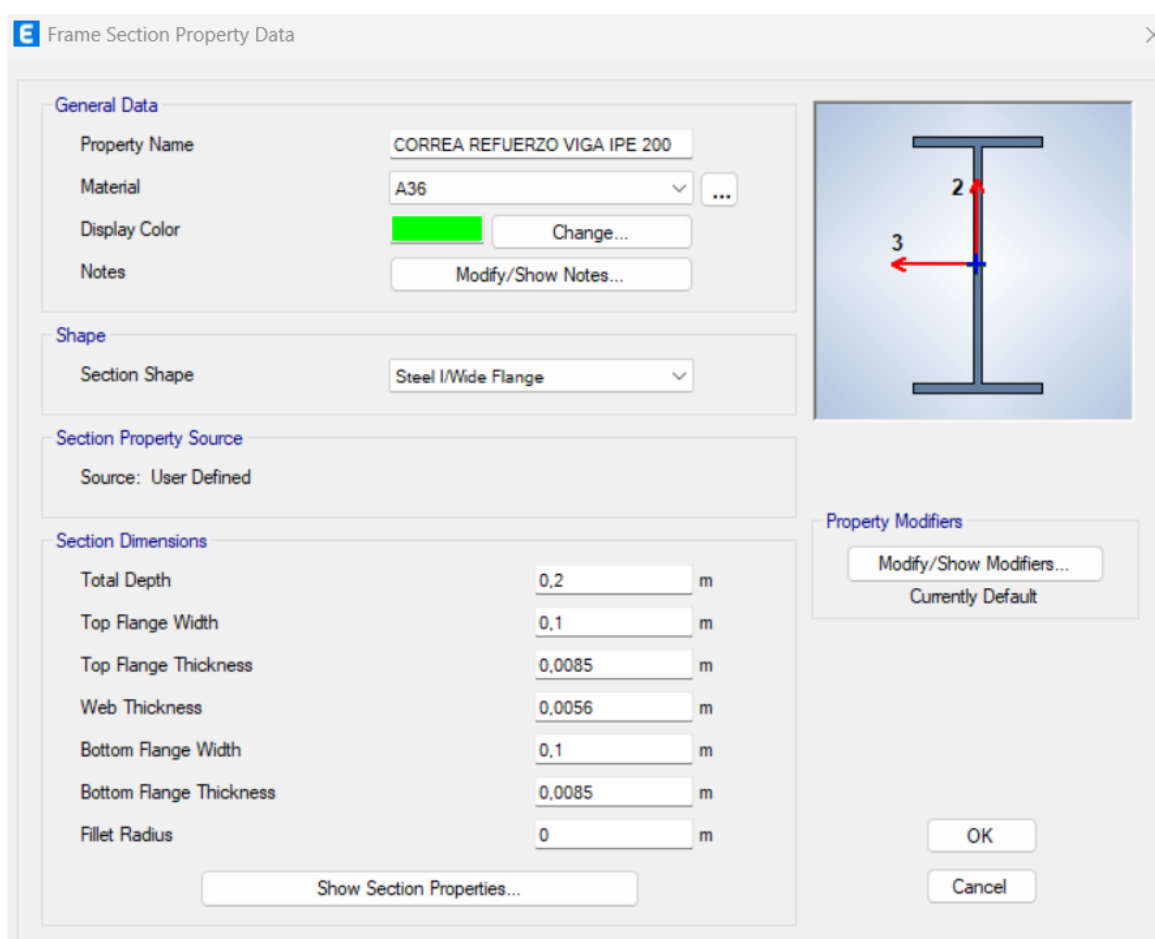
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.2 Creación de la Correa de Refuerzo Estructural

Con los datos de la correa de refuerzo seleccionada, la cual se observan en la ilustración 26, se procede asignar el material de acero A36, consecutivamente las respectivas “Sections Dimensions”.

Ilustración 37

Creación de la correa de refuerzo estructural IPE 200 con sus datos respectivos



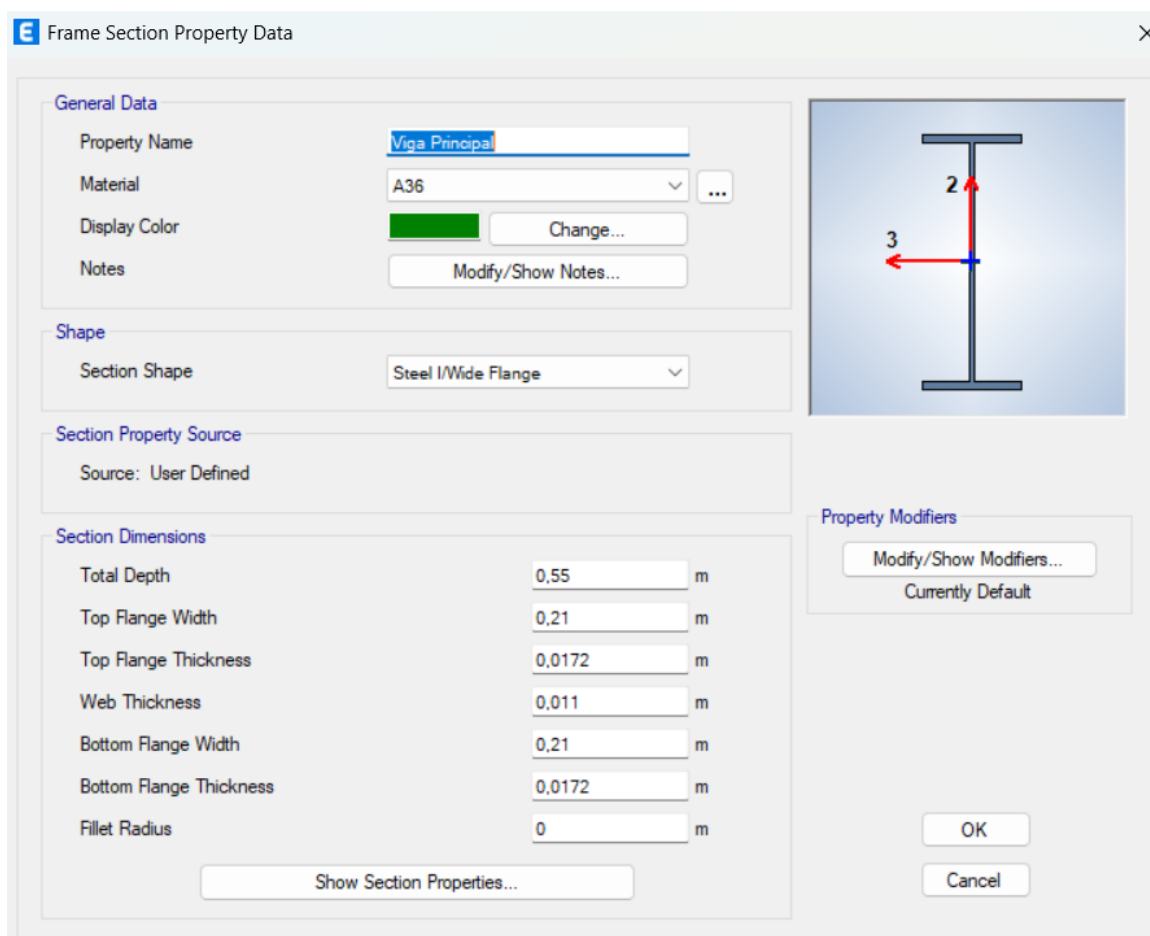
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.3 Creación de las Vigas

Con los datos de la viga seleccionada, la cual se observan en la ilustración 27, se procede asignar el material de acero A36, consecutivamente las respectivas “Sections Dimensions”.

Ilustración 38

Creación de las vigas IPE 550 con sus datos respectivos



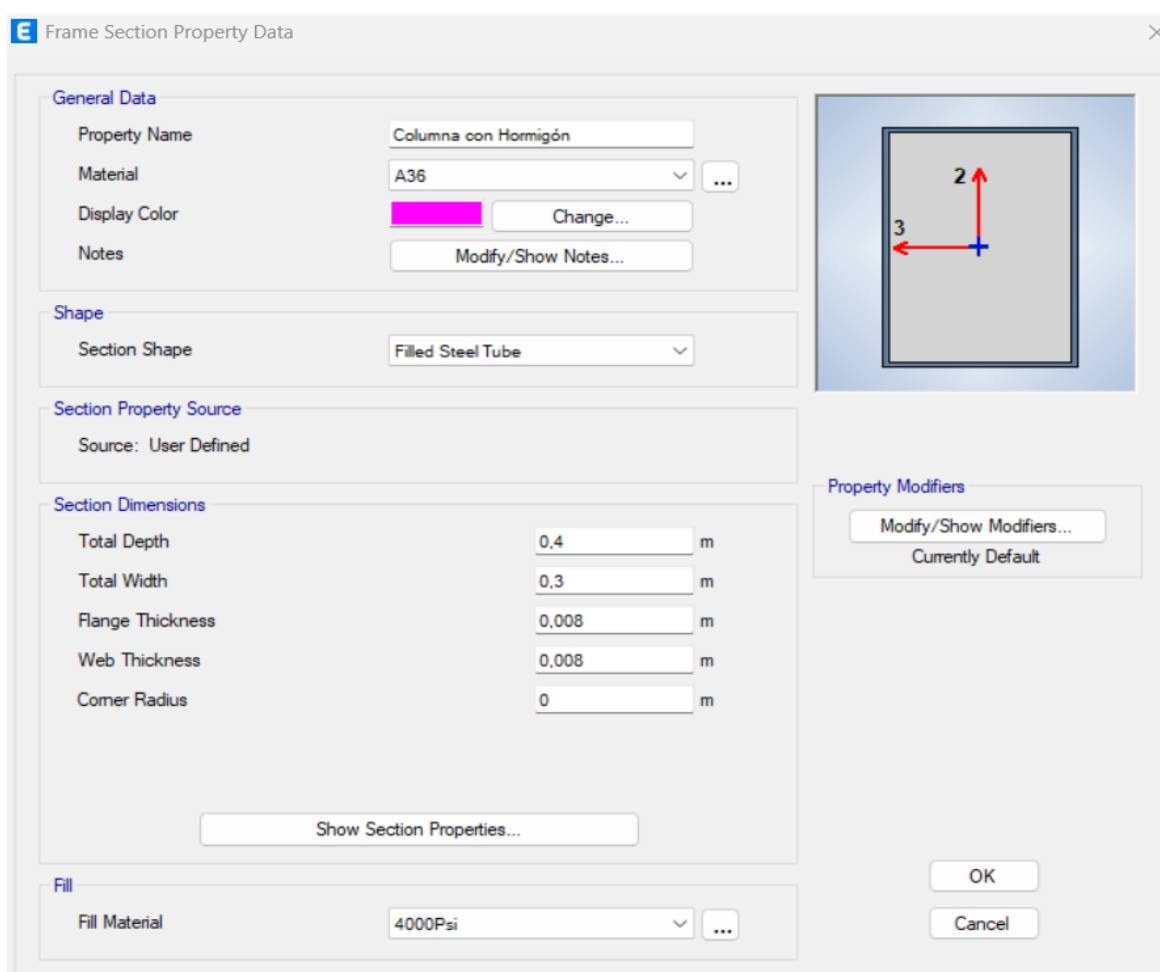
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.4 Creación de las Columnas

Con los datos de la columna, la cual se observan en el apartado 3.4.5, se procede asignar el material de acero A36 y el “Section Shape”, consecutivamente las respectivas “Sections Dimensions”.

Ilustración 39

Creación de las columnas con sus datos respectivos

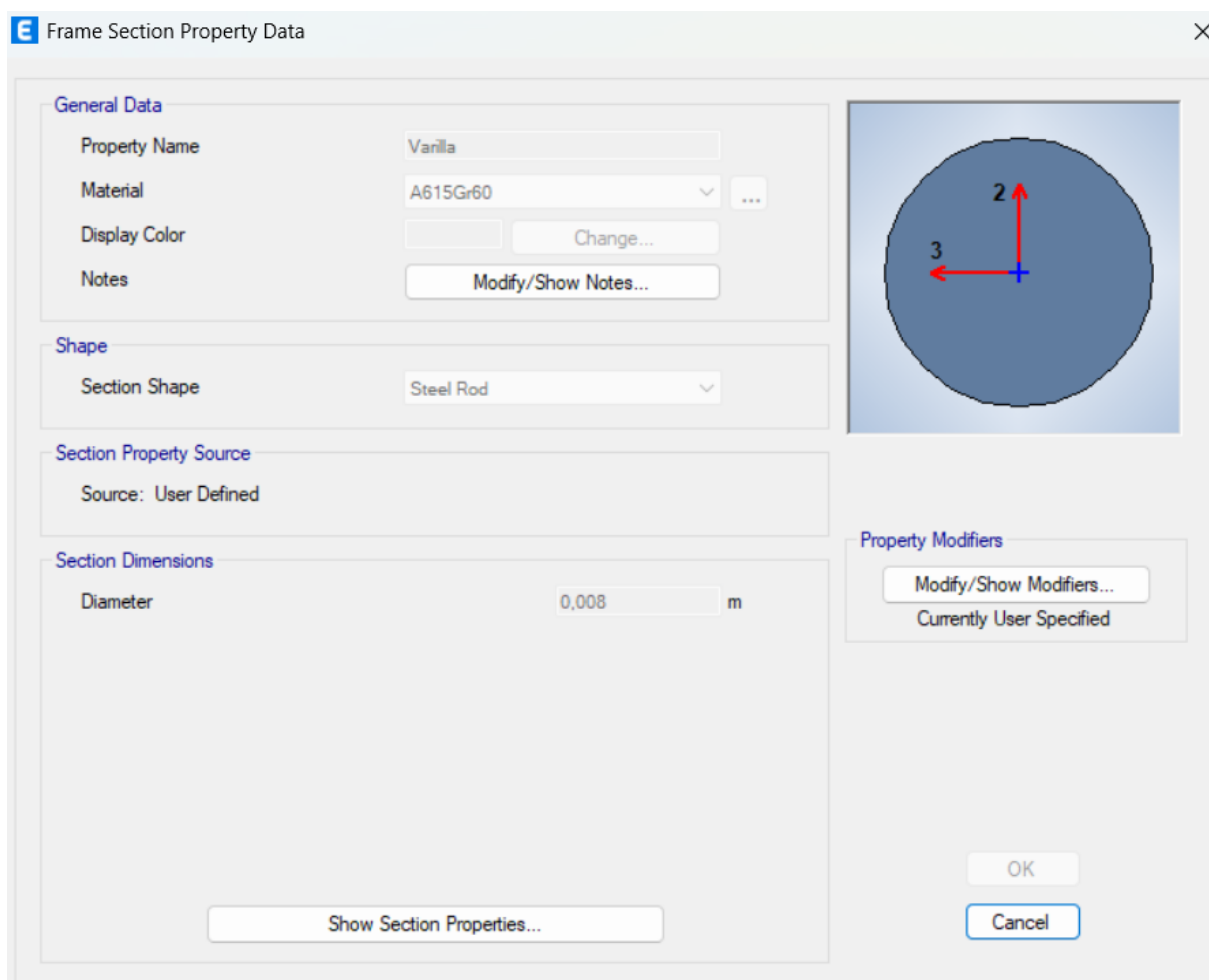


Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.5 Creación de las Diagonales

Ilustración 40

Creación de la varilla microaleada con sus datos respectivos



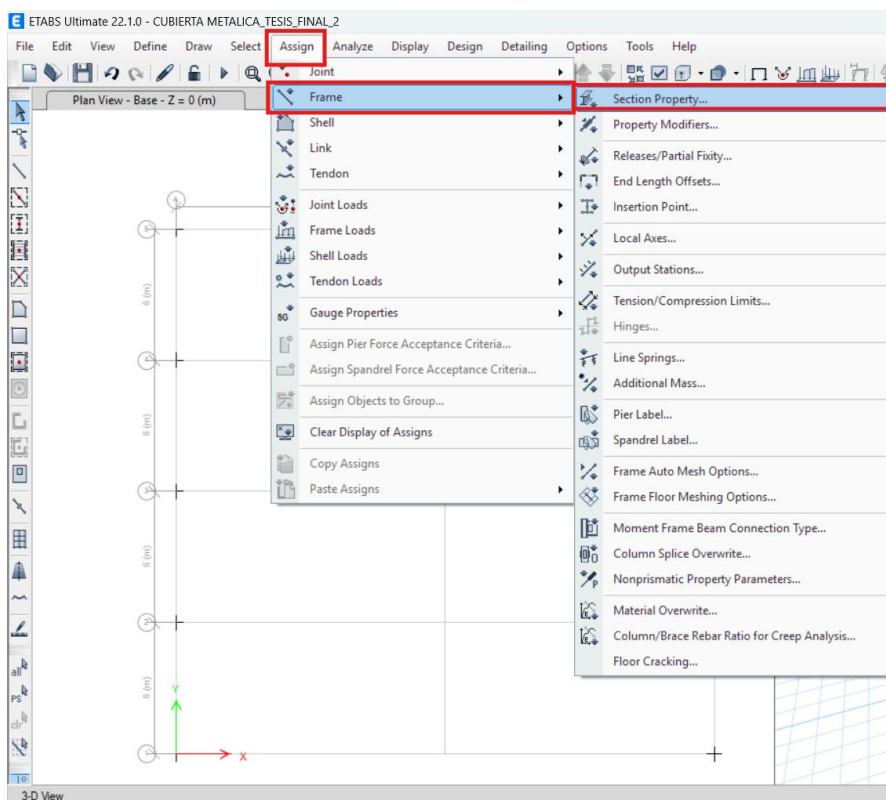
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.6 Asignación de las secciones

Para asignar las secciones estructurales se realizaron los siguientes pasos: “Assign” en la barra de herramientas, “Frame”, y “Frame Sections”. Consecutivamente se asignó un perfil estructural a uno o varios elementos de la estructura modelada en el programa.

Ilustración 41

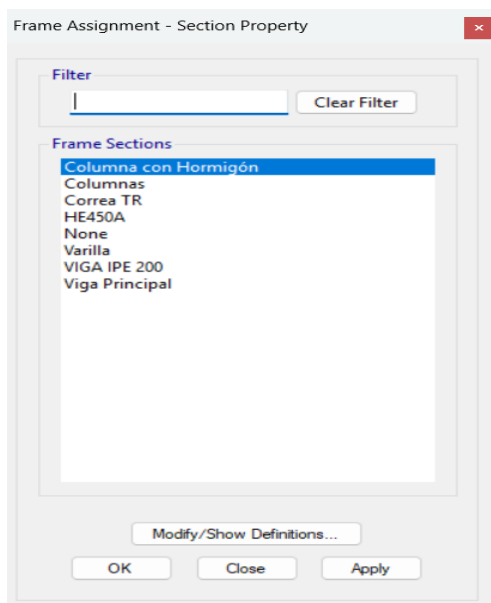
Assign/ Frame/ Frame Sections



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 42

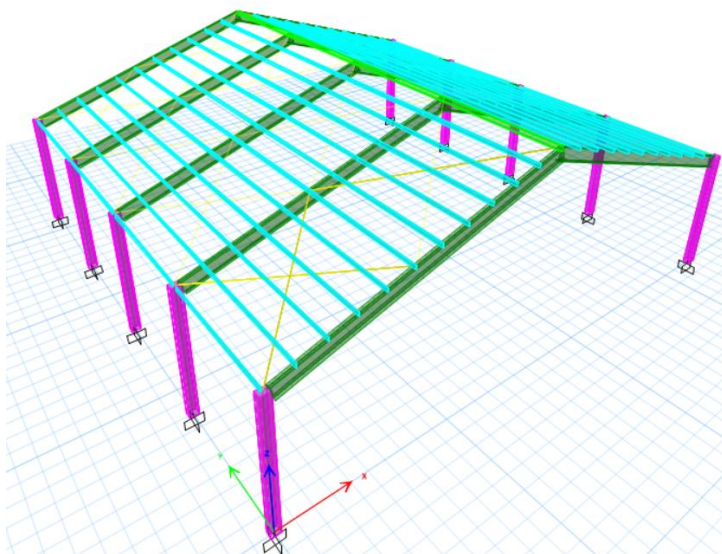
Asignación de las secciones a la estructura



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 43

Estructura con las secciones asignadas



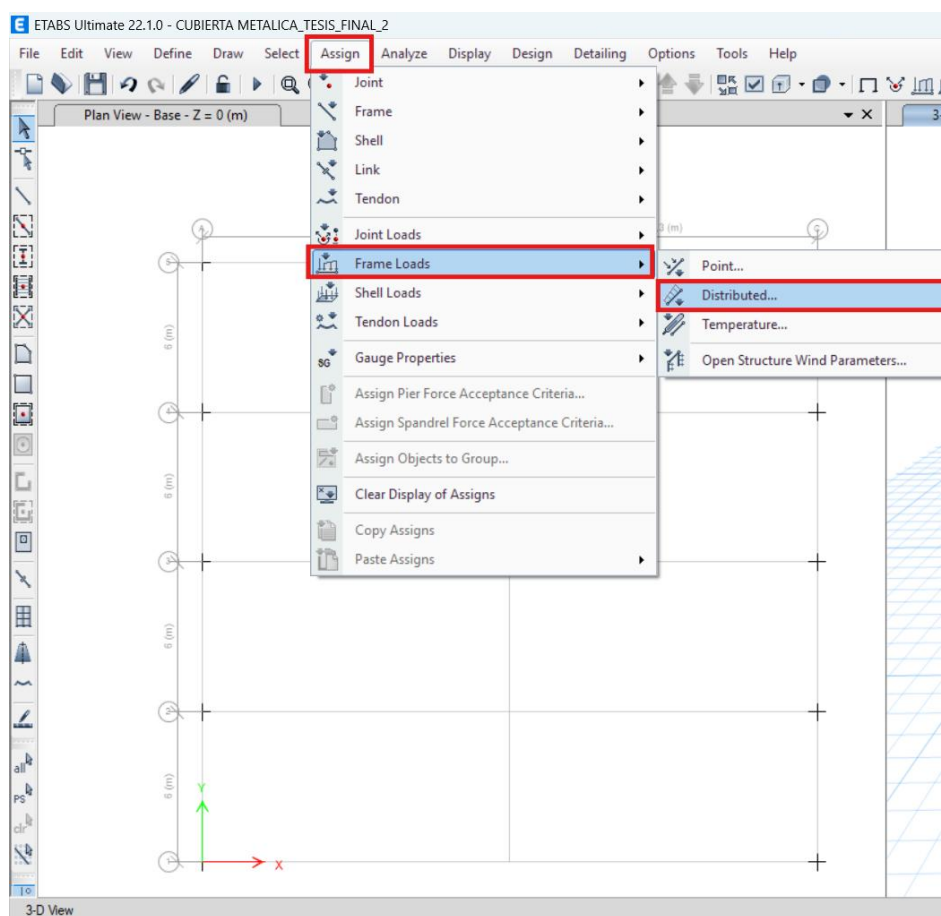
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

3.5.7 Aplicación de Cargas

Para añadir las cargas, se eligió la opción “Assign”, “Frame Loads”, “Distributed”.

Ilustración 44

Assign/ Frame Loads/ Distributed



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

A continuación, se coloca la carga calculada previamente, se da click en la opción “Apply” y después en “Ok”.

Ilustración 45

Introducción del valor de la carga scp

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: scp

Load Type and Direction: Forces Moments
Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

| | 1. | 2. | 3. | 4. |
|----------|----|------|------|----|
| Distance | 0 | 0,25 | 0,75 | 1 |
| Load | 0 | 0 | 0 | 0 |

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

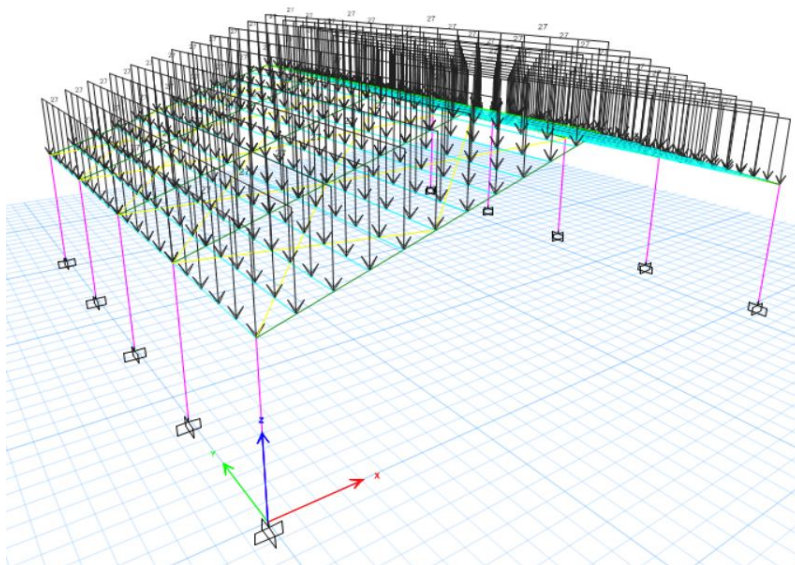
Uniform Load: Load 27,9 kgf/m

OK Close Apply

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 46

Vista de la carga scp aplicada a la estructura



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 47

Introducción del valor de la carga viva (Live Roof)

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Carga viva techo

Load Type and Direction: Forces Moments
Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

| | 1. | 2. | 3. | 4. |
|----------|----|------|------|----|
| Distance | 0 | 0,25 | 0,75 | 1 |
| Load | 0 | 0 | 0 | 0 |

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

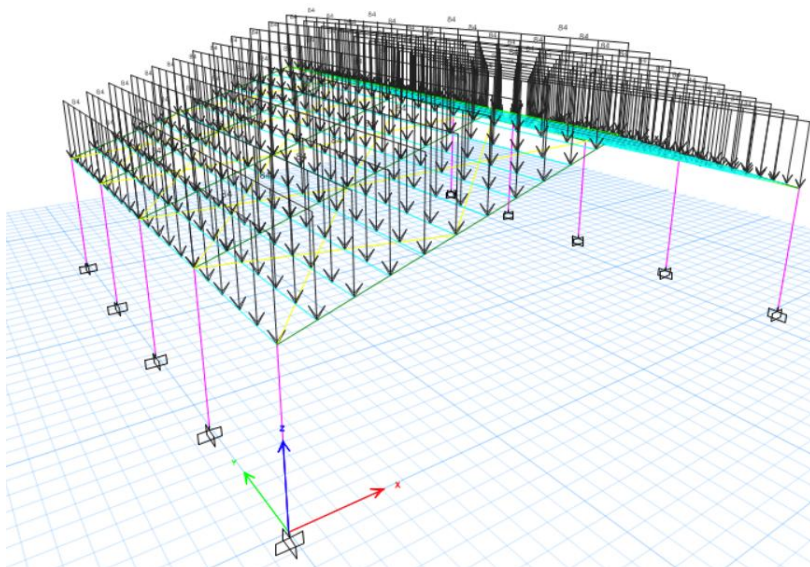
Uniform Load: Load: 0,4 kgf/m

OK Close Apply

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 48

Vista de la carga viva (Live Roof) aplicada a la estructura



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 49

Introducción del valor de la carga de viento barlovento para pórticos internos

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Viento

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

| | 1. | 2. | 3. | 4. |
|----------|----|------|------|----|
| Distance | 0 | 0,25 | 0,75 | 1 |
| Load | 0 | 0 | 0 | 0 |

kgf/m

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load 113,76 kgf/m

OK Close Apply

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 50

Introducción del valor de la carga de viento sotavento para pórticos internos

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Viento

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

| | 1. | 2. | 3. | 4. |
|----------|----|------|------|----|
| Distance | 0 | 0,25 | 0,75 | 1 |
| Load | 0 | 0 | 0 | 0 |

kgf/m

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load -101,64 kgf/m

OK Close Apply

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 51

Introducción del valor de la carga de viento barlovento para pórticos externos

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Viento

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
|----------|----|------|------|----|-------|
| Distance | 0 | 0,25 | 0,75 | 1 | |
| Load | 0 | 0 | 0 | 0 | kgf/m |

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load 56,88 kgf/m

OK Close Apply

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 52

Introducción del valor de la carga de viento sotavento para pórticos externos

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Viento

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

| | 1. | 2. | 3. | 4. | |
|----------|----|------|------|----|-------|
| Distance | 0 | 0,25 | 0,75 | 1 | |
| Load | 0 | 0 | 0 | 0 | kgf/m |

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

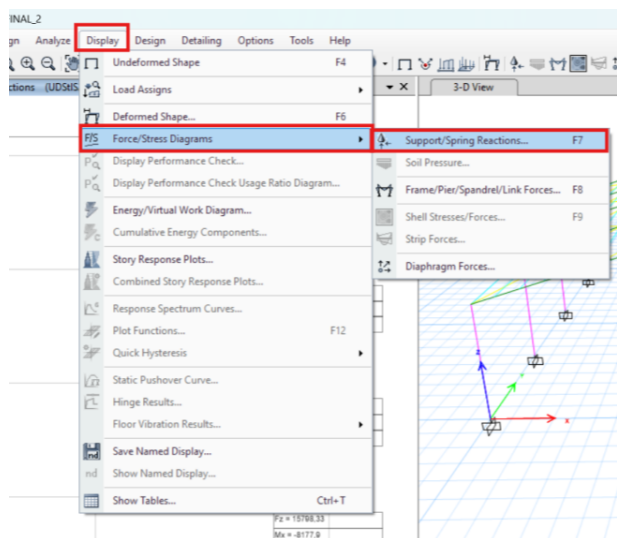
Uniform Load: Load 50,82 kgf/m

OK Close Apply

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 54

Display/ Force/Stress Diagrams/ Support/Spring Reactions

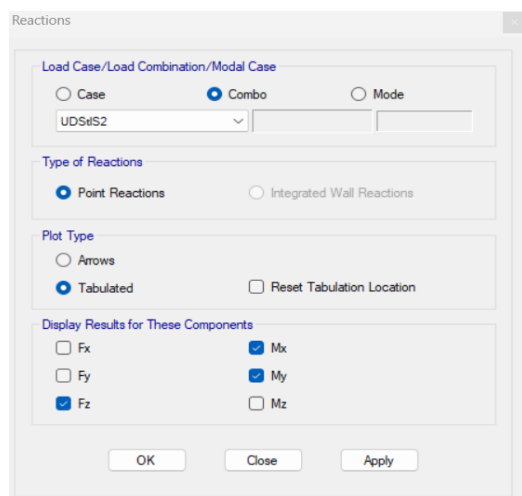


Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

A continuación, se da click en la opción “Tabulated” y solo se selecciona las opciones de: Fz, Mx, My, luego de esto le damos “Apply” y “Ok”.

Ilustración 55

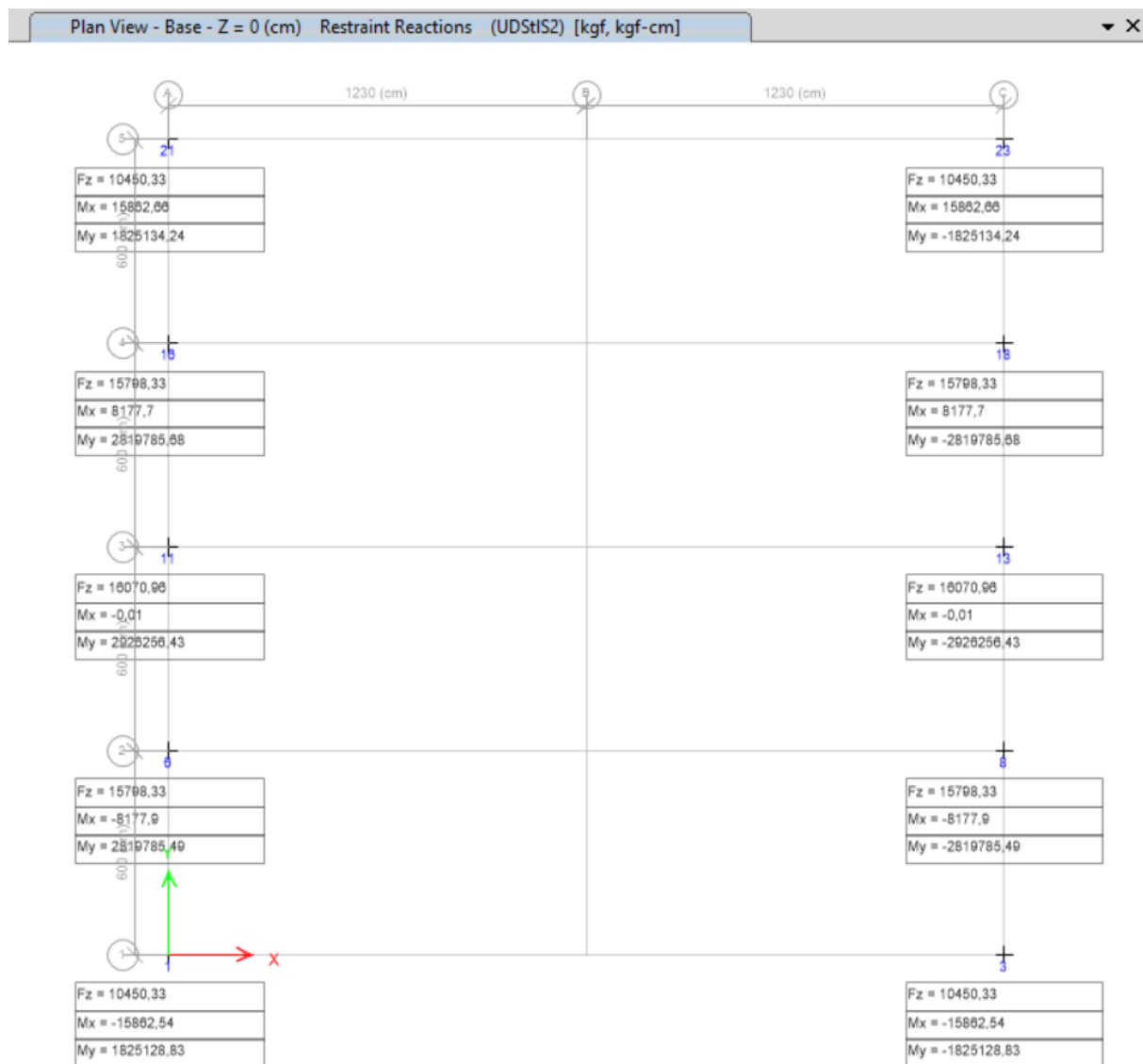
Reactions



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 56

Valores de F_z , M_x y M_y de las reacciones en las columnas



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Se escogió el valor mayor de las reacciones F_z , M_x y M_y para poder realizar el respectivo cálculo en la plantilla de diseño de placa base.

Tabla 25*Valores Máximos de las reacciones en las columnas*

| Reacción | Valor Máximo | Unidad |
|-----------------|---------------------|---------------|
| Fz | 16070.96 | Kg |
| Mx | 15862.66 | Kgf-cm |
| My | 2926256.43 | Kgf-cm |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

En la tabla 26 se observa los datos utilizados en la plantilla del diseño de la placa base, dichos valores fueron reemplazados respectivamente en las celdas de color verde, para el caso de las dimensiones definitivas de la placa base y pedestal, éstas fueron calculadas teniendo en cuenta que para la dimensión de la placa base se consideró la separación de cara de la columna a la placa mínima de 7.5 cm para el primer caso con Mx y para el segundo caso con My se consideró una separación de 12.5 cm, a su vez a la dimensión de la placa base se le agrega 4 cm de cada lado para obtener la dimensión del pedestal.

Tabla 26*Datos para plantilla diseño de placa base*

| Descripción | Dato | Unidad |
|---------------------|----------------------|--------------------|
| Carga Última (Pu) | 16070.96 | Kg |
| Momento Último (Mu) | 15862.66/ 2926256.43 | Kg-cm |
| Fy | 2530 | Kg/cm ² |
| F'c | 170 | Kg/cm ² |
| d | 40 | cm |
| Bf | 30 | cm |
| tf | 0.8 | cm |

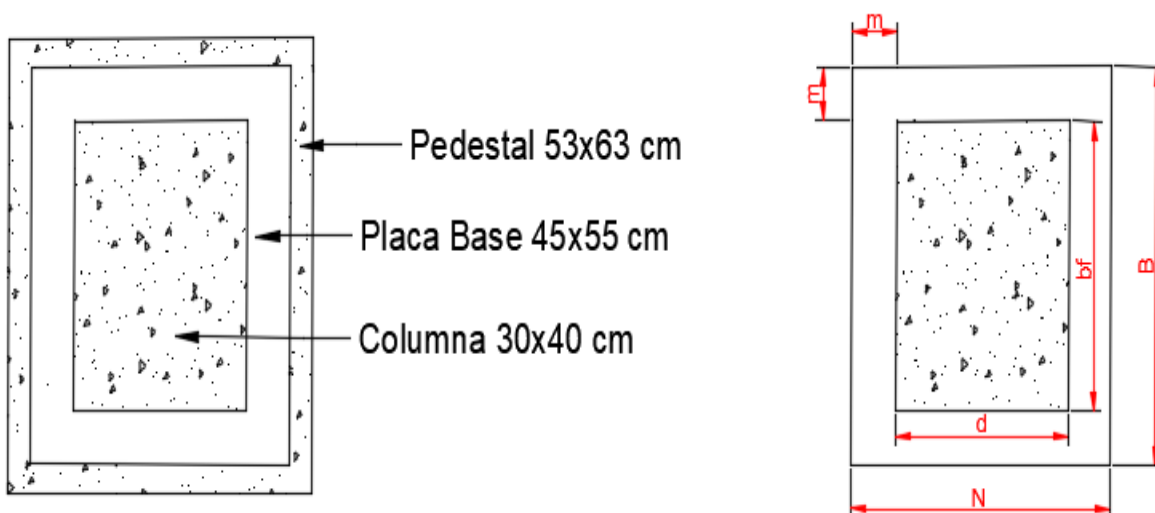
Nota. Elaborado por autores, 2025.

3.6.1 Dimensiones de la Placa Base y Pedestal con M_x

De la ilustración 39 se obtuvieron las dimensiones de la columna de la estructura, la cual es 30x40 cm, a estas dimensiones se le sumaron 7.5 cm de cada lado y se obtuvo la dimensión de la placa base, la cual fue de 45x55 cm. Para la dimensión del pedestal se le sumó 4 cm de cada lado a la dimensión de la placa base, teniendo así una dimensión de 53x63 cm.

Ilustración 57

Dimensiones de la placa base y pedestal con M_x



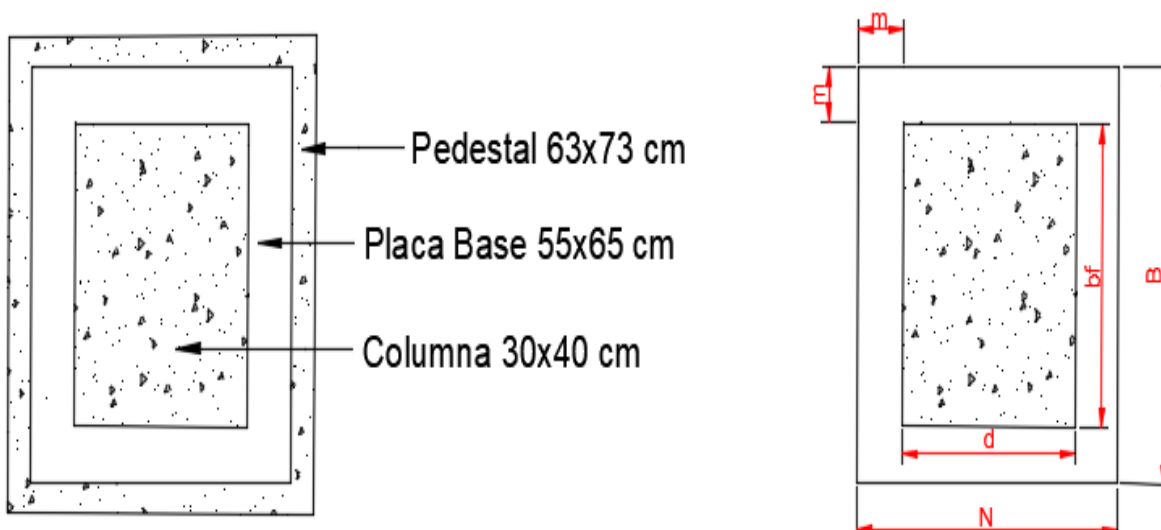
Nota. Elaborado por autores en Autocad, 2025.

3.6.2 Dimensiones de la Placa Base y Pedestal con My

De la ilustración 39 se obtuvo las dimensiones de la columna de la estructura, la cual es 30x40 cm, a estas dimensiones se le sumaron 12.5 cm de cada lado y obtuvimos la dimensión de la placa base, que fue de 55x65 cm. Para la dimensión del pedestal se le sumó 4 cm de cada lado a la dimensión de la placa base, teniendo así una dimensión de 63x73 cm.

Ilustración 58

Dimensiones de la placa base y pedestal con My



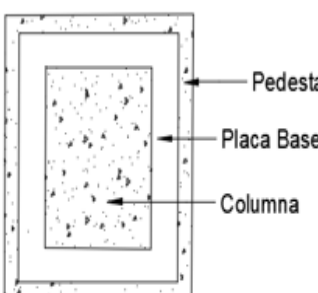
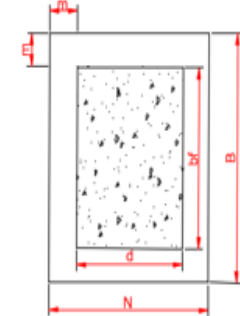
Nota. Elaborado por autores en Autocad, 2025.

Ilustración 59

Diseño de la placa base con Mx

DISEÑO DE PLACAS BASES (CARGA AXIAL+ MOMENTO)

EXCENTRICIDADES GRANDES $e > (N/2)$

| DATOS | | | Propiedades del Perfil | | |
|-------------------------------|----------|--------------------|------------------------|-----|----|
| Carga Ultima (Pu) | 15335,53 | Kg. | d= | 40 | cm |
| Momento Ultimo (Mu) | 13921,16 | Kg-cm | bf= | 30 | cm |
| Fy Acero (Placa Base) | 2530 | Kg/cm ² | tf= | 0,8 | cm |
| Resistencia del Concreto (fc) | 170 | Kg/cm ² | | | |
| Área del Pedestal (A2) | 3339 | cm ² | | | |

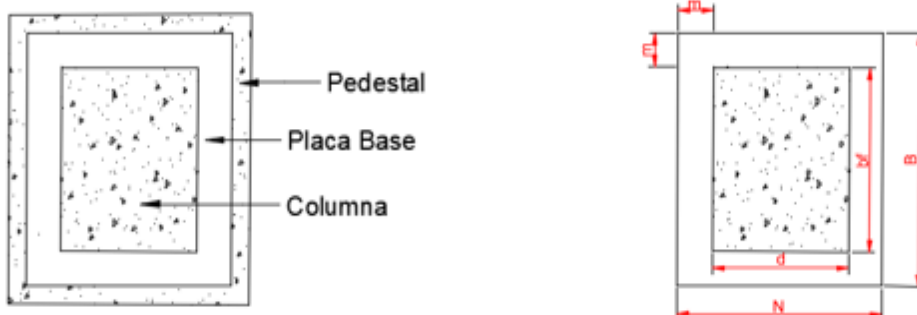
| | | | | | |
|---|---------|--------------------|---|---------|--------------------|
| 1 ÁREA DE LA PLACA BASE (PARCIAL) | | | 5 Distancia desde el extremo de la placa al perno | | |
| A1= | 1200,00 | cm ² | x= | 2,5 | cm supuesto |
| 2 DIMENSIONES N Y B DE LA PLACA | | | N= | 52,5 | cm |
| Δ= | 7 | cm | A= | 25 | cm |
| N= | 41,64 | cm | 6 SECCION CRITICA | | |
| B= | 28,82 | cm | m= | 8,50 | cm |
| 3 DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LA PLACA | | | 7 TENSION EN EL EXTREMO DE LA | | |
| N= | 55 | cm | Ft= | 4,50 | Kg/cm ² |
| B= | 45 | cm | CALCULO DE β | | |
| A1= | 2475 | cm ² | β= | 0,034 | |
| 4 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD e | | | REVISION DE A | | |
| e= | 1,25 | cm | A/N= | 0,1 | |
| La placa base esta totalmente sometida a compresion | | | A= | 5,25 | cm |
| 5 TENSION DE DISEÑO MAXIMA A FLEXION (Fp) | | | DETERMINACION DE α | | |
| Fp= | 100,7 | kg/cm ² | α= | 0,35 | |
| Fpa= | 173,4 | kg/cm ² | FUERZA SOBRE LOS PERNOS | | |
| TENSION EN LOS EXTREMOS DE LA PLACA | | | T= | -1578,3 | Kg |
| f1= | 7,3 | kg/cm ² | MOMENTO EN LA SECCION CRITICA | | |
| f2= | 5,6 | kg/cm ² | Mplu | 230,35 | kg-cm/cm |
| A= | 55,0 | cm | ESPESOR FINAL DE PLACA BASE | | |
| f max= | 7,3 | kg/cm ² | tp= | 0,64 | cm |
| f min= | 5,6 | kg/cm ² | | | |
| Las dimensiones son satisfactorias | | | | | |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

Ilustración 60

Diseño de la placa base con My

**DISEÑO DE PLACAS BASES (CARGA AXIAL+ MOMENTO)
EXCENTRICIDADES PEQUEÑAS O MODERADAS $e < (N/2)$**



| DATOS | | RESULTADOS | |
|--|------------|--------------------|--|
| DATOS | | | |
| Carga Ultima (Pu) | 16070,96 | Kg. | |
| Momento Ultimo (Mu) | 2926256,43 | Kg-cm | |
| Fy Acero (Placa Base) | 2530 | Kg/cm ² | |
| Resistencia del Concreto (fc) | 170 | Kg/cm ² | |
| Área del Pedestal (A2) | 3339 | cm ² | |
| Propiedades del Perfil | | | |
| d= | 40 | cm | |
| bf= | 30 | cm | |
| tf= | 0,8 | cm | |
| 1 ÁREA DE LA PLACA BASE (PARCIAL) | | | |
| A1= | 1200,00 | cm ² | |
| 2 DIMENSIONES N Y B DE LA PLACA | | | |
| Δ= | 7 | cm | |
| N= | 41,64 | cm | |
| B= | 28,82 | cm | |
| 3 DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LA PLACA | | | |
| N= | 55 | cm | |
| B= | 45 | cm | |
| A1= | 2475 | cm ² | |
| 6 CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD e | | | |
| e | 182,08 | cm | |
| Excentricidad efectiva grande, es necesario utilizar uno o más pernos | | | |
| Cálculo para grandes excentricidades | | | |
| 4 TENSION DE DISEÑO MÁXIMA A FLEXION (Fp) | | | |
| Fp= | 100,7 | kg/cm ² | |
| Fpa= | 173,4 | kg/cm ² | |
| 5 TENSION EN LOS EXTREMOS DE LA PLACA | | | |
| f1= | 100,7 | kg/cm ² | |
| f2= | 0,0 | kg/cm ² | |
| A= | 0,0 | cm | |
| 6 f max= 100,7 kg/cm ² | | | |
| f min= 0,0 kg/cm ² | | | |
| Las dimensiones son satisfactorias | | | |

Nota. Elaborado por autores, 2025.

CAPÍTULO IX

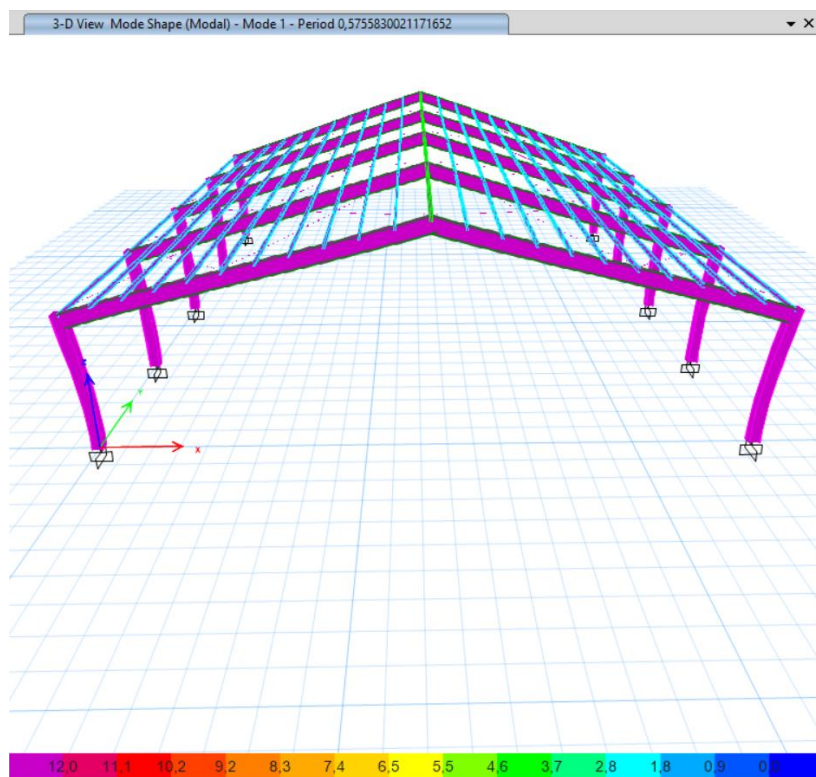
4 Análisis de Resultados

4.1 Verificación de Modal de Vibración

Se registró un período de 0.57 segundos en el primer modo de vibración, el cual no se encuentra por debajo del período fundamental de la estructura de diseño que es 0.454 segundos; sin embargo, teniendo en cuenta el valor permisible de período que de acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015) es un 30% superior a este último valor, que sería 0.59 segundos, donde ya el primer modo de vibración si se encuentra por debajo de este valor. Igualmente, el resto de modales cumplieron estando por debajo del período fundamental.

Ilustración 61

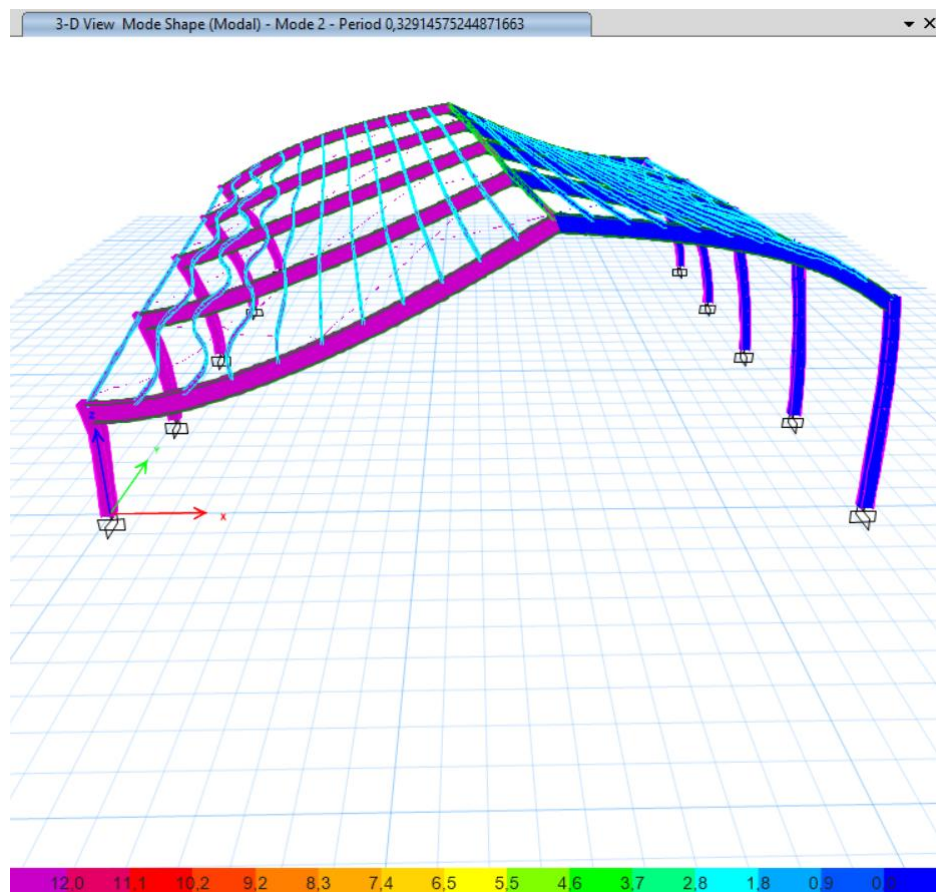
Primer modal de vibración



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 62

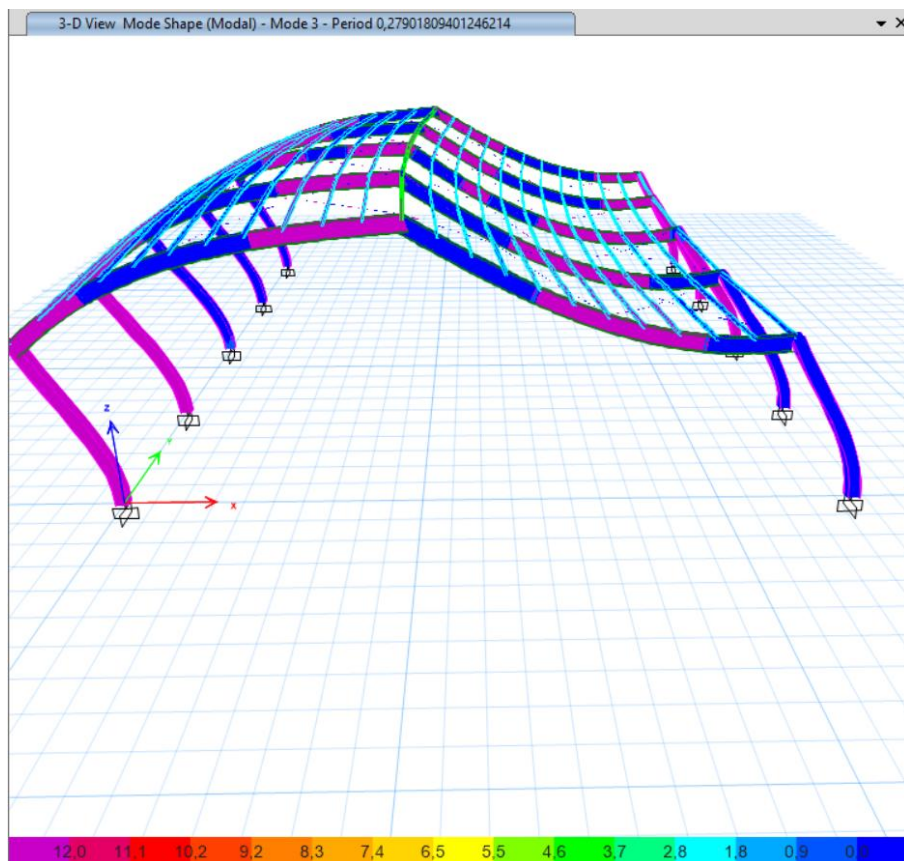
Segundo modal de vibración



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 63

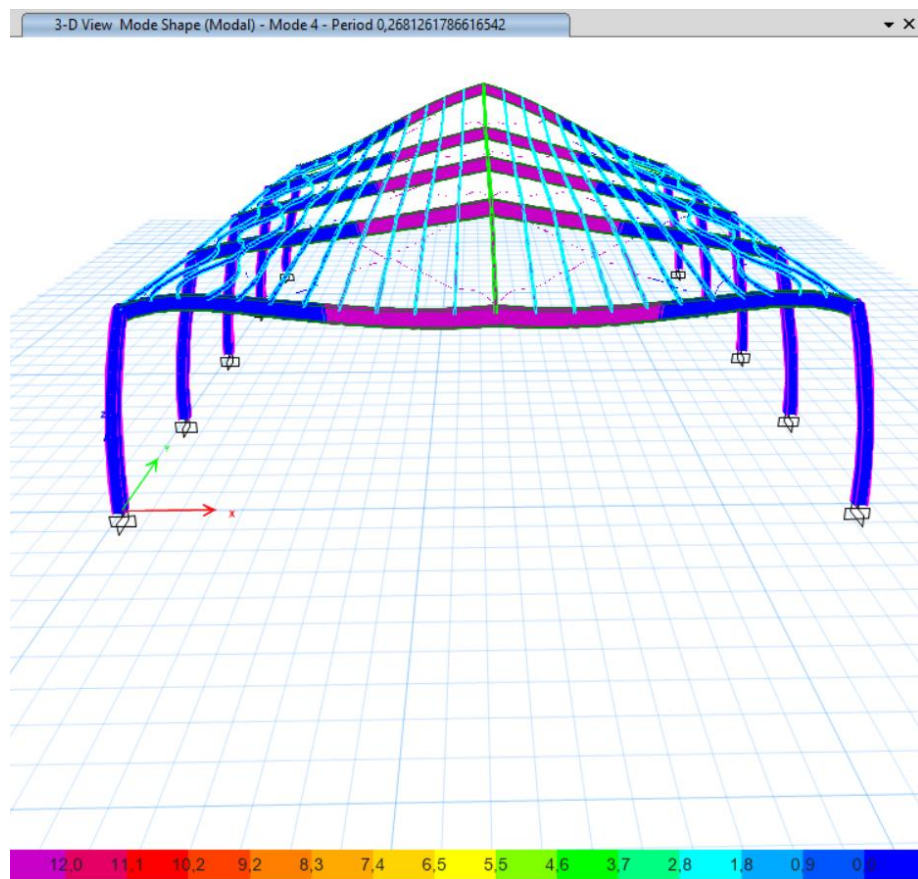
Tercer modal de vibración



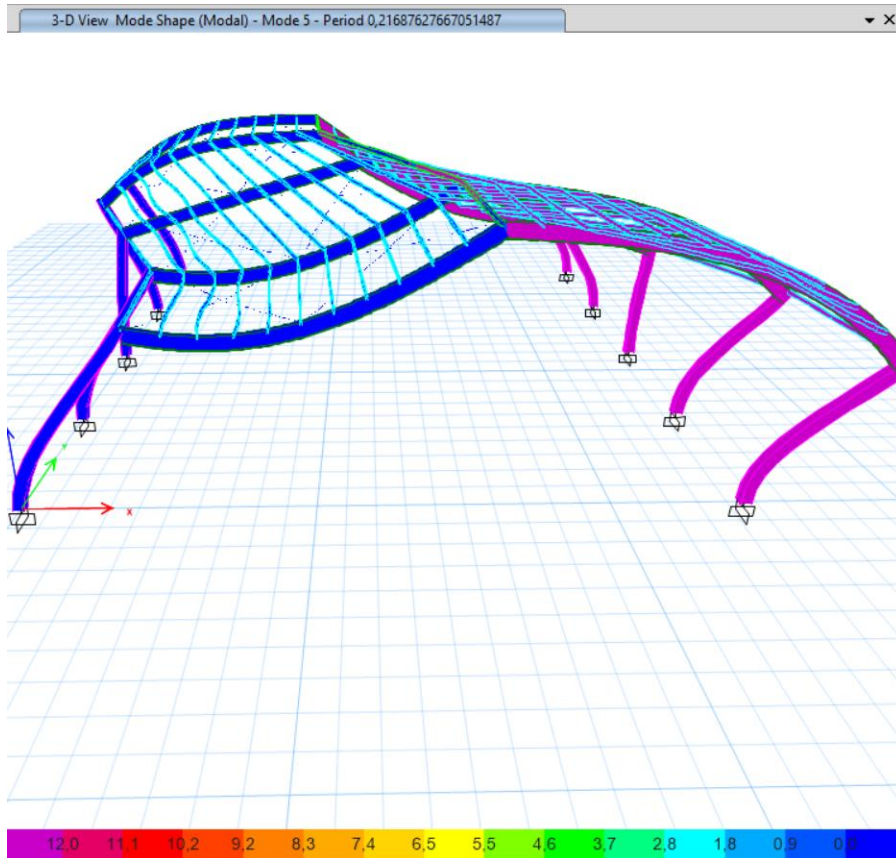
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 64

Cuarto modal de vibración



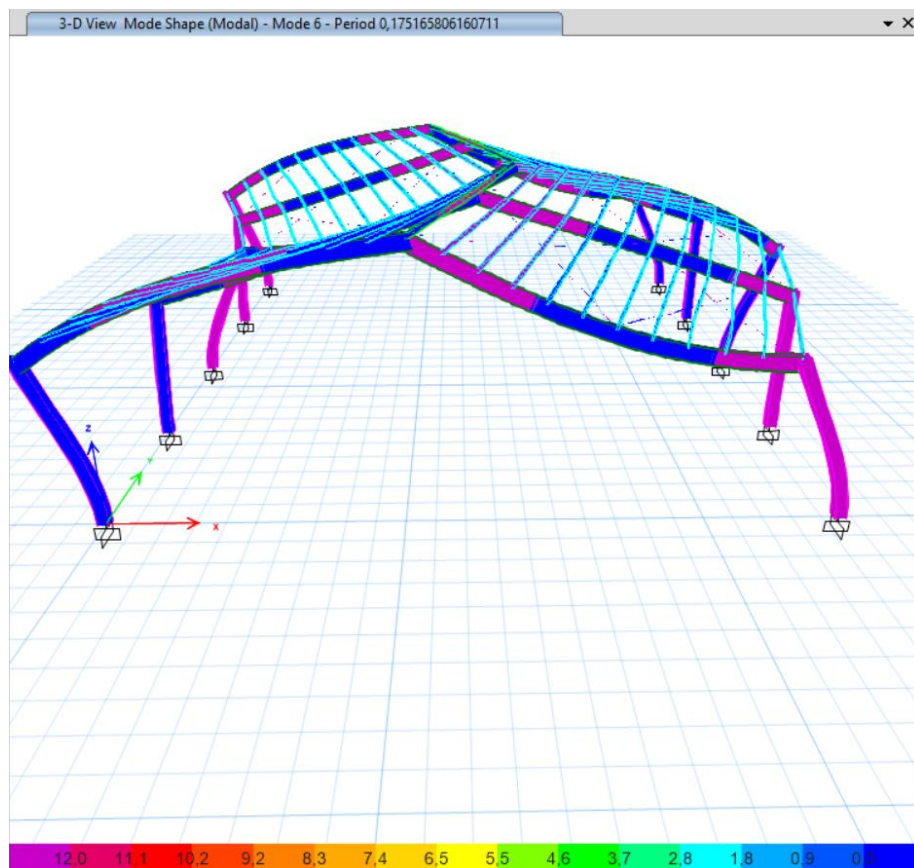
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 65*Quinto modal de vibración*

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 66

Sexto modal de vibración



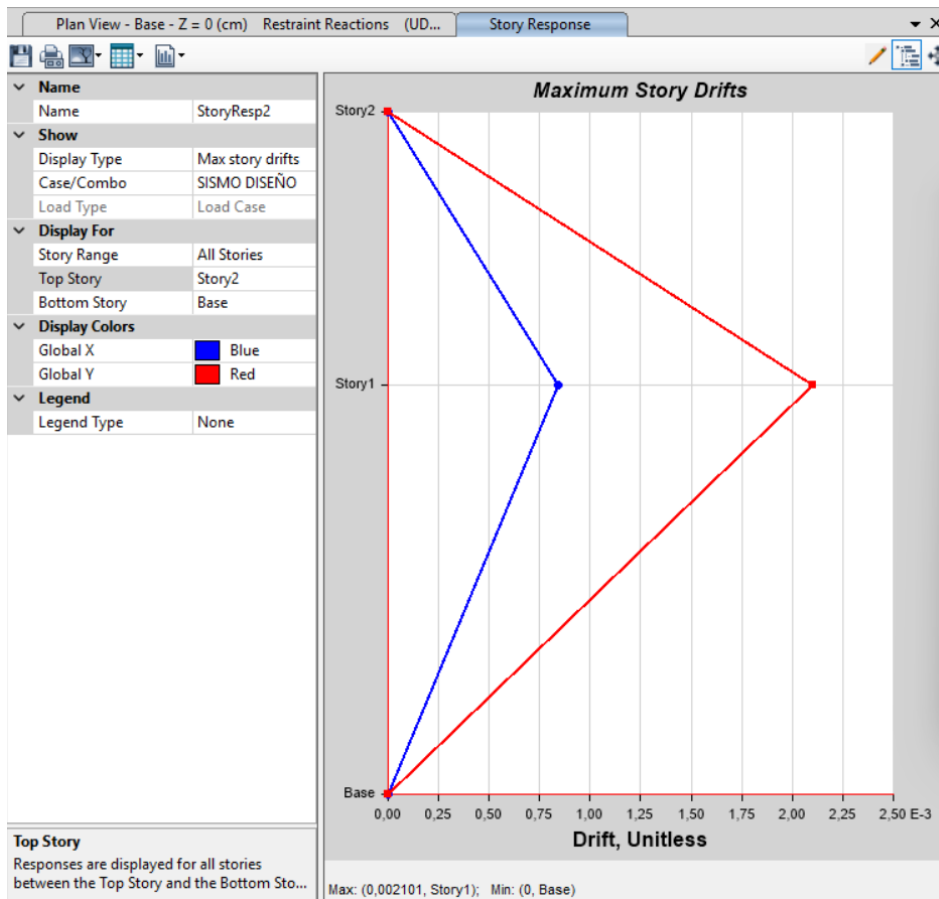
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

4.2 Verificación de Derivas

Para regular las deformaciones que inferen en la estructura, se establecieron las derivas inelásticas máximas, considerando cada eje en particular, “X” y “Y”.

Ilustración 67

Gráfica de la deriva elástica máxima en "X" y "Y"



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 68

Valores máximos de las derivas en "X" y "Y"

| Story | Elevation cm | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|--------------|----------|----------|----------|
| Story2 | 1000 | Top | 0 | 0 |
| Story1 | 600 | Top | 0.000841 | 0.002101 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

La ilustración 67 muestra los desplazamientos generados en el eje "X" y "Y" en relación a las cargas laterales, el desplazamiento máximo registrado en el eje "X" es de 0.000841 m, así mismo en el eje "Y" es de 0.00210, se realizó una comprobación para constatar la deriva máxima permitida por la (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta M_{m\acute{a}x} = 0.02 \quad (86)$$

- Para el eje "X"

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E \quad (87)$$

$$\Delta M = 0.75 \times 3 \times 0.000841 \quad (88)$$

$$\Delta M = 0.0019 \quad (89)$$

$$\Delta M < \Delta M_{m\acute{a}x} \quad (90)$$

- Para el eje “Y”

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E \quad (91)$$

$$\Delta M = 0.75 \times 3 \times 0.00210 \quad (92)$$

$$\Delta M = 0.0047 \quad (93)$$

$$\Delta M < \Delta M_{m\acute{a}x} \quad (94)$$

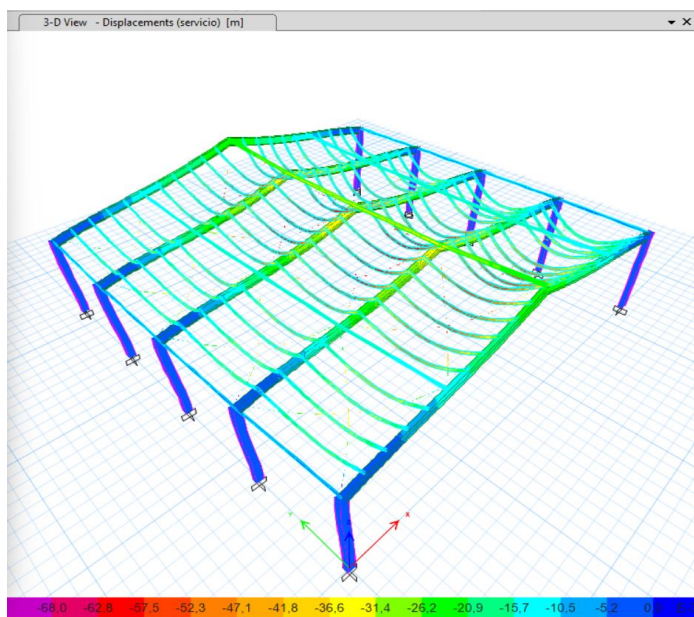
Se verificó que el valor de deriva tanto en el eje “X” como en el eje “Y” sean menores al valor de deriva máximo autorizado por la (NEC-SE-DS, 2015).

4.3 Verificación de Deflexión

De la ecuación 58 se tiene el valor máximo permitido de la deflexión el cual es 0.068 m. De la ilustración 70 tenemos los valores reales de la deflexión el cual cumplieron al ser menores o iguales que la deflexión permisible.

Ilustración 69

Deflexión en la estructura



Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

Ilustración 70

Valores de la deflexión real

Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Joint Displacements

Filter: None

| Name | Output Case | Case Type | Step Type | Step Number | Ux m | Uy m | Uz m | Rx rad | Ry rad | Rz rad |
|------|------------------|-------------|-----------|-------------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|-----------|
| | Dead | LinStatic | | | 0 | 1,3E-05 | -0,007594 | -3,2E-05 | 0 | |
| | Modal | LinModEigen | Mode | 1 | 0 | 0,00021 | 3E-05 | -2,9E-05 | 0 | |
| | Modal | LinModEigen | Mode | 2 | 9,1E-05 | 0 | 0 | 0 | -8E-06 | 1,6 |
| | Modal | LinModEigen | Mode | 3 | -0,000134 | 0 | 0 | 1,877E-12 | 1,1E-05 | 2,511 |
| | Modal | LinModEigen | Mode | 4 | 0 | 0,00013 | 8,8E-05 | -8E-05 | 0 | |
| | Modal | LinModEigen | Mode | 5 | 0,000176 | 2,455E-12 | 0 | -7,016E-12 | -1,5E-05 | -7 |
| | Modal | LinModEigen | Mode | 6 | -0,000205 | 0 | 0 | 0 | 1,8E-05 | -2,248 |
| | scp | LinStatic | | | 0 | 3,7E-05 | -0,004558 | -9,1E-05 | 0 | |
| | Carga viva te... | LinStatic | | | 0 | 0,000115 | -0,014179 | -0,000284 | 0 | |
| | Viento | LinStatic | | | 0,001172 | -2E-06 | 0,000316 | 6E-06 | -0,00039 | -1,853 |
| | SISMO DISEÑO | LinRespSpec | Max | | 0,004056 | 0,02555 | 0,003671 | 0,003531 | 0,000347 | 7,858 |
| | servicio | Combination | | | 0 | 0,000127 | -0,021773 | -0,000316 | 0 | |

Record: << < 1 > >> of 6875

Add Tables... Done

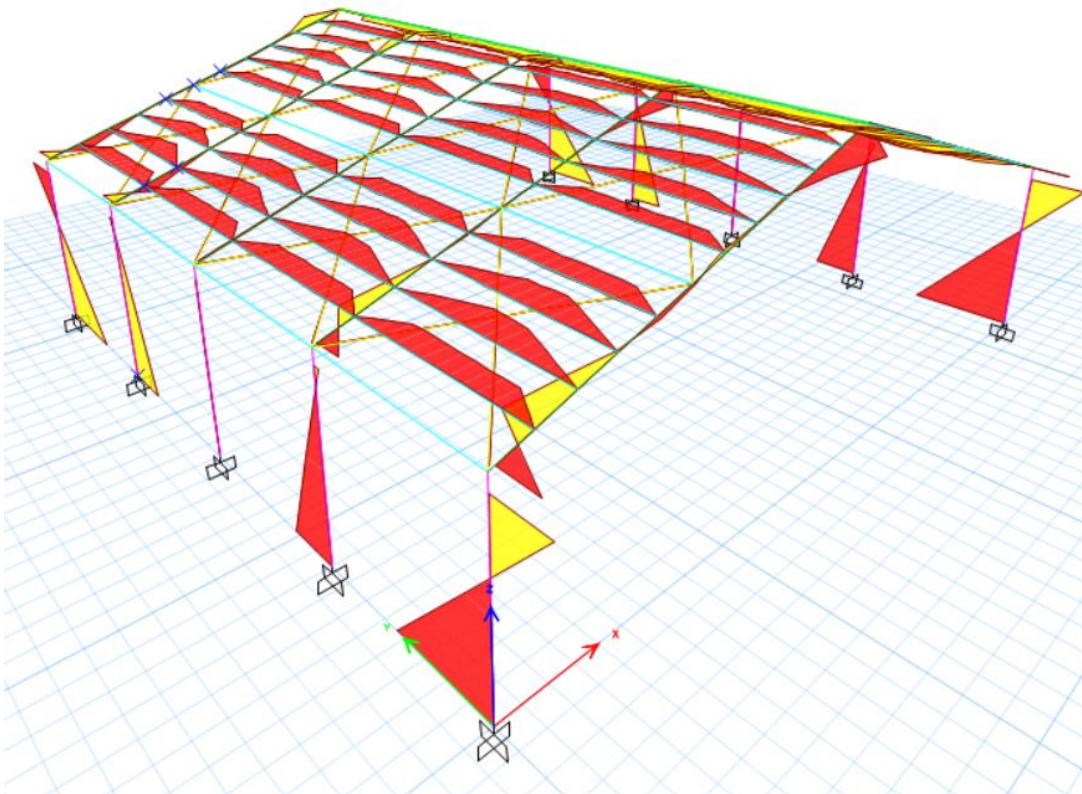
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

4.4 Diagrama de Momento, Cortante y Axial.

- Diagrama de Momento “Moment 2-2”

Ilustración 71

Diagrama M 2-2

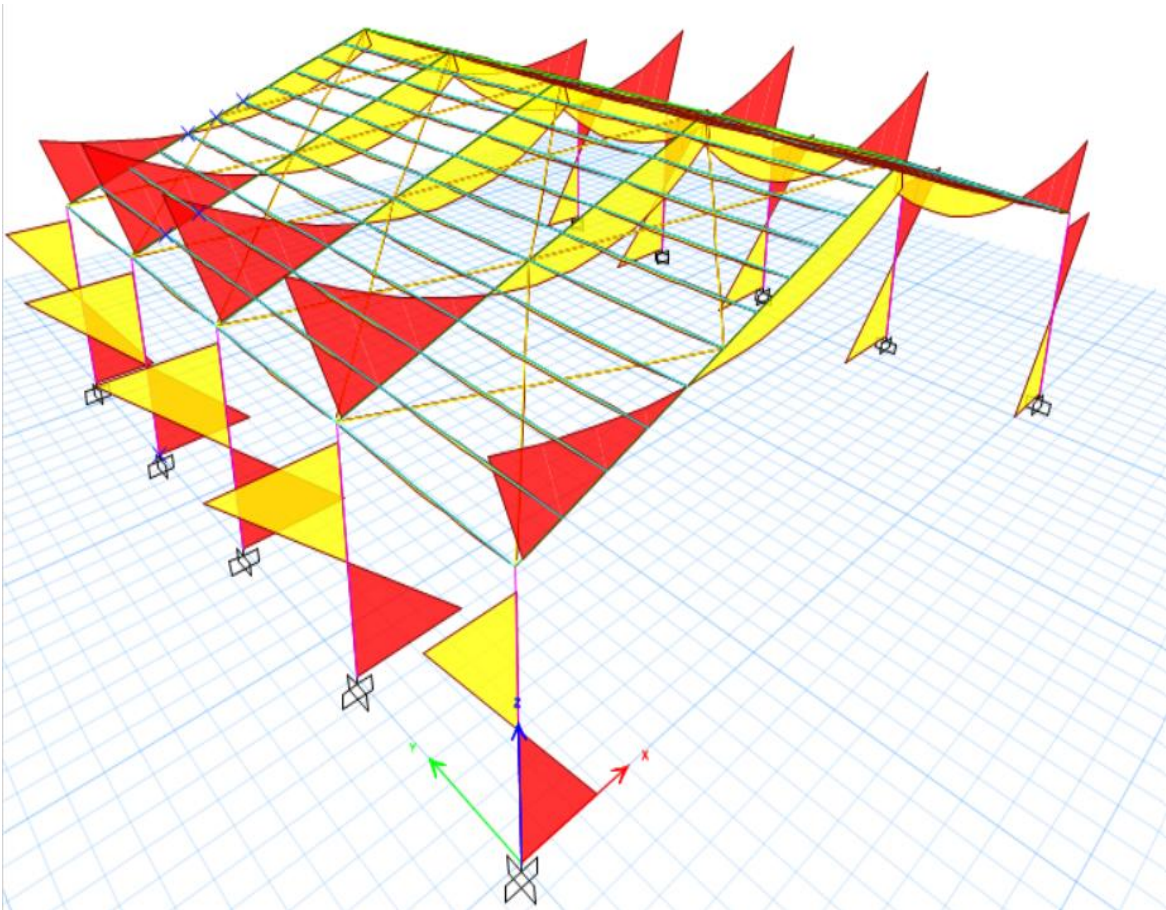


Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

- Diagrama de Momento “Moment 3-3”

Ilustración 72

Diagrama M 3-3

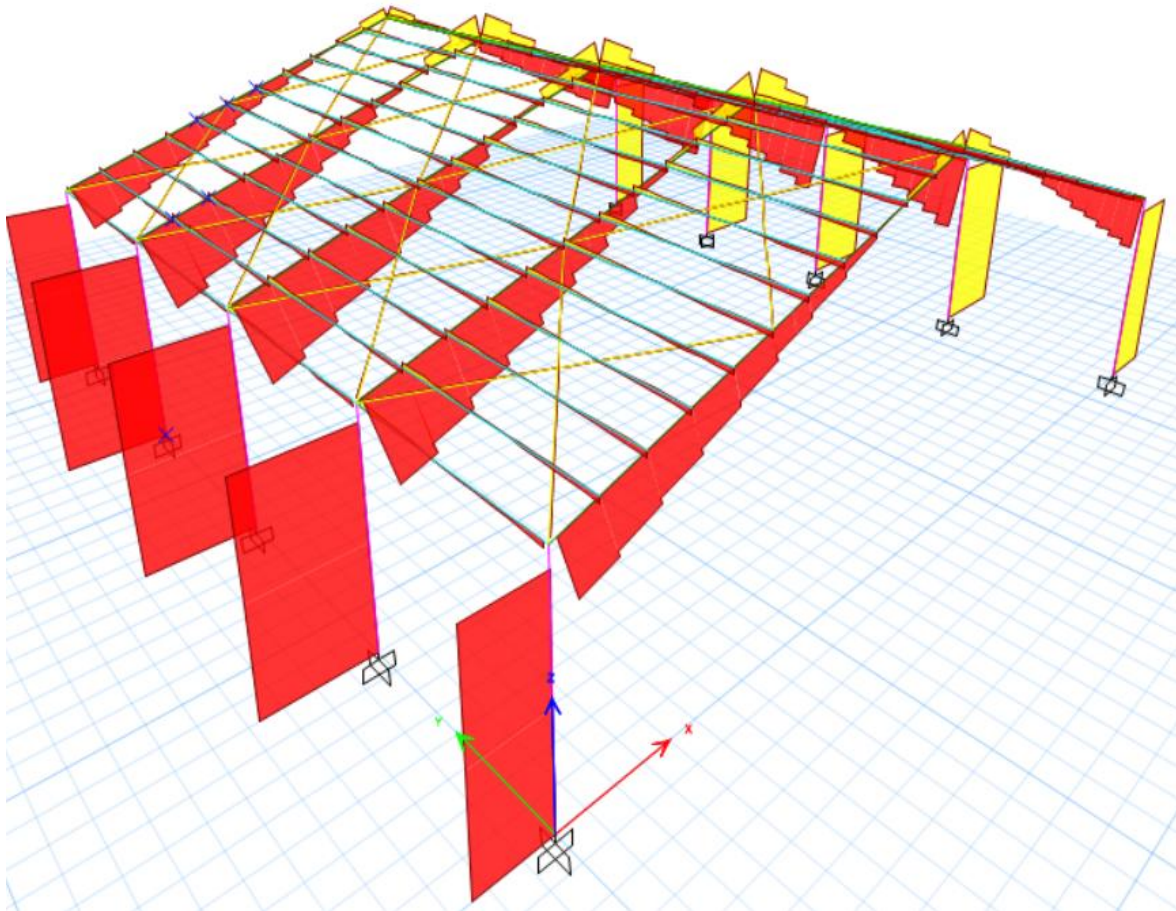


Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

- Diagrama de Cortante "Shear 2-2"

Ilustración 73

Diagrama de cortante "Shear 2-2"

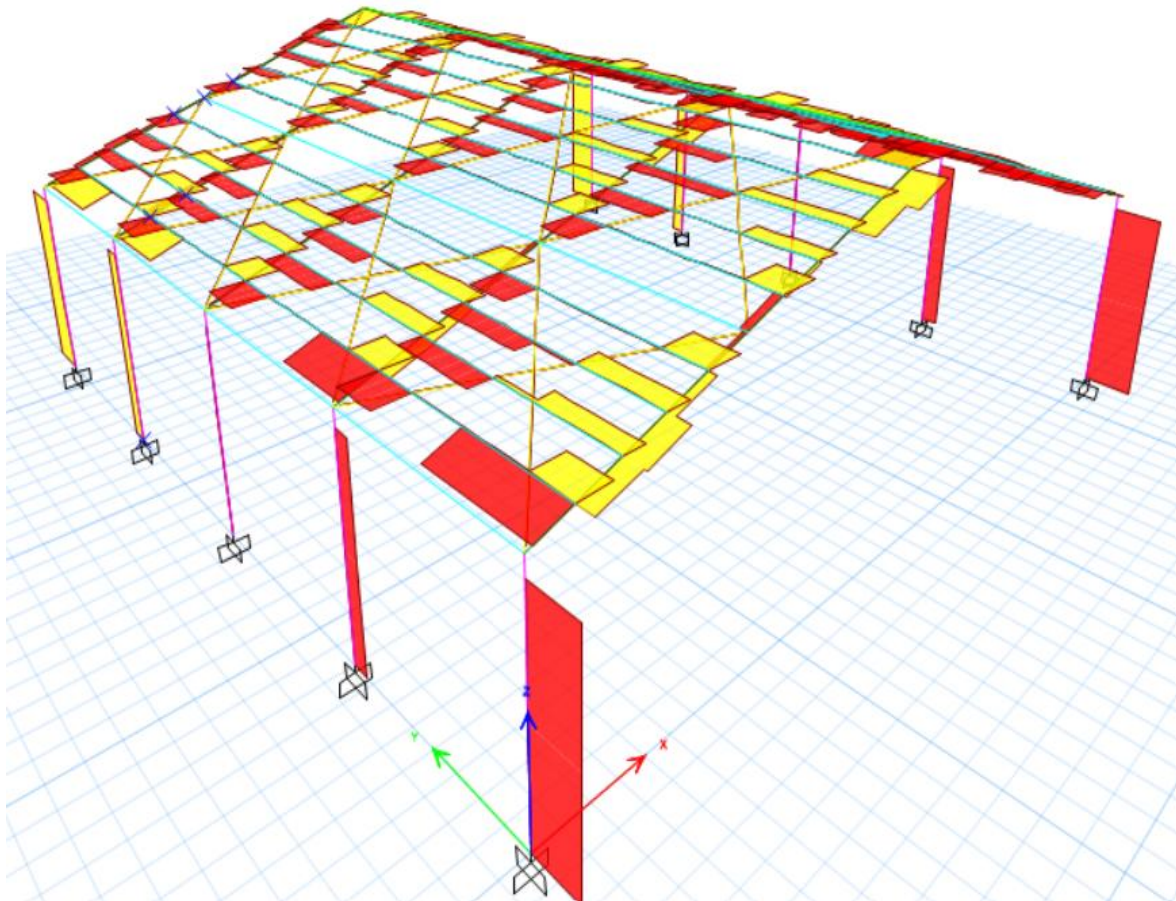


Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

- Diagrama de Cortante "Shear 3-3"

Ilustración 74

Diagrama de cortante "Shear 3-3"

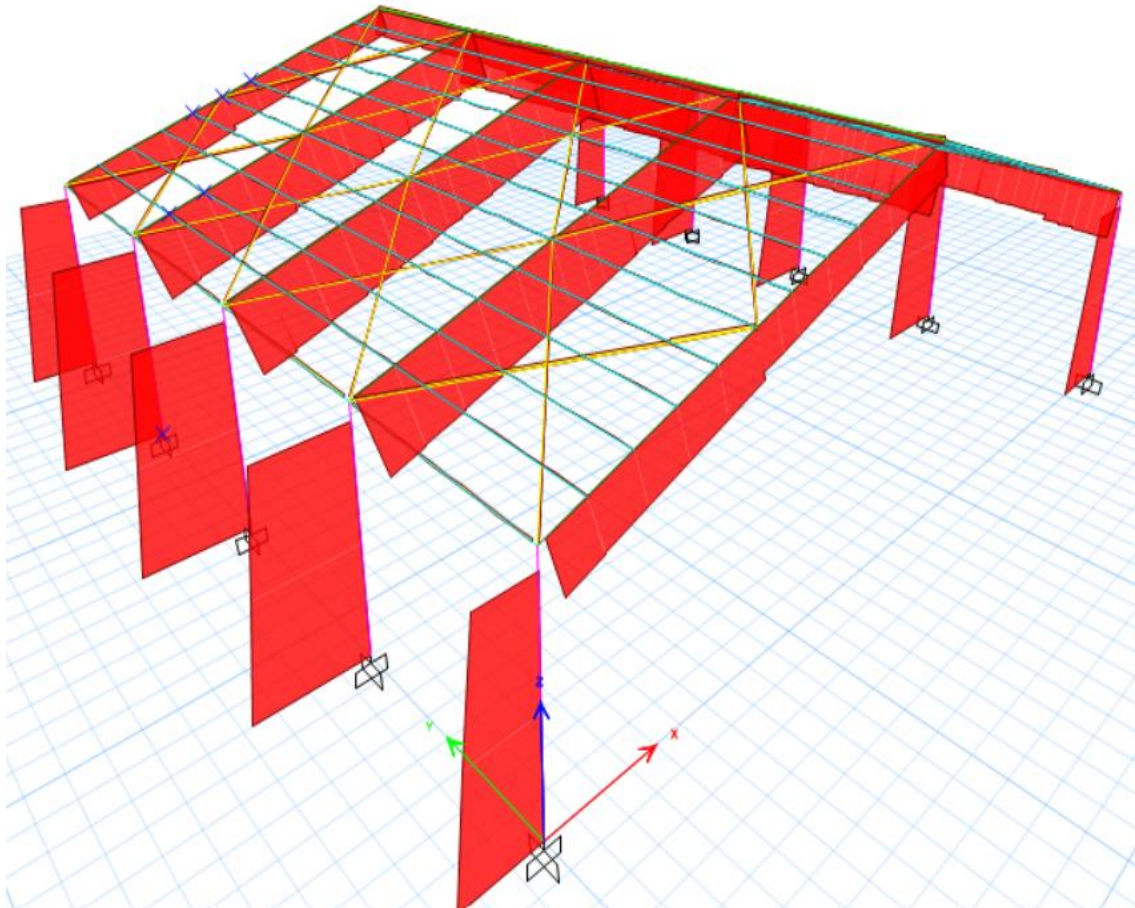


Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

- Diagrama Fuerza Axial

Ilustración 75

Diagrama fuerza axial



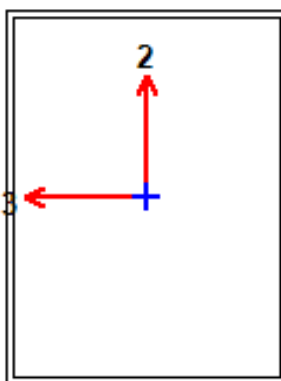
Nota. Elaborado por autores en Etabs, 2025.

4.5 Análisis Estructural

- Análisis de las Columnas de Hormigón

ETABS Composite Column Design

AISC 360-22 Composite Column Design/Check (Strength Summary)



| Element Details | | | | | | | |
|--------------------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------|-----------------------|
| Level | Element | Unique Name | Location (m) | Combo | Section | | |
| Story1 | C1 | 1 | 0 | DCmcS8 | Columna con Hormigón | | |
| LLRF and Demand/Capacity Ratio | | | | | | | |
| L (m) | LLRF | D/C Limit | | | | | |
| 6,00000 | 1 | 0,95 | | | | | |
| Analysis and Design Parameters | | | | | | | |
| Provision | Analysis | 2nd Order | | Reduction | | | |
| LRFD | Direct Analysis | General 2nd Order | | Tau-b Fixed | | | |
| Stiffness Reduction Factors | | | | | | | |
| $\alpha P_r / P_y$ | $\alpha P_r / P_e$ | τ_b | EA factor | EI factor | | | |
| 0 | 0 | 1 | 0,8 | 0,8 | | | |
| Design Code Parameters | | | | | | | |
| ϕ_b | ϕ_c | ϕ_{TY} | ϕ_{TF} | ϕ_v | ϕ_{V-RI} | ϕ_{VT} | ϕ_v Reinf. Conc. |
| 0,9 | 0,75 | 0,9 | 0,75 | 0,9 | 1 | 1 | 0,75 |
| Section Properties | | | | | | | |
| A (m ²) | J (m ⁴) | I ₃₃ (m ⁴) | I ₂₂ (m ⁴) | A _{v3} (m ²) | A _{v2} (m ²) | | |
| 0,0109 | 0,00031 | 0,00026 | 0,000167 | 0,0048 | 0,0062 | | |

Design Properties of Steel Section

| b_f (m) | h (m) | t_f (m) | t_w (m) | A (m ²) | I_{33} (m ⁴) | I_{22} (m ⁴) | Z_{33} (m ³) | Z_{22} (m ³) | r_{33} (m) | r_{22} (m) |
|-----------|---------|-----------|-----------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|--------------|
| 0,3 | 0,4 | 0,008 | 0,008 | 0,0109 | 0,00026 | 0,000167 | 0,001531 | 0,001257 | 0,15411 | 0,12353 |

Design Properties of Concrete Section

| A_c (m ²) | $I_{c(maj)}$ (m ⁴) | $I_{c(min)}$ (m ⁴) |
|-------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 0,1091 | 0,00134 | 0,000733 |

Material Properties

| E_s (N/m ²) | f_c (N/m ²) | F_y (N/m ²) | R_y |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-------|
| 1,999E+11 | 27579031,56 | 248211284,02 | 0 |

HSS Section Parameters

| HSS Welding | Reduce HSS Thickness? |
|-------------|-----------------------|
| ERW | No |

Demand/Capacity (D/C) Ratio

$$\text{D/C Ratio} = \frac{(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})}{0,015 + 0,458 + 0,005}$$

0,478 =

Design/Check forces and Moments

| Location (m) | P_r (N) | M_{r33} (N-m) | M_{r22} (N-m) | V_{r2} (N) | V_{r3} (N) | T_r (N-m) |
|--------------|------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|-------------|
| 0 | -100613,55 | -184260,94 | -1590,78 | -64042,02 | -432,4 | 714,19 |

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

| | L Factor | K_1 | K_2 | B_1 | B_2 | C_m |
|---------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Major Bending | 0,925 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0,238 |
| Minor Bending | 0,925 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0,397 |

Axial Force and Capacities (Part 1 of 3)

| P_r (N) | ϕP_{nc} (N) | ϕP_{nt} (N) | P_{no} (N) | P_p (N) | P_y (N) | P_e (N) | P_{no} / P_e | Classification |
|-----------|-------------------|-------------------|--------------|------------|-----------|-------------|----------------|----------------|
| 100613,55 | 3410999,67 | 2444781,86 | 5272934,33 | 5272934,33 | 4821785,5 | 14922214,67 | 0,353361 | Compact |

Axial Force and Capacities (Part 2 of 3)

| F_n (N/m ²) | λ | λ_p | λ_r | λ_s | P_{ex} (N) | P_{ey} (N) | EI_{effx} (N-m ²) |
|---------------------------|-----------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 248211284,02 | 48 | 64,144022 | 85,146932 | 141,911553 | 24373268,92 | 14922214,67 | 76072459,218 |

Axial Force and Capacities (Part 3 of 3)

| EI_{effy} (N-m ²) | C_2 | C_3 |
|---------------------------------|-------|--------|
| 46574366,804 | 0,85 | 0,7236 |

Moments and Capacities (Part 1 of 2)

| | M_r (N-m) | ϕM_n (N-m) | M_p (N-m) | M_y (N-m) | M_{cr} (N-m) | Classification | F_n (N/m ²) |
|---------------|-------------|------------------|-------------|-------------|----------------|----------------|---------------------------|
| Major Bending | 184260,94 | 401948,22 | 446609,13 | 396712,17 | 366824,68 | Compact | 248211284,02 |
| Minor Bending | 1590,78 | 319056,99 | 354507,76 | 422927,63 | 384245,22 | Compact | 248211284,02 |

Moments and Capacities (Part 2 of 2)

| λ | λ_p | λ_r | λ_s |
|-----------|-------------|-------------|-------------|
| 48 | 64,144022 | 85,146932 | 141,911553 |
| 48 | 85,146932 | 161,77917 | 161,77917 |

Shear Design

| | V_r (N) | ϕV_n (N) | Stress Ratio | A_v (m ²) | K_c |
|-------------|-----------|----------------|--------------|-------------------------|-------|
| Major Shear | 64042,02 | 887555,9 | 0,072 | 0,006 | 1 |
| Minor Shear | 432,4 | 560917,79 | 0,001 | 0,0044 | 1 |

- Análisis de las Vigas

ETABS Steel Frame Design**AISC 360-22 Steel Section Check (Strength Summary)****Element Details**

| Level | Element | Unique Name | Location (m) | Combo | Element Type | Section | Classification |
|--------|---------|-------------|--------------|---------|-----------------------|----------------|----------------|
| Story2 | B3 | 7 | 0,16357 | UDStIS7 | Ordinary Moment Frame | Viga Principal | Slender |

LLRF and Demand/Capacity Ratio

| L (m) | LLRF | Stress Ratio Limit |
|----------|------|--------------------|
| 12,93406 | 1 | 1 |

Analysis and Design Parameters

| Provision | Analysis | 2nd Order | Reduction |
|-----------|-----------------|-------------------|-------------|
| LRFD | Direct Analysis | General 2nd Order | Tau-b Fixed |

Stiffness Reduction Factors

| | | | | |
|--------------------|--------------------|----------|-----------|-----------|
| $\alpha P_r / P_y$ | $\alpha P_r / P_e$ | τ_b | EA factor | EI factor |
| 0,022 | 0,009 | 1 | 0,8 | 0,8 |

Design Code Parameters

| | | | | | | |
|----------|----------|-------------|-------------|----------|---------------|-------------|
| ϕ_b | ϕ_c | ϕ_{TY} | ϕ_{TF} | ϕ_V | ϕ_{V-RI} | ϕ_{VT} |
| 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,75 | 0,9 | 1 | 1 |

Section Properties

| | | | | | |
|---------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| A (m ²) | J (m ⁴) | I ₃₃ (m ⁴) | I ₂₂ (m ⁴) | A _{v3} (m ²) | A _{v2} (m ²) |
| 0,0129 | 0,000001 | 0,000639 | 0,000027 | 0,0072 | 0,0061 |

Design Properties

| | | | | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|----------------------------------|
| S ₃₃ (m ³) | S ₂₂ (m ³) | Z ₃₃ (m ³) | Z ₂₂ (m ³) | r ₃₃ (m) | r ₂₂ (m) | C _w (m ⁶) |
| 0,002322 | 0,000253 | 0,002656 | 0,000395 | 0,22252 | 0,04542 | 0,000002 |

Material Properties

| | | | | |
|-----------------------|------------------------------------|----------------|-----------------|----------|
| E (N/m ²) | f _y (N/m ²) | R _y | C _{pr} | α |
| 1,999E+11 | 248211284,02 | 1,5 | 1,4 | NA |

Slenderness Check

| Buckling Mode | K Factor | L Length (m) | r (m) | KL/r | KL/r Limit | L/r | L/r Limit |
|---------------|----------|--------------|---------|--------|------------|--------|-----------|
| Major (3-3) | 1 | 12,77049 | 0,22252 | 57,391 | 200 | 57,391 | 300 |
| Minor (2-2) | 1 | 1,17582 | 0,04542 | 25,887 | 200 | 25,887 | 300 |

Stress Check forces and Moments

| Location (m) | P _u (N) | M _{u33} (N-m) | M _{u22} (N-m) | V _{u2} (N) | V _{u3} (N) | T _u (N-m) |
|--------------|--------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| 0,16357 | -134387,06 | -298849,57 | -398,07 | -89163,56 | -700,34 | -2,5 |

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

| | L Factor | K ₁ | K ₂ | B ₁ | B ₂ | C _m |
|---------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Major Bending | 0,987 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Minor Bending | 0,091 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

Parameters for Lateral Torsion Buckling

| | | |
|------------------|------------------|----------------|
| L _{ltb} | K _{ltb} | C _b |
| 0,091 | 1 | 1,154 |

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

$$\text{D/C Ratio} = \frac{(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})}{0,028 + 0,504 + 0,005}$$

$$0,536 =$$

Axial Force and Capacities

| P_u (N) | ϕ_c | ϕ_T | P_{nc} (N) | P_{nt} (N) | ϕP_{nc} (N) | ϕP_{nt} (N) |
|-----------|----------|----------|--------------|--------------|-------------------|-------------------|
| 134387,06 | 0,9 | 0,9 | 2678015,2 | 3200833,43 | 2410213,68 | 2880750,09 |

Moments and Capacities

| | M_u (N-m) | ϕ_B | M_n (N-m) | ϕM_n (N-m) | ϕM_n No LTB (N-m) | ϕM_n Cb=1 (N-m) |
|---------------|-------------|----------|-------------|------------------|-------------------------|-----------------------|
| Major Bending | 298849,57 | 0,9 | 659135,7 | 593222,13 | 593222,13 | 593222,13 |
| Minor Bending | 398,07 | 0,9 | 98007,94 | 88207,14 | | |

Shear Design

| | V_u (N) | ϕ_v | V_n (N) | ϕV_n (N) | Stress Ratio |
|-------------|-----------|----------|------------|----------------|--------------|
| Major Shear | 89163,56 | 0,9 | 901006,96 | 810906,26 | 0,11 |
| Minor Shear | 700,34 | 0,9 | 1075846,99 | 968262,29 | 0,001 |

- Análisis de las Correas

ETABS Steel Frame Design**AISC 360-22 Steel Section Check (Strength Summary)****Element Details**

| Level | Element | Unique Name | Location (m) | Combo | Element Type | Section | Classification |
|--------|---------|-------------|--------------|--------|-----------------------|-----------|----------------|
| Story2 | B45 | 55 | 3 | UDSts8 | Ordinary Moment Frame | Correa TR | Slender |

LLRF and Demand/Capacity Ratio

| L (m) | LLRF | Stress Ratio Limit |
|---------|------|--------------------|
| 6,00000 | 1 | 1 |

Analysis and Design Parameters

| Provision | Analysis | 2nd Order | Reduction |
|-----------|-----------------|-------------------|-------------|
| LRFD | Direct Analysis | General 2nd Order | Tau-b Fixed |

Stiffness Reduction Factors

| $\alpha P_r / P_y$ | $\alpha P_r / P_e$ | τ_b | EA factor | EI factor |
|--------------------|--------------------|----------|-----------|-----------|
| -0,003 | -0,005 | 1 | 0,8 | 0,8 |

Design Code Parameters

| ϕ_b | ϕ_c | ϕ_{TY} | ϕ_{TF} | ϕ_V | ϕ_{V-RI} | ϕ_{VT} |
|----------|----------|-------------|-------------|----------|---------------|-------------|
| 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,75 | 0,9 | 1 | 1 |

Section Properties

| A (m ²) | J (m ⁴) | I ₃₃ (m ⁴) | I ₂₂ (m ⁴) | A _{v3} (m ²) | A _{v2} (m ²) |
|---------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0,0012 | 0,000002 | 0,000003 | 0,000001 | 0,0003 | 0,0009 |

Design Properties

| S ₃₃ (m ³) | S ₂₂ (m ³) | Z ₃₃ (m ³) | Z ₂₂ (m ³) | r ₃₃ (m) | r ₂₂ (m) | C _w (m ⁶) |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|----------------------------------|
| 0,000042 | 0,000022 | 0,000053 | 0,000024 | 0,05172 | 0,02154 | Not required |

Material Properties

| E (N/m ²) | f _y (N/m ²) | R _y | C _{pr} | α |
|-----------------------|------------------------------------|----------------|-----------------|----------|
| 1,999E+11 | 248211284,02 | 1,5 | 1,4 | NA |

Slenderness Check

| Buckling Mode | K Factor | L Length (m) | r (m) | KL/r | KL/r Limit | L/r | L/r Limit |
|---------------|----------|--------------|---------|---------|------------|---------|-----------|
| Major (3-3) | 1 | 6 | 0,05172 | 116,005 | 200 | 116,005 | 300 |
| Minor (2-2) | 1 | 3,6 | 0,02154 | 167,095 | 200 | 167,095 | 300 |

Stress Check forces and Moments

| Location (m) | P _u (N) | M _{u33} (N-m) | M _{u22} (N-m) | V _{u2} (N) | V _{u3} (N) | T _u (N-m) |
|--------------|--------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| 3 | 871,65 | 7725,27 | -360,19 | 2,15 | 6,65 | -1 |

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2,H1-1b)

| | L Factor | K ₁ | K ₂ | B ₁ | B ₂ | C _m |
|---------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Major Bending | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Minor Bending | 0,6 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

Parameters for Lateral Torsion Buckling

| L _{ltb} | K _{ltb} | C _b |
|------------------|------------------|----------------|
| 0,6 | 1 | 1,051 |

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)

$$\text{D/C Ratio} = \frac{(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})}{0,002 + 0,651 + 0,081}$$

| Axial Force and Capacities | | | | | | |
|-----------------------------------|----------|----------|--------------|--------------|-------------------|-------------------|
| P_u (N) | ϕ_c | ϕ_T | P_{nc} (N) | P_{nt} (N) | ϕP_{nc} (N) | ϕP_{nt} (N) |
| 871,65 | 0,9 | 0,9 | 72150,59 | 288917,93 | 64935,53 | 260026,14 |

| Moments and Capacities | | | | | | |
|-------------------------------|-------------|----------|-------------|------------------|-------------------------|-----------------------|
| | M_u (N-m) | ϕ_B | M_n (N-m) | ϕM_n (N-m) | ϕM_n No LTB (N-m) | ϕM_n Cb=1 (N-m) |
| Major Bending | 7725,27 | 0,9 | 13193,42 | 11874,08 | 11874,08 | 11669,96 |
| Minor Bending | 360,19 | 0,9 | 4969,34 | 4472,41 | | |

| Torsion Moment and Capacities | | | |
|--------------------------------------|----------|-------------|------------------|
| T_u Moment (N-m) | ϕ_T | T_n (N-m) | ϕT_n (N-m) |
| -1 | 9E-04 | 6158,08 | 5542,27 |

| Shear Design | | | | | |
|---------------------|-----------|----------|-----------|----------------|--------------|
| | V_u (N) | ϕ_v | V_n (N) | ϕV_n (N) | Stress Ratio |
| Major Shear | 2,15 | 0,9 | 128672,73 | 115805,46 | 1,854E-05 |
| Minor Shear | 6,65 | 0,9 | 39316,67 | 35385 | 1,88E-04 |

| End Reaction Major Shear Forces | | | |
|--|------------|------------------------|------------|
| Left End Reaction (N) | Load Combo | Right End Reaction (N) | Load Combo |
| 5133,28 | UDStIS8 | 5126,8 | UDStIS7 |

CAPÍTULO V

5 Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

La estructura de la cubierta metálica evidenció el cumplimiento de los estándares fijados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, asegurando una reacción apropiada frente a eventos sísmicos. El estudio efectuado demuestra que la estructura tiene la capacidad de disipar eficazmente energía sísmica, manteniendo niveles de deriva dentro de los parámetros establecidos, lo que evidencia una rigidez y flexibilidad apropiadas en el sistema.

La inclusión de paneles solares en la cubierta no solo simboliza un progreso hacia la sostenibilidad energética, sino que también se consideró de manera estructural desde el comienzo del diseño. El peso de los paneles se incorporó a las cargas permanentes del sistema, sin constituir un peso considerable en relación con otras acciones como el viento o sismo. Esta observación evidencia que la estructura está lista para soportarlos sin poner en riesgo su estabilidad o rendimiento, fusionando de manera equilibrada eficiencia energética y seguridad estructural.

El modelado estructural realizado en ETABS mostró un comportamiento dinámico estable, corroborando que las combinaciones de carga utilizadas fueron apropiadas. La estructura se comportó en los límites previstos ante acciones verticales y horizontales, lo cual avala la confiabilidad del modelo como una representación cercana y realista del comportamiento físico de la cubierta proyectada.

5.2 Recomendaciones

Se aconseja que futuras construcciones metálicas en áreas de alta sismicidad respeten de manera estricta la NEC-15, además de incluir sistemas de disipación de energía y un control apropiado de las derivas para potenciar la seguridad y rendimiento estructural a largo plazo.

Es recomendable seguir promoviendo la utilización de tecnologías ecológicas como los paneles solares, además de complementarlos con sistemas de seguimiento de energía para mejorar su desempeño. Además, sería apropiado llevar a cabo análisis de costo-beneficio a escala local que respalden su puesta en marcha a gran escala en proyectos parecidos.

Para asegurar un análisis más exacto en futuros proyectos, se aconseja enriquecer los modelos computacionales con calibraciones experimentales o información de campo. Además, es crucial renovar periódicamente las cargas de diseño y las condiciones dinámicas de acuerdo a nuevas investigaciones o sucesos sísmicos que han tenido lugar en el país.

Bibliografía

- AICE. (24 de Noviembre de 2024). *AICE*. Obtenido de Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales: <https://aice.cl/web/la-responsabilidad-legal-en-la-ingenieria-civil-estructural-pilar-clave-para-la-seguridad-y-la-confianza-en-la-construccion/>
- Albuja, J. (2021 de 06 de 2018). *Punto Convergente*. Obtenido de <https://puntoconvergente.uca.edu.ar/el-futbol-y-los-riesgos-de-la-radiacion-solar/>
- ANSI. (2009). *Structural Welding Code-Seismic Supplement*. Miami: American Welding Society.
- ANSI/AISC 360-10. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ASCE. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. EEUU: American Society of Civil Engineers.
- Boris, B., & al., e. (1970). *Diseño de Estructuras de Acero*. Ciudad de México: Limusa Wiley S.A.
- Boris, B., T, L., & John, S. (1970). *Diseño de Estructuras de Acero*. Ciudad de México: Limusa Wiley S.A.
- Jack, M., & Stephen, C. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Ciudad de México: Alfaomega.
- LanammeUCR. (3 de Enero de 2022). *LanammeUCR*. Obtenido de <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/laboratorios/92-programas/ingenieria-estructural>
- Libertad Digital. (01 de 08 de 2024). *Libertad Digital*. Obtenido de <https://www.libertaddigital.com/deportes/mas-deporte/2024-08-01/las-consecuencias-letales-del-calor-extremo-en-el-deporte-0e-7152474/>

- Montajes, Ingeniería & Construcción S.A.S. (s.f.). Obtenido de Montajes, Ingeniería & Construcción S.A.S.: <https://www.estructurasmetalicascolombia.com/que-hacemos/techos-metalicos-y-cubiertas-metalicas-con-estructura-en-acero-en-bogota-colombia/cubiertas-metalicas-con-estructura-en-acero/sostenibilidad>
- Muhammad, U., & Hisham, J. (28 de Mayo de 2018). Soluciones de diseño para la construcción sostenible de edificios de acero prediseñados. *MPDI*.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-AC. (2015). *NEC-SE-AC-Estructuras de Acero*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-CG. (2015). *NEC-SE-CG-Cargas (No Sísmicas)*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS-Cargas Sísmicas*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NOVACERO. (Mayo de 2021). *NOVACERO*. Obtenido de https://www.novacero.com/wp-content/uploads/2021/05/NOVACERO-BROCHURE_090719_HR.pdf
- Pascual, B. (2010). *Construcción de estructuras metálicas*. ECU.
- Renovaenergía. (s.f.). Obtenido de Renovaenergía S.A.: <https://www.renova-energia.com/productos/eco-green-energy-ege-210m-36m6-perc/>
- Solstice Solar. (8 de Julio de 2024). *Solstice Solar*. Obtenido de <https://solsticesolar.com/blog/the-top-5-us-solar-powered-sports-stadiums/>
- Sriramulu, V. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. México D.F.: McGraw Hill.

Tavera, B. (14 de Noviembre de 2023). *Inesa Tech*. Obtenido de <https://www.inesa-tech.com/blog/mejores-programas-de-calculo-estructural/>

Zapata, L. (1997). *Diseño Estructural en Acero*. Lima: Universidad Católica de Santa María.

Anexos



