



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA LA CUBIERTA DE LA
CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD PUENTELOMA DEL CANTÓN
SANTA ISABEL**

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

AUTOR: JONNATHAN PAUL NARVÁEZ LALVAY

TUTOR: ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO, MSc.

Cuenca - Ecuador

2023

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

Yo, Jonnathan Paul Narváez Lalvay con documento de identificación N° 0106340417 manifiesto que:

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

Cuenca, 18 de septiembre del 2023.

Atentamente,



Jonnathan Paul Narváez Lalvay

0106340417

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

Yo, Jonnathan Paul Narváez Lalvay con documento de identificación N° 0106340417, expreso mi voluntad y por medio del presente cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto técnico: “Cálculo y diseño de la estructura de acero para la cubierta de la cancha de uso múltiple de la comunidad Puenteloma del cantón Santa Isabel”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Cuenca, 18 de septiembre del 2023.

Atentamente,



Jonnathan Paul Narváez Lalvay


0106340417

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Julio César Jurado Mogrovejo con documento de identificación N° 0105137665, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA LA CUBIERTA DE LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD PUENTELOMA DEL CANTÓN SANTA ISABEL, realizado por Jonnathan Paul Narváez Lalvay con documento de identificación N° 0106340417, 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.

Cuenca, 18 de septiembre del 2023.

Atentamente,



Ing. Julio César Jurado Mogrovejo, MsC.

0105137665

DEDICATORIA

A mis padres, su dedicación incansable y sacrificio han sido un faro de luz en mi camino, inspirándome a esforzarme y a perseguir mis sueños. A mi abuela, tus historias y consejos han enriquecido mi perspectiva y me han dado fuerzas para superar obstáculos. Este logro es tanto suyo como mío; cada línea escrita y cada logro alcanzado lleva su influencia y amor. Que este título sea un tributo modesto a su legado en mi vida.

Dedicado a *Nancy Pilar Lalvay Guamán, Freddy Lenin Narváez Ochoa y María Herlinda Guamán Merchán* con amor y gratitud eternos,

Jonnathan Paul

AGRADECIMIENTOS

En estas líneas expreso mi sincera gratitud primero a Dios y a todas las personas que forman parte de este logro. A mis queridos padres, hermanos, y familia, gracias por su inquebrantable apoyo y cariño constante brindado, ya que han sido una fuente de inspiración a lo largo de este desafío. Cada paso dado durante esta trayectoria ha sido guiado por su sabiduría y aliento. Gracias por cada sacrificio realizado en nombre de mi educación; ha sido un impulso a la motivación y perseverancia.

Jonnathan Paul

ÍNDICE

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR	¡Error! Marcador no definido.
DECLARATORIA DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA	2
CERTIFICACIÓN	4
DEDICATORIA	5
AGRADECIMIENTOS	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	9
ÍNDICE DE TABLAS.....	9
RESUMEN	11
ABSTRACT.....	12
INTRODUCCIÓN	14
1. PROBLEMA.....	16
1.1. Antecedentes	16
1.2. Importancia y alcances.....	17
1.2.1. Beneficiarios	17
1.2.2. Importancia	17
1.2.3. Situación problemática.....	18
1.3. Delimitación.....	18
1.3.1. Descripción de la comunidad Puenteloma	18
1.3.2. Descripción del terreno de implantación.....	20
1.4. Objetivos	21
1.4.1. Objetivo General	21
1.4.2. Objetivos Específicos.....	21
2. FUNDAMENTOS TEORICOS	22
2.1. Cubiertas	22
2.2. Estructuras para cubiertas	22
2.3. Aceros utilizados en estructuras.....	24
2.4. Normas y especificaciones aplicadas al diseño de estructuras de acero	26
2.5. Cargas	27
2.5.1. Cargas Muertas	27
2.5.2. Cargas Vivas	27
2.5.4. Cargas Sísmicas	30
2.5.5. Derivas inelásticas máximas de piso.....	38
2.6. Método de diseño (LRFD)	38
2.7. Combinaciones de carga	39
2.8. Análisis y diseño estructural	40

2.8.1.	Software de análisis y diseño estructural	40
2.8.2.	Secciones compactas.....	40
2.9.	Parámetros del suelo	43
2.9.1.	Ensayo de Corte Directo	43
2.9.2.	Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi	44
2.9.3.	Ecuación general de la capacidad de carga	45
2.9.4.	Capacidad de carga - Excentricidad en dos sentidos.....	46
2.10.	Cimentaciones.....	47
2.10.1.	Zapatas aisladas	47
3.	MARCO METODOLÓGICO.....	49
3.1.	Diseño de la superestructura	49
3.1.1.	Consideraciones iniciales del proyecto	49
3.1.2.	Análisis de cargas.....	51
3.1.3.	Geometría y materiales de estructuras	58
3.1.4.	Modelado y análisis estructural.....	61
3.1.5.	Selección de la mejor alternativa	77
3.2.	Diseño de la infraestructura	78
3.2.1.	Ensayo de corte Directo	78
3.2.2.	Peso unitario.....	81
3.2.3.	Diseño de la placa base	81
3.2.4.	Diseño de la columna de hormigón.....	82
3.2.5.	Diseño de la cimentación	82
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
4.1.	Conclusiones	84
4.2.	Recomendaciones	85
	BIBLIOGRAFÍA	86
	ANEXO 1	88
	ANEXO 2	90
	ANEXO 3	91
	ANEXO 4	93
	ANEXO 5	96
	APÉNDICE A	98
	APÉNDICE B	120
	ANEXO 6	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa satelital de la comunidad Puenteloma	19
Figura 2 Fotografía del terreno de emplazamiento del proyecto	20
Figura 3 Dimensiones de la cancha	20
Figura 4 Tipos de estructuras para naves industriales	23
Figura 5 Tipos de armaduras	24
Figura 6 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z	30
Figura 7 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	34
Figura 8 Diagrama de flujo general para el diseño estructural	40
Figura 9 Placa base presenta por McCormack y Csernak.....	41
Figura 10 Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo	44
Figura 11 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación corrida	45
Figura 12 Ejemplo de falta de disponibilidad de área cubierta.....	50
Figura 13 Condiciones iniciales del pórtico y ancho tributario de las viguetas	51
Figura 14 Representación del ancho tributario correspondiente para los pórticos internos y externos	55
Figura 15 Espectro de aceleraciones obtenido con los datos de la Tabla 17	57
Figura 16 Vista en 2D de la geometría cercha diseñada en software de dibujo y modelado.....	58
Figura 17 Secciones iniciales consideradas para la estructura en celosía	60
Figura 18 Estructura propuesta de perfiles de sección transversal variable	60
Figura 19 Secciones iniciales consideradas para la estructura de perfiles de sección variable	61
Figura 20 Estructura de cercha definido	62
Figura 21 Estructura de marcos de sección variable definida	62
Figura 22 Carga viva y muerta asignadas en las viguetas	63
Figura 23 Carga de viento asignadas en las vigas del pórtico	64
Figura 24 Deformada de la estructura bajo combinación "ENVOLVENTE"	65
Figura 25 Valores de DCR obtenidos tras la primera corrida de análisis.....	65
Figura 26 Asignación de diafragmas rígidos en los nodos correspondientes en la altura $z=1.14$ m ..	66
Figura 27 DCR's obtenidos tras la aplicación de tensores, diafragmas rígidos y optimizar los elementos	67
Figura 28 Disposición de arriostramientos laterales	68
Figura 29 Diagrama de fuerzas axiales	70
Figura 30 Diagrama de momento 2-2.....	71
Figura 31 Diagrama de momento 3-3.....	71
Figura 32 Valores de DCR finales.....	72
Figura 33 DCR's obtenidos para la estructura de sección variable	72
Figura 34 Configuración de los arriostramientos laterales en la estructura de sección variable	73
Figura 35 Diagrama de fuerzas axiales	75
Figura 36 Diagrama de momento 2-2.....	75
Figura 37 Diagrama de momento 3-3.....	76
Figura 38 Valores de DCR finales.....	77
Figura 39 Curva Esfuerzo normal vs Esfuerzo cortante	80
Figura 40 Catálogo de perfiles estructurales G "DIPAC"	88
Figura 41 Catálogo de perfiles estructurales U "DIPAC"	88
Figura 42 Perfiles estructurales L "DIPAC"	89
Figura 43 Perfiles estructurales Tubo Cuadrado "IPAC"	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades de los aceros ASTM A-36 y ASTM A-572 Gr 50.....	25
Tabla 2 Valores de carga viva para cubiertas	28
Tabla 3 Coeficiente de corrección σ	29
Tabla 4 Determinación del factor de forma C_f	29

Tabla 5 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	31
Tabla 6 Clasificación de los perfiles de suelo	31
Tabla 7 Tipos de suelo y factores de sitio F_a	33
Tabla 8 Tipos de suelo y factores de sitio F_d	33
Tabla 9 Tipo de suelo y factor F_s	34
Tabla 10 Valores para C_t y a correspondientes para algunos tipos de configuraciones estructurales	36
Tabla 11 Tipos de uso, destino e importancia de la estructura	37
Tabla 12 Valores del coeficiente de reducción R.....	38
Tabla 13 Especificaciones generales de las cubiertas	51
Tabla 14 Variables necesarias para el cálculo de la velocidad corregida del viento	53
Tabla 15 Variables necesarias para el cálculo de la presión del viento	54
Tabla 16 Cuadro de cálculo de cargas lineales debido al viento	55
Tabla 17	56
Tabla 18 Tabla resumen de las cargas obtenidas en la Sección 3.1.2.....	58
Tabla 19 Secciones iniciales consideradas para la estructura en celosía	59
Tabla 20 Control de derivas inelásticas permisibles.....	69
Tabla 21 Periodos de vibración y porcentaje de masa de participación	69
Tabla 22 Control de derivas permisibles.....	74
Tabla 23 Periodos de vibración y porcentaje de masa de participación	74
Tabla 24 Tabla de comparación técnico-económica	78
Tabla 25 Cálculo de esfuerzo normal y esfuerzo cortante	79
Tabla 26 Cálculo del peso unitario del suelo	81
Tabla 27 Cargas extraídas del software, correspondiente a la columna más desfavorable	82
Tabla 28 Cálculo de cargas debido al peso de columna hormigón y zapata	83

RESUMEN

El Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Santa Isabel, a través de su departamento de Obras Públicas ha considerado la implementación de la cubierta en la cancha de uso múltiple de la comunidad Puenteloma como uno de sus proyectos próximos a ejecutar. Sin embargo, actualmente la institución no cuenta con el diseño necesario de la estructura. Por lo tanto, el presente proyecto técnico se encaminó en la obtención del diseño de dicha estructura, misma que contribuirá al desarrollo recreativo, cultural y deportivo de la comunidad.

Para cumplir con los objetivos planteados, se realizó una comparación entre dos modelos estructurales de diferente tipología, pero de solicitaciones iguales. Por lo tanto, se definieron las condiciones iniciales, como la separación entre pórticos, la distancia entre viguetas, altura de la estructura, el tipo y grado de inclinación de cubierta. Las sobrecargas muertas se calcularon en función de catálogos de proveedores nacionales. Además, los valores de carga viva, carga de viento, y carga sísmica se definen utilizando la normativa NEC y la especificación ASCE 7-22.

Utilizando software de análisis y diseño estructural y aplicando el código de diseño AISC 360 16, se modeló una estructura conformada por celosías y otra conformada por elementos de sección variable, donde se optimizó la estructura hasta obtener valores permisibles de DCR, derivas inelásticas máximas y periodos de vibración de los diferentes modos.

Posteriormente, se realizó una comparación técnico-económica de los modelos estructurales, en donde se determinó que la estructura conformada por celosías es 54.63% más ligera y, consecuentemente, más económica. Por ende, se definió como la mejor alternativa.

Para el diseño de la infraestructura, primero se extrajo una muestra inalterada de suelo a 1.5 metros de profundidad del terreno de emplazamiento del proyecto. De dicha muestra se realizó el ensayo de corte directo a 5 especímenes de la muestra. Con los datos obtenidos se determinó que el suelo tiene un ángulo de fricción igual a 29 grados y, debido a que el suelo es un suelo normalmente consolidado la cohesión calculada se desprecia.

Desde el software se extrajeron las cargas axiales y de momento de la columna más desfavorable y, conjuntamente, con los parámetros obtenidos del suelo se diseñó la zapata aislada. El resultado fue una zapata cuadrada de 1.3 m de lado cimentada sobre un suelo de capacidad portante igual a 2.4 kg/cm².

Finalmente, todos los resultados del diseño se presentan visualmente en planos realizados en software de dibujo y modelado.

ABSTRACT

The Autonomous Decentralized Government of Santa Isabel Canton, through its Public Works department, has considered the implementation of a cover for the multipurpose court in the Puenteloma community as one of its upcoming projects to execute. However, currently, the institution does not have the necessary structure design. Therefore, this technical project was directed towards obtaining the design of said structure, which will contribute to the recreational, cultural, and sports development of the community.

To achieve the set objectives, a comparison was made between two structural models of different typologies but with equal demands. Thus, initial conditions were defined, such as the spacing between frames, distance between beams, structure height, and the type and degree of roof inclination. Dead loads were calculated based on catalogs from national suppliers. Additionally, values for live load, wind load, and seismic load were determined using NEC regulations and ASCE 7-22 specifications.

Using structural analysis and design software and applying the AISC 360-16 design code, a structure composed of trusses and another with variable-section elements were modeled. The structure was optimized to obtain permissible values of DCR, maximum inelastic drifts, and vibration periods for different modes.

Subsequently, a technical-economic comparison of the structural models was carried out, determining that the truss-based structure is 54.63% lighter and, consequently, more economical. Therefore, it was defined as the best alternative.

For the design of the infrastructure, an undisturbed soil sample was first taken at 1.5 meters depth from the project site. From this sample, direct shear tests were performed on 5 specimens. With the obtained data, it was determined that the soil has a friction angle of 29 degrees, and since the soil is normally consolidated, the calculated cohesion is negligible.

From the software, axial loads and moments of the most critical column were extracted, and along with the soil parameters, the isolated footing was designed. The result was a square footing with 1.3 meters per side, founded on a soil bearing capacity of 2.4 kg/cm².

Finally, all the design results are visually presented in drawings created using drawing and modeling software.

INTRODUCCIÓN

En el marco del crecimiento y desarrollo sostenible de las comunidades, la infraestructura juega un papel fundamental al brindar espacios para el bienestar y la convivencia de sus habitantes. Estos espacios, generalmente, consisten en canchas de uso múltiple que no cuentan con ningún tipo de cubierta, lo que convierte a estos espacios en sitios inadecuados, limitando su uso y eficiencia.

En línea con tendencias internacionales, el país ha experimentado un notable avance en el uso de techos, cubiertas y construcciones livianas. Estas estructuras representan una solución tanto para sectores industriales, comerciales, agropecuarios, deportivos como residenciales.

Este tipo de construcciones, comúnmente, denominadas naves industriales o galpones, ofrecen numerosas ventajas, entre ellas, cubrir grandes luces sin la necesidad de colocar columnas intermedias, además que su diseño resulta relativamente sencillo debido a que su consideración estética no es compleja.

En la actualidad la mayoría de las cubiertas que se usan en naves industriales, galpones y coliseos son hechas con acero estructural, este permite tener elementos estructurales con peraltes pequeños y salvar luces de gran tamaño, además por su bajo peso y alta resistencia a la tracción y compresión, permite construir estructuras ligeras, que resistente a los embates de la naturaleza como el viento y sismos. (Cabrera Gacía & Martínez Ruiz, 2018, p. 26)

Considerando las diferentes tipologías estructurales disponibles para estas construcciones, en el presente proyecto se realiza el diseño de la estructura de acero necesaria para la cubierta de la cancha de uso múltiple de la comunidad Puenteloma.

Se empleará software de análisis y diseño estructural para realizar el cálculo y diseño de la estructura de acero, asegurando que satisfaga las recomendaciones establecidas en las

normas NEC-2015 y AISC 360-16. Además, se diseñará la infraestructura de la misma, es decir, la cimentación. Resultados que serán expresados en planos constructivos.

Con esta investigación, se busca crear una solución óptima y adecuada para la comunidad Puenteloma, brindándoles un espacio cubierto que mejore su calidad de vida y propicie el desarrollo a diversas actividades en beneficio de sus habitantes.

CAPÍTULO 1

1. PROBLEMA

1.1. Antecedentes

En el país existen muchas comunidades rurales que, a menudo, son olvidadas por las autoridades competentes y también por la población que reside en la zona urbana. Es por esto, por lo que, los profesionales venideros debemos involucrar en el aporte al desarrollo de estas, sin embargo, a pesar de que no es posible alcanzar el progreso a pasos agigantados, se contribuirá con algunas herramientas necesarias para alcanzar dicho objetivo.

Generalmente, estas comunidades cuentan con una cabecera comunal, en la que se pueden encontrar espacios destinados a reuniones sociales como es el caso de las casas comunales, canchas de uso múltiple en la que se realizan prácticas deportivas, recreativas, socioculturales, productivas, entre otras.

Sin embargo, a pesar de contar con los espacios antes mencionados, la disponibilidad de estos se ve directamente afectada por las cambiantes condiciones climáticas y otros factores como el momento del día que se utilice, es decir, se debe considerar momentos oportunos para hacer uso de estos espacios. De aquí la necesidad de la adecuación de estos.

El Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del cantón Santa Isabel (GADMSI) a través del Departamento de Obras Públicas en su lista de futuros proyectos a realizar ha considerado la adecuación de varios escenarios deportivos existentes en comunidades rurales, dicha adecuación consistirá en la implementación de cubiertas, sin embargo, actualmente no se cuentan con los estudios técnicos necesarios.

Como parte del proyecto se realizará un levantamiento de información que describirá la situación actual de uno de estos escenarios deportivos y se propondrá el diseño estructural de una estructura de acero y la cimentación para la cubierta de la cancha de la comunidad Puenteloma.

El presente trabajo de titulación trata de insertarse en la fase previa a la ejecución del proyecto ya mencionado, puesto que, se prevé que los resultados obtenidos sean herramientas consideradas por el cuerpo técnico del GADMSI.

1.2. Importancia y alcances

El proyecto es un aporte para la institución municipal GADMSI, puesto que los resultados alcanzados se solventará parte de la problemática, encaminados a la obtención de los diseños definitivos de la estructura de acero que sostendrá la cubierta para la cancha de uso múltiple.

Además, el acero posee muchas ventajas, entre estas se tiene la facilidad y la rapidez de ensamblaje, es decir, permite la ejecución de proyectos en menor tiempo si se compara con otros materiales.

1.2.1. Beneficiarios

El grupo objetivo de este proyecto será la institución municipal en sí, las actuales y venideras autoridades puesto que, de este proyecto se obtendrán la memoria de cálculo y los planos de la estructura para la cubierta, estos estarán a total y libre disposición para su consideración en los estudios técnicos requeridos para la construcción del proyecto, representando así un ahorro económico en costos de diseño y por otra parte, representa también un ahorro en el tiempo requerido para la obtención de dicho diseño.

Los usuarios de la cancha, es decir, habitantes de la comunidad, turistas, deportistas, etc. forman parte de los beneficiarios, puesto que, el proyecto está enfocado en mejorar la disponibilidad de este espacio deportivo que se ha visto limitado debido a la severa exposición climática en jornadas diurnas, y la falta de iluminación adecuada en jornadas nocturnas.

1.2.2. Importancia

Este trabajo es importante, puesto que, al adecuar la cancha con la implementación de la cubierta se impulsará a una mayor actividad deportiva por parte de la comunidad, es decir,

se pretende que, con las mejoras a esta cancha se practiquen deportes diferentes a los típicos (ecuavóley, indor), entre estos la bailo terapia, el básquet, ciclismo infantil, etc.

Además, se podrá considerar este espacio como sede de campeonatos deportivos los cuales traen consigo algunos hechos importantes como: la dinamización de la economía en la comunidad, el turismo mediante atracción de usuarios externos, generación de pequeños negocios tales como bares, locales de comida rápida, etc.

1.2.3. Situación problemática

La temperatura promedio en Santa Isabel varía de acuerdo con su topografía y ubicación geográfica, con temperaturas promedio anuales entre 4 y 26 grados centígrados. La temperatura media anual en el cantón no tiene un rango constante (Urgiles Pacheco, 2015).

La comunidad Puenteloma se ubica en una zona cálida y con elevada exposición a la radiación solar, a la radiación ultravioleta y precipitaciones considerables en tiempos de inviernos. Estos factores climáticos constituyen un problema para los usuarios de la cancha de uso múltiple, debido que las largas exposiciones a estos traen consigo efectos negativos a la salud de dichos usuarios.

La carencia de la cubierta restringe la disponibilidad de esta, limitando la práctica deportiva, la realización de eventos socioculturales y religiosos. La optimización de este espacio es una necesidad a la que se debe dar la importancia adecuada, pues, impulsará al desarrollo de la comunidad en varios aspectos.

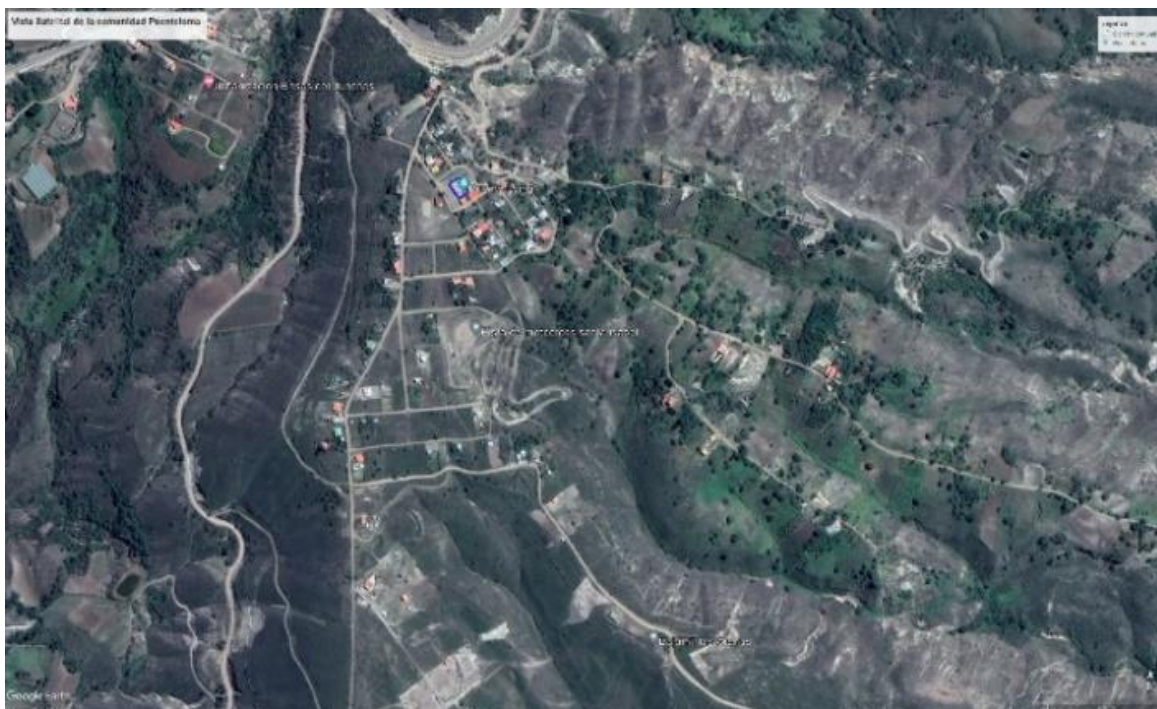
1.3. Delimitación

1.3.1. Descripción de la comunidad Puenteloma

El terreno en el que se proyecta emplazar la estructura objeto de este trabajo de titulación es la comunidad Puenteloma del cantón Santa Isabel de la provincia del Azuay.

Figura 1

Mapa satelital de la comunidad Puenteloma



Nota. Tomado de: Google earth

Su ubicación geográfica acorde con el datum WGS84 son:

Latitud: 3°18'11" S

Longitud: 79°20'12" W

Altitud: 1565 metros sobre el nivel del mar

La comunidad Puenteloma se localiza alrededor de a 5 km de la cabecera cantonal de Santa Isabel, y al encontrarse junto a la vía estatal Cuenca-Girón-Pasaje permite un acceso rápido. Hasta el año 2015, la comunidad registró un total de 319 moradores: 151 hombres que representa el 47% del total y 168 mujeres siendo 53%, la comunidad es considerada como área rural (Urgiles Pacheco, 2015). Sin embargo, a pesar de que no existen cifras exactas actuales, es evidente que desde entonces hasta la fecha la demografía ha incrementado cuantiosamente.

Las principales actividades económicas de la población se basan en la agricultura, la construcción, el transporte, entre otros.

1.3.2. Descripción del terreno de implantación

El terreno definido del proyecto consta de un área nivelada, con una losa de hormigón, ubicado en la cabecera de la comunidad, entre la casa comunal y las baterías sanitarias, tal como se visualiza en la Figura 2 presentada a continuación.

Figura 2

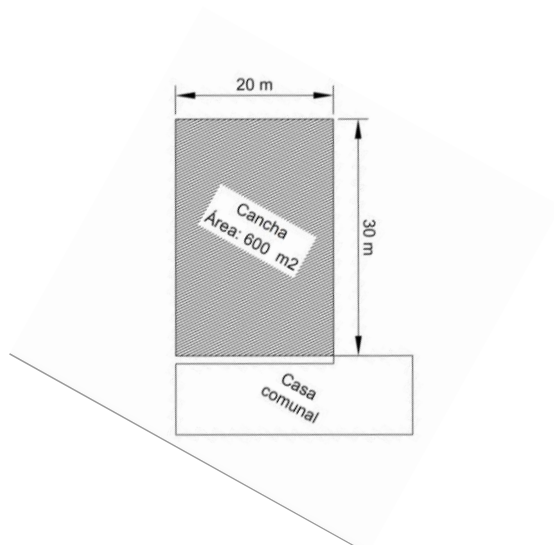
Fotografía del terreno de emplazamiento del proyecto



La cancha considerada en este trabajo responde a una losa de concreto, de superficie igual a 600 m^2 . En la Figura 3. se presenta un esquema con las medidas correspondientes de la misma.

Figura 3

Dimensiones de la cancha



1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Diseñar la superestructura e infraestructura para la cubierta de la cancha de uso múltiple de la comunidad de Puenteloma.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Establecer las cargas y combinaciones requeridas para el diseño de la estructura para una cubierta en el cantón Santa Isabel aplicando las normativas NEC y AISC.
- Proponer el diseño de la estructura para la cubierta de la cancha
- Caracterizar el suelo del área de emplazamiento del proyecto.
- Diseñar la cimentación adecuada para la correcta transferencia de cargas.
- Obtener planos y memoria técnica necesaria para la ejecución del proyecto.

CAPÍTULO 2

2. FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1.Cubiertas

Una cubierta es el conjunto de elementos instalados en la parte superior exterior de la estructura, esta tiene la finalidad de proteger a los demás elementos estructurales de efectos climáticos como el sol, la lluvia, el viento, entre otros (Sauza Fayad, 2014).

En la construcción de naves con pórticos las cubiertas a dos aguas, curva y poligonal son las más utilizadas. “La elección de la forma depende en mayor medida de factores como la estética, la luz, el requerimiento de volumen y la altura considerada” (Morales Rodríguez, 2015, p. 6).

2.2.Estructuras para cubiertas

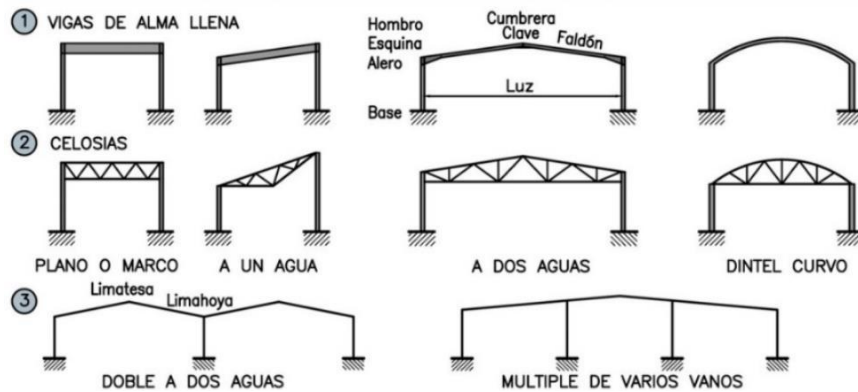
El conjunto de elementos interconectados y diseñados con el fin de soportar acciones tales como el peso propio, las sobrecargas de uso, cargas laterales producidas por eventos sísmicos, efectos del viento o empuje de tierras se denomina estructura (Rodas Andrade, 2014).

Las estructuras deben satisfacer cuatro aspectos básicos, estos son: funcionalidad, seguridad, economía y estética (Rodas Andrade, 2014).

Estas estructuras generalmente se denominan galpones o naves industriales. De acuerdo con Morales y Silva (2011), “En una nave industrial se necesitan grandes claros, a fin de lograr grandes espacios sin existencia de apoyos intermedios, de tal manera que la nave industrial pueda operar sin obstáculos ni restricciones, trabajando así con mucha versatilidad” (p. 5).

Figura 4

Tipos de estructuras para naves industriales



Nota. Tomado de:(Justo Moscardo et al., 2016).

2.2.1. Armaduras

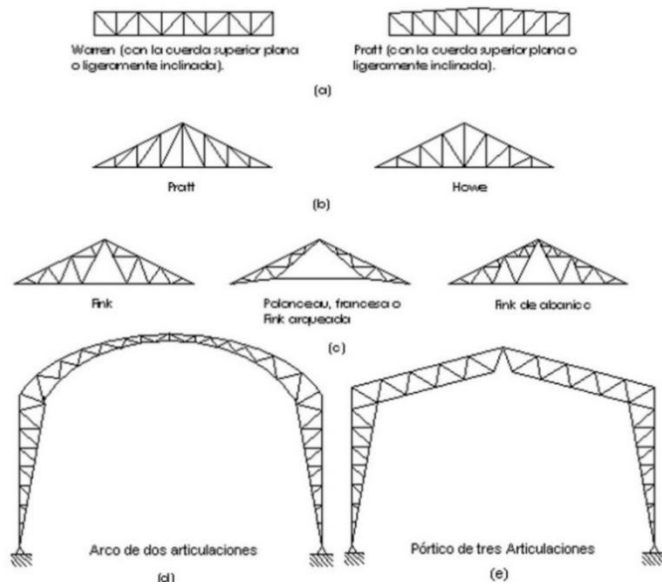
De acuerdo con Hibbeler (2012):

Cuando se requiere que el claro de una estructura sea grande y su altura no es un criterio importante de diseño, puede seleccionarse una armadura. Las armaduras consisten en barras en tensión y compresión y, elementos esbeltos tipo columna, usualmente dispuestos en forma triangular. Las armaduras planas se componen de miembros situados en el mismo plano y se usan a menudo para puentes y techos, mientras que las armaduras espaciales tienen miembros en tres dimensiones y son apropiadas para grúas y torres. (p. 6)

La Figura 5 presenta algunos tipos de estructuras en celosía o armaduras.

Figura 5

Tipos de armaduras



Nota. Tomado de: (Estévez Acosta, 2008, p. 16).

2.2.2. Marco Rígido

Los marcos rígidos o generalmente llamados marcos, son un sistema estructural conformado por elementos rectos unidos entre sí por juntas capaces de resistir momentos o a su vez por juntas articuladas que garanticen una configuración estructural estable (Kassimali, 2015). Este sistema garantiza mayor resistencia y rigidez global de la estructura, esto es posible debido a la conexión permanente entre la viga y la columna, la cual permite que los elementos sean capaces de soportar cargas verticales y laterales de manera simultánea.

El grado de hiperestaticidad para marcos rígidos depende de las uniones. Además, la carga aplicada en un marco produce esfuerzos de flexión en los miembros estructurales.

2.3. Aceros utilizados en estructuras

“El acero es una aleación cuya componente principal es el hierro. Otra componente de todos los aceros estructurales, aunque en cantidades mucho menores, es el carbono, que contribuye a la resistencia, pero reduce la ductilidad” (Segui, 1999, p. 9).

“Los diferentes grados de aceros estructurales son identificados por la designación asignada a ellos por la American Society for Testing and Materials (ASTM)” (TECNAR, 2015, p. 40).

En Ecuador los aceros estructurales más comúnmente usados actualmente son los aceros dulces designados como ASTM A-36 y ASTM 572 Gr 50.

2.3.1. Propiedades de los aceros estructurales

Recopilar las propiedades de los aceros estructurales considerados para el diseño, es una labor que debe ser realizada con mucha rigurosidad, puesto que, si no se tienen los valores correspondientes es fácil llegar a obtener resultados incoherentes, es decir, elementos estructurales sub o sobredimensionados.

La Tabla 1 exhibe las propiedades de los aceros estructurales más utilizados en Ecuador, los mismos que son considerados en el presente proyecto.

Tabla 1

Propiedades de los aceros ASTM A-36 y ASTM A-572 Gr 50

Propiedad	ASTM A-36	ASTM A-572 Gr 50
Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.92	2038901.92
Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	2531.05	3515.35
Esfuerzo último f_u (kg/cm ²)	4077.8	4569.95
Peso unitario (kg/m ³)	7849.05	7849.05

Nota. Valores transformados a unidades métricas

2.3.2. Perfiles estructurales de acero

“Un perfil estructural puede ser un perfil laminado o puede estar compuesto de dos o más perfiles laminados o placas, unidos mediante soldadura o pernos” (TECNAR, 2015, p. 40). Según McCormac & Csernak (2012):

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles **I**, **T**, y **C**, que son de uso tan común, se sitúan en esta clase. (p. 7)

2.4. Normas y especificaciones aplicadas al diseño de estructuras de acero

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), comprende un listado de normativas, de ineludible obediencia a nivel nacional, pues en estas se establecen las exigencias mínimas de seguridad y calidad que las edificaciones deben satisfacer durante todas las fases de su transcurso constructivo (Bohórquez Peñafiel, 2015).

A continuación, se enlista los capítulos que se utilizarán para el desarrollo presente trabajo:

“El NEC-SE-CG trata de las cargas permanentes (principalmente debidas al peso propio), de las cargas variables (cargas vivas y cargas climáticas) y de sus combinaciones” (NEC, 2015a, p. 5).

NEC-SE-DS, “En este capítulo de las Normas Ecuatorianas de Construcción, se presentan los requerimientos y metodologías que deberán ser aplicados al diseño sismo resistente de edificios principalmente, y en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas” (NEC, 2015c, p. 7).

NEC-SE-AC, los criterios incluidos en este capítulo “Consideran que las estructuras de acero serán diseñadas, fabricadas y montadas utilizando perfiles laminados en caliente o perfiles armados ensamblados por medio de planchas soldadas” (NEC, 2015b, p. 6).

NEC-SE-GM, este capítulo establece disposiciones básicas aplicadas a la realización de estudios geotécnicos, estudios que se basan en la investigación del subsuelo, la geomorfología del lugar y las propiedades estructurales del proyecto y que tiene como

finalidad disponer sugerencias geotécnicas relacionadas con el diseño de futuras cimentaciones y rehabilitación de cimentaciones existentes.

AISC 360-16, es una especificación regida por la American Institute Steel Construction, en la que se define criterios aplicados al diseño, elaboración y ensamble de estructuras de acero destinadas a edificios o estructuras de similares características.

ASCE 7-22, es una especificación establecida por la American Society of Civil Engineers, en esta se proporcionan consideraciones mínimas de diseño aplicadas a edificaciones y otras estructuras. Algunas de estas consideraciones son: métodos de cálculo para estimar cargas, pesos recomendados de algunos materiales, etc.

2.5. Cargas

2.5.1. Cargas Muertas

Son todas las cargas que se encuentran permanentes en la estructura, es decir, el peso propio de la estructura más todas las cargas adicionales que permanecen fijas. Según McCormack y Csernak (2012), “Para un edificio con estructura de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los pisos, el techo, la plomería y los accesorios” (p. 41).

En el presente proyecto, estas cargas se precisan en función de las propiedades de los elementos, proporcionadas en catálogos de proveedores y también, se considera la tabla 8 de la sección 4.1. de la norma NEC-SE-CG.

2.5.2. Cargas Vivas

“Las cargas vivas son cargas de magnitud variable y/o de posición causadas por el uso de la estructura” (Kassimali, 2015, p. 31). Según Seguí (1999), “Estas pueden estar actuando o no sobre la estructura en cualquier momento y su posición puede no ser fija” (p. 4).

“Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (NEC, 2015a, p. 11).

A continuación, se muestra la Tabla 1 que presenta los valores especificados en la norma NEC-SE-CG para cubiertas, objeto de este trabajo.

Tabla 2

Valores de carga viva para cubiertas

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		

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015a, p. 27).

2.5.3. Cargas de Viento

Según Segui (1999), “El viento ejerce una presión o una succión sobre las superficies exteriores de un edificio” (p. 4). Las cargas de viento son relativamente perjudiciales a edificios de gran altura, de este modo, en estructuras de altura baja estas cargas generalmente son de poca importancia, sin embargo, en sistemas ligeros de techos estas cargas pueden provocar efectos críticos de levantamiento (Segui, 1999).

“La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h)” (NEC, 2015a, p. 14).

Es conveniente realizar la corrección de la velocidad instantánea máxima del viento multiplicándola por un factor de corrección σ , factor dependiente del nivel de exposición al viento. Por lo tanto, se tiene:

$$V_b = V * \sigma \tag{1}$$

Donde:

$V_b =$ velocidad corregida del viento en $\frac{m}{s}$
 $V =$ velocidad instantánea del viento en $\frac{m}{s}$ a 10 m de altura sobre el terreno
 $\sigma =$ coeficiente de corrección de la Tabla 3.

Tabla 3

Coeficiente 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	0.9	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
100	1.28	1.22	1.15

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015a, p. 15).

- Presión del viento

El viento acciona una presión sobre los elementos de fachada, es decir, en las superficies exteriores, esto implica determinar la presión de diseño P, la misma que deberá ser resistida por los elementos estructurales (NEC, 2015a). Para el cálculo de la presión P se utiliza la siguiente expresión matemática:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f \quad (2)$$

Donde:

$P =$ presión de cálculo expresada en Pa (N/m^2)

$\rho =$ densidad del aire expresada en $\frac{Kg}{m^3}$ (en general, se puede adoptar $1.15 Kg/m^3$)

$c_e =$ coeficiente de entorno/altura

$c_f =$ coeficiente de forma

Se determinará el coeficiente de forma c_f obedeciendo la Tabla 4.

Tabla 4

Determinación del factor de forma C_f

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una	+1.5	

dimensión corta en el sentido del viento		
Tanques de agua, chimeneas y otro de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otro de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cuiertas 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. Adaptado de: (NEC, 2015a, p. 16).

2.5.4. Cargas Sísmicas

Según Pinguave (2021),

Estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura. En la práctica, los efectos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de una estructura pueden determinarse como un espectro de respuesta sísmica. Una vez establecida esta gráfica, las cargas sísmicas pueden calcularse usando un análisis dinámico basado en la teoría de la dinámica estructural. (pp. 58–59)

La filosofía de diseño sísmico que se considera en la NEC-SE-DS se basa en el diseño por desempeño, en donde su procedimiento se rige a las siguientes consideraciones:

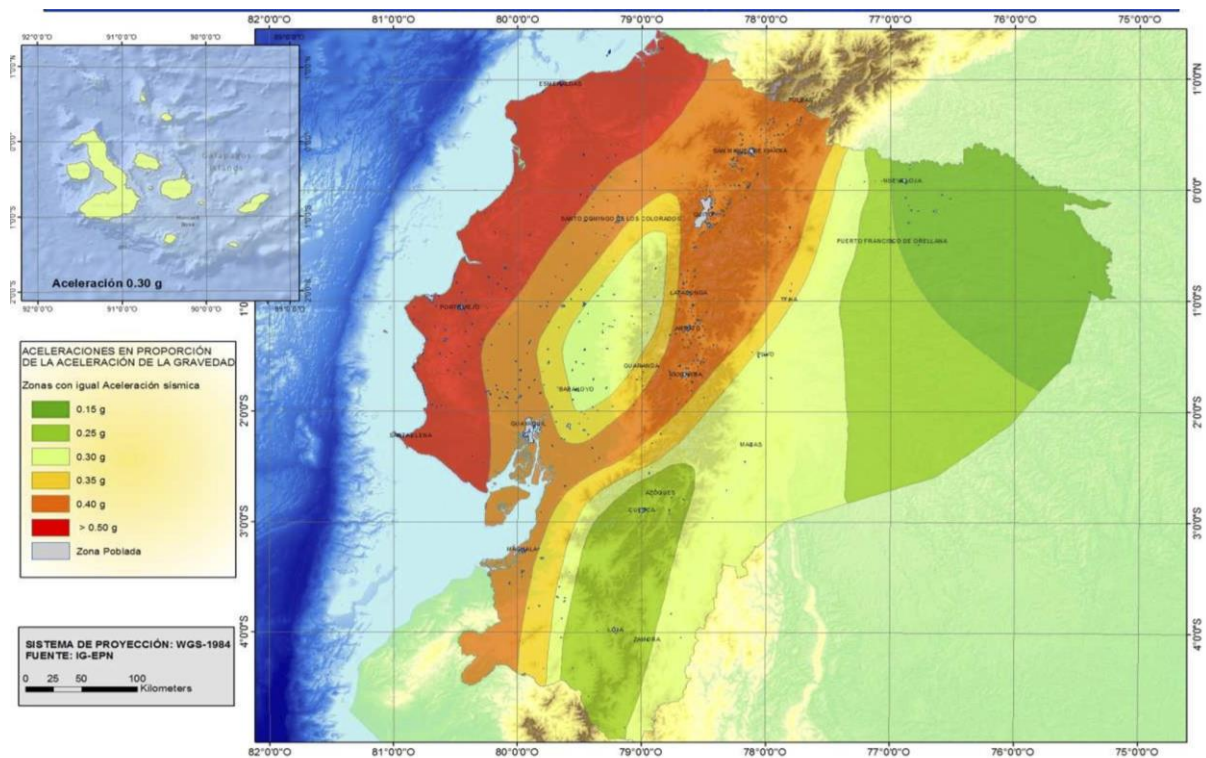
- Zonificación sísmica y factor de zona Z

Este factor se define como la “Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g ” (NEC, 2015c, p. 21).

La NEC-SE-DS caracteriza al Ecuador en seis diferentes zonas sísmicas las cuales poseen un determinado valor correspondiente del coeficiente Z . En la Figura 6 se presenta el mapa para diseño sísmico en el cual se detallan las zonas sísmicas, y en función de estas, en la Tabla 2 se definen los valores de Z .

Figura 6

Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z



Nota. Tomado de: (NEC, 2015c, p. 27).

Tabla 5

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	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, p. 27).

Geología local

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción establece seis diferentes tipos de perfil de suelo, mismos que se detallan a continuación en la Tabla 6.

Tabla 6

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
-----------------------	--------------------	-------------------

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

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, pp. 29–30).

Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

El coeficiente F_a “amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (NEC, 2015c, p. 31). En la Tabla 7 se muestran los valores del coeficiente F_a los cuales se determinan en correspondencia al Tipo del perfil del suelo y el factor Z.

Tabla 7

Tipos de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.45	≥ 0.50
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	0.89
F	Véase la Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS.					

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, p. 31).

El coeficiente F_d “amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (NEC, 2015c, p. 31). En la Tabla 8 se presentan los valores del coeficiente F_d .

Tabla 8

Tipos de suelo y factores de sitio F_d

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.45	≥ 0.50
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	1.44	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase la Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS.					

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, p. 31)

El coeficiente F_s considera “el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para espectros de aceleraciones y desplazamientos” (NEC, 2015c, p. 32). En la Tabla 9 se muestran los valores del coeficiente F_s .

Tabla 9

Tipo de suelo y factor F_s

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.45	≥ 0.50
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 la Tabla: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS.					

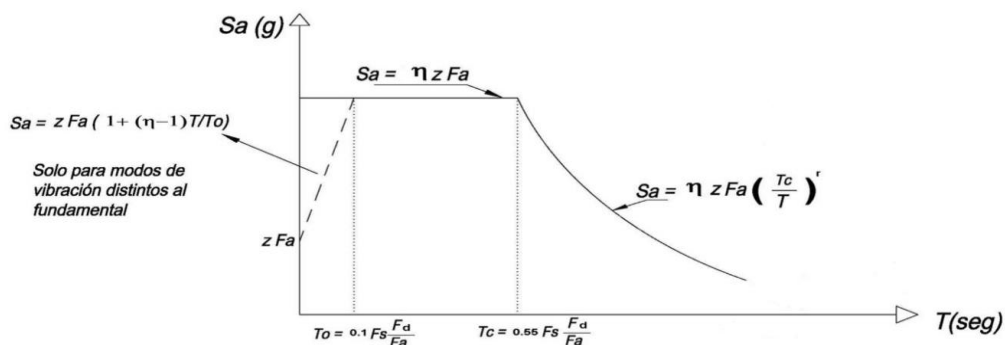
Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, p. 32).

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones, S_a

Este espectro es requerido para evaluar el desempeño sísmico de una estructura durante diferentes periodos de vibraciones, mismos que están en función del factor Z y del tipo de suelo (Sumba Ordoñez, 2021).

Figura 7

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Nota. Tomado de: (NEC, 2015c, p. 33)

Se expresa como una porción de la aceleración gravitacional. Este espectro, “Obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos” (NEC, 2015c, p. 33).

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c \quad (4)$$

Donde:

η = razón entre S_a y el PGA para el periodo de retorno seleccionado

r = factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

S_a = espectro de respuesta elástico de aceleraciones

T = periodo fundamental de vibración de la estructura

T_c = periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z = aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

Relación de amplificación espectral η

En el Ecuador, la normativa nacional establece los siguientes valores para η , su valor depende de la región del país.

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

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

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Periodo fundamental de vibración

El valor del periodo fundamental de vibración se aproxima realizando el cálculo con la ecuación presentada a continuación.

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

Donde:

T = periodo fundamental de vibración

h_n = altura de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

C_t = coeficiente que depende del edificio

Teniendo en cuenta la configuración estructural del proyecto, de la Tabla 10 se escogen los valores C_t y α

Tabla 10

Valores para C_t y α correspondientes para algunos tipos de configuraciones estructurales

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		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basada en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, p. 62).

Límites para el periodo de vibración T_c y T_L , sus valores se calculan empleando las ecuaciones respectivas presentadas a continuación.

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (6)$$

$$T_L = 2.4 \quad (7)$$

“Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de vibración menores a T_0 ” (NEC, 2015c, p. 35).

$$T_0 = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (8)$$

Cortante basal de diseño V

El resultado de sumar todas las cargas laterales totales del diseño sísmico se denomina cortante basal (Sumba Ordoñez, 2021). Cuyo valor se determina aplicando la ecuación presentada a continuación.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad (9)$$

Donde:

$S_a(T_a)$ = *espectro de diseño en aceleración*

ϕ_P y ϕ_E = coeficientes de configuración en planta y elevación

I = coeficiente de importancia

R = factor de reducción de resistencia sísmica

W = carga sísmica reactiva

T_a = periodo de vibración

Coficiente de importancia I

Su función es aumentar la demanda sísmica de diseño, donde su valor varía en función del propósito y de la importancia destinada de la edificación. En la Tabla 11 se definen los valores para dicho coeficiente.

Tabla 11

Tipos de uso, destino e importancia de la estructura

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

Nota. Adaptado de: (NEC, 2015c, p. 39).

Factor de reducción de resistencia sísmica R

Este factor posibilita la disminución de las fuerzas sísmicas de diseño, sin embargo, esto es permisible siempre y cuando los elementos estructurales y sus juntas sean

diseñadas con un sistema de falla previsible y de adecuada ductilidad, en donde el daño producido se concentre en zonas de plastificación (NEC, 2015c).

Tabla 12

Valores del coeficiente de reducción R

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 arriostrados.	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 (autoportantes 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. Adaptado de: (Sumba Ordoñez, 2021, p. 46).

2.5.5. Derivas inelásticas máximas de piso

“Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño” (NEC, 2015c, p. 69).

La deriva máxima inelástica se obtiene aplicando las ecuaciones

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (10)$$

$$\Delta_M < \Delta_{M_{m\acute{a}xima}} \quad (11)$$

$$\Delta_{M_{m\acute{a}xima}} = 0.02 \quad (12)$$

2.6. Método de diseño (LRFD)

Este método es uno de los más utilizados en el diseño estructural. Según AHMSA (2013):

Este método de diseño denominado también diseño por estados límite o resistencia última, consiste en determinar en primer término, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño o cargas factorizadas. (p. 79)

En general, las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio o de trabajo por un factor de carga, el mismo que comúnmente es mayor que uno (AHMSA, 2013).

El método considera dos estados límites y estos son de resistencia y de servicio, el primero determina el desempeño de la resistencia del elemento estructural sometido a cargas extremas, mientras que, el segundo determina el desempeño límite que se desarrollará en el elemento estructural al trabajar bajo cargas de servicio.

Se realizará el diseño satisfaciendo la ecuación (2):

$$R_u \leq \phi R_n \quad (13)$$

Donde:

R_u = resistencia requerida por las combinaciones LRFD

R_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia

ϕR_n = resistencia de diseño

2.7. Combinaciones de carga

Simbología:

D = carga permanente

E = carga de sismo

L = sobre carga (carga viva)

L_r = sobrecarga cubierta (carga viva)

S = carga de granizo

W = carga de viento

La normativa NEC-SE-CG establece las siguientes combinaciones de carga:

Combinación 1 = $1.4D$

$$\text{Combinación 2} = 1.2D + 1.6L + 0.5\text{máx}[L_r; S; R]$$

$$\text{Combinación 3} = 1.2D + 1.6\text{máx}[L_r; S; R] + \text{máx}[L; 0.5W]$$

$$\text{Combinación 4} = 1.2D + 1.0W + L + 0.5\text{máx}[L_r; S; R]$$

$$\text{Combinación 5} = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$\text{Combinación 6} = 0.9D + 1.0W$$

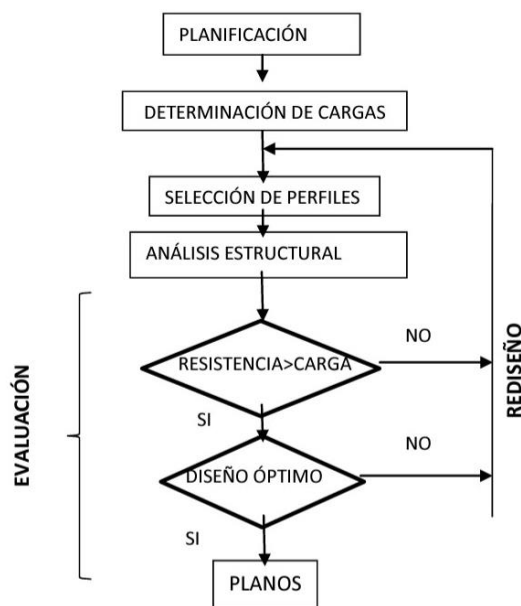
$$\text{Combinación 7} = 0.9D + 1.0E$$

2.8. Análisis y diseño estructural

La Figura 8 muestra el diagrama de flujo del proceso de diseño y obtención de estructuras óptimas. El análisis y diseño de los elementos estructurales se lleva a cabo utilizando el software de análisis y diseño estructural, cumpliendo la normativa AISC 360-16.

Figura 8

Diagrama de flujo general para el diseño estructural



2.8.1. Software de análisis y diseño estructural

Es un software de diseño estructural basado en el método de elementos finitos en que se puede realizar análisis estático y dinámico de estructuras. Permite modelar sistemas tridimensionales de alta complejidad. Además, el software cuenta con herramientas de diseño y cálculo automático según normativas de diseño estructural vigentes, como AISC.

2.8.2. Secciones compactas

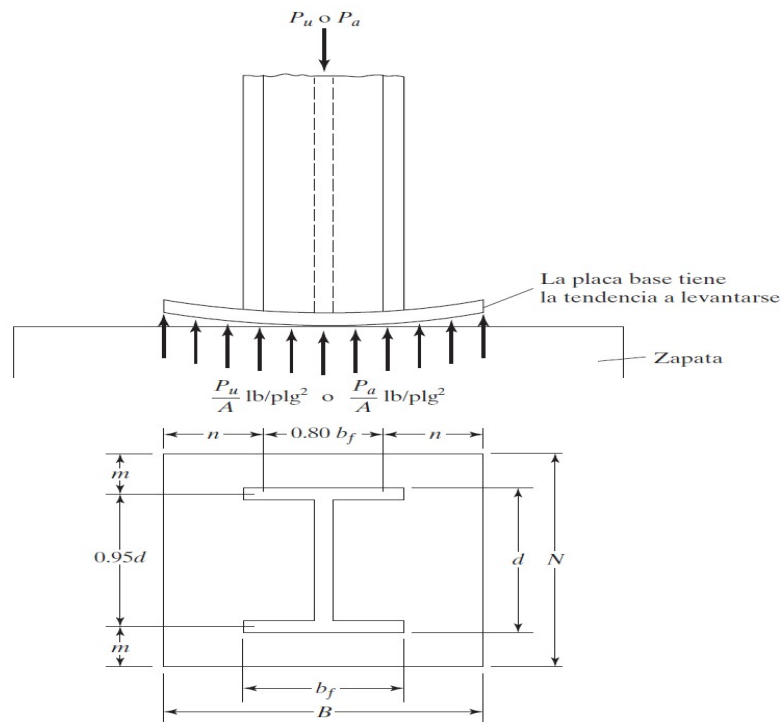
“Para que una sección califique como compacta, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder la razón ancho espesor λ ” (ALACERO, 2016, p. 64).

Una sección compacta, significa que en toda la sección se desarrolla una distribución plástica de los esfuerzos antes de que ocurra pandeo en el elemento.

2.8.3. Diseño de la Placa Base

Figura 9

Placa base presenta por McCormack y Csernak



Nota. Tomado de: (McCormac & Csernak, 2012, p. 221)

Área de la placa

Si el área de la placa base es igual al área total del hormigón, la resistencia nominal de empalme del hormigón (P_p) se obtiene aplicando:

$$P_p = 0.85f'cA_1 \quad (14)$$

Donde:

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

A_1 = área de la placa base

P_p = resistencia nominal de empalme del hormigón

Si la placa de acero no cubre el área total del hormigón, el hormigón cubierto por la placa resulta algo más fuerte debido al concreto exterior que lo rodea (McCormac & Csernak, 2012). En este caso AISC establece la siguiente expresión:

$$P_p = (0.85f'cA_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'cA_1 \quad (15)$$

Donde:

A_2 = área máxima de la porción de concreto soportante

Para el método LRFD se tiene

$$p_u = \phi_c P_p = \phi_c (0.85f'cA_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (16)$$

$$\phi_c = 0.65 \quad (17)$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c (0.85f'c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} \quad (18)$$

La condición $m = n$ puede aproximarse si se satisface la siguiente ecuación:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad (19)$$

Donde:

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.80b_f) \quad (20)$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (21)$$

$$B \approx \frac{A_1}{N} \quad (22)$$

Espesor de la placa

“Thornton propuso que el espesor de las placas se determine usando el mayor entre m , n o $\lambda n'$. Él llamó a este valor máximo ℓ ” (McCormac & Csernak, 2012, p. 223).

$$\ell = \max(m, n \text{ o } \lambda n') \quad (23)$$

Para determinar $\lambda n'$ se utilizan las siguientes expresiones,

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} \quad (24)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (25)$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4} \quad (26)$$

2.9. Parámetros del suelo

Obtener los parámetros reales del suelo del terreno de implantación del proyecto permitirá obtener diseños de cimentaciones económicas y seguras para las estructuras.

En el presente trabajo, la caracterización del suelo de estudio se obtuvo mediante el ensayo de corte directo bajo la normativa ASTM D3080. Este ensayo permite obtener los parámetros como el ángulo de fricción, la cohesión los cuales son necesarios para el cálculo de la capacidad portante del suelo y el diseño de cimentaciones superficiales.

2.9.1. Ensayo de Corte Directo

El ensayo de corte directo es un ensayo que impone condiciones idealizadas sobre un suelo, es decir, se incita la falla en un plano localizado predeterminadamente. En este plano accionan dos esfuerzos, un esfuerzo normal debido a una carga normal o vertical y un esfuerzo cortante debido a una carga cortante u horizontal.

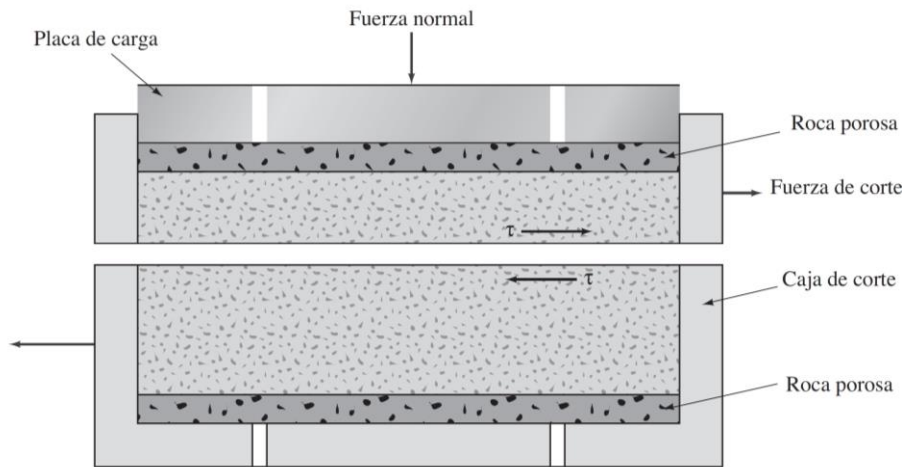
Los valores de esfuerzo obtenidos en el ensayo se utilizan para construir un plano de coordenadas que permite determinar los valores de cohesión y ángulo de fricción del suelo. (Botía, 2015).

La resistencia al esfuerzo cortante que presenta un suelo es indudablemente uno de los aspectos más importantes en el campo de la mecánica de suelos y en la obtención de parámetros necesarios para la ejecución de obras que satisfagan condiciones de estabilidad en proyectos de ingeniería civil.

En la Figura 10 se presenta un esquema de arreglo de la prueba de corte directo

Figura 10

Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo



Nota. Tomado de: (B. Das, 2015, p. 233).

Cálculos

$$\text{Área} = A = l * a \quad (27)$$

$$\text{Volúmen} = V = l * a * h \quad (28)$$

$$\text{Peso} = W \quad (29)$$

$$\text{Peso unitario} = \gamma = \frac{W}{V} \quad (30)$$

$$\text{Esfuerzo normal} = \sigma = \frac{q_v}{A} \quad (31)$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = \tau = \frac{q_h}{A} \quad (32)$$

$$\text{Ángulo de fricción} = \varphi = \arctan (m) \quad (33)$$

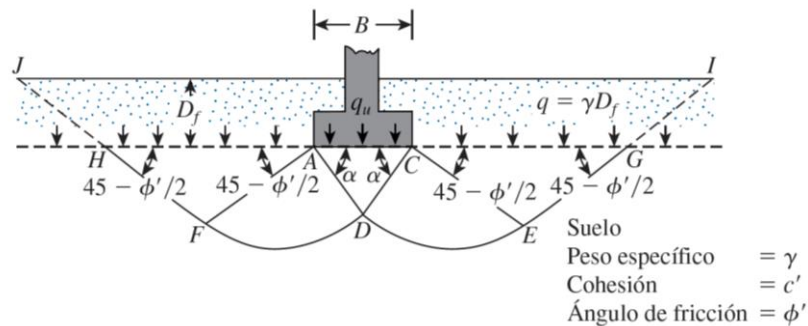
2.9.2. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación continua o corrida)} \quad (34)$$

Figura 11

Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación corrida



Nota. Tomado de: (B. Das, 2015, p. 137).

2.9.3. Ecuación general de la capacidad de carga

Meyerhof propuso en 1963 la ecuación general de la capacidad de carga, la misma que considera factores como la resistencia cortante o la posibilidad de que existan cargas inclinadas. La carga última según Meyerhof se calcula aplicando las siguientes ecuaciones:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (35)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (36)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (37)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (38)$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi' \quad (39)$$

$$F_{qs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (40)$$

Si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$

Para $\phi = 0$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (41)$$

$$F_{qd} = 1 \quad (42)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (43)$$

Para $\phi > 0$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \varphi'} \quad (44)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right) \quad (45)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (46)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2 \quad (47)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\varphi'} \right) \quad (48)$$

$$\beta = \text{inclinación de la carga sobre la cimentación} \quad (49)$$

2.9.4. Capacidad de carga - Excentricidad en dos sentidos

La capacidad portante del suelo se calcula aplicando los criterios descritos en (B. M. Das, 2012), en la sección 3.11 que corresponde a “capacidad de carga-excentricidad en dos sentidos” A continuación se presentan las expresiones matemáticas utilizadas:

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}} \quad (50)$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (51)$$

$$Q_{ult} = q'_u A' \quad (52)$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (53)$$

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (54)$$

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) (L - L_2) \quad (55)$$

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (56)$$

$$L' = L \quad (57)$$

Los valores de los factores requeridos en la ecuación (51) se calculan empleando las ecuaciones establecidas en la sección 2.10.3.

2.10. Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos encargados de la transferencia adecuada de las cargas de las estructuras al subsuelo, se clasifican como superficiales, semi profunda y profundas.

2.10.1. Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial aplicada en la construcción para resistir cargas de estructuras individuales, como pilares o columnas. Consta de una losa de concreto que se extiende sobre un plano horizontal y una parte más gruesa llamada pedestal.

Para el dimensionamiento y diseño estructural de la zapata se utilizan las siguientes expresiones matemáticas:

$$A = \frac{P}{q_a} \quad (58)$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad (59)$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad (60)$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad (61)$$

$$q_{m\acute{a}x} < q_a \quad (62)$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P} \quad (63)$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P} \quad (64)$$

Esfuerzos últimos

$$q_1 = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad (65)$$

$$q_2 = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad (66)$$

$$q_3 = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right) \quad (67)$$

$$q_4 = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right) \quad (68)$$

Diseño a cortante tipo viga en dirección x

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right) \quad (69)$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e_x}{B} \right) \quad (70)$$

Diseño a cortante tipo viga en dirección y

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e_y}{B} \right) \quad (71)$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e_y}{B} \right) \quad (72)$$

Fuerza cortante actuante en la sección

$$V_u = \frac{q_{min} + q_x}{2} \quad (73)$$

$$q_x = q_{min} + \frac{q_{m\acute{a}x} - q_{min}}{x_{m\acute{a}x} - x_1} (x - x_{min}) \quad (74)$$

Esfuerzo cortante actuante en la sección

$$v_u = \frac{V_u}{\phi B d} \quad (75)$$

$$\phi = 0.85 \quad (76)$$

$$\text{Esfuerzo cortante del hormigón} = v_c = 0.5\sqrt{f'c} \quad (77)$$

$$v_u < v_c \quad (78)$$

CAPÍTULO 3

3. MARCO METODOLÓGICO

El presente capítulo detalla la metodología utilizada para cumplir con los objetivos de este trabajo, para ello, se divide el capítulo en dos apartados generales, estos son el diseño de la superestructura y otro del diseño de la infraestructura.

En la primera sección se definen todos los aspectos requeridos los modelamientos estructurales tales como, la geometría de la estructura, las cargas y combinaciones de carga, materiales, entre otros. Además, se detalla el procedimiento considerado del modelamiento de las estructuras con el software.

En la sección siguiente se realiza similar procedimiento, se definen las condiciones necesarias para el diseño de la cimentación. Estas condiciones incluyen la obtención de parámetros del suelo con ensayos de laboratorio, la extracción de las cargas de diseño de la cimentación desde el software y el procedimiento empleado para el diseño de esta.

3.1. Diseño de la superestructura

3.1.1. Consideraciones iniciales del proyecto

El proyecto considera dos modelos estructurales de iguales solicitaciones, pero de diferente tipología estructural. Es decir, prestaciones como áreas tributarias, cargas, combinaciones, materiales, entre otros son iguales para ambos modelos estructurales, sin embargo, el primer modelo considera una estructura en celosía o cercha y el otro considera una estructura con perfiles de alma llena y sección transversal variable.

El fin de realizar dos modelamientos estructurales es efectuar una comparativa técnica y económica entre los resultados obtenidos, dicha comparación permite seleccionar la mejor propuesta técnica y económica. Además, en función de la alternativa escogida, se obtienen los parámetros de diseño de la infraestructura.

Se definió las dimensiones de la cancha a ser cubierta en la Figura 3, sin embargo, el área de diseño de la estructura responde a un área mayor, de tal modo, que se considera 2.5

metros a cada lado lateral, con el fin de disponer un área cubierta disponible a la implementación en el futuro de espacios destinados para descanso del público, por ejemplo, graderíos. Además, dicha disponibilidad permite evitar incomodidad y peligro a la integridad física de los usuarios como se muestra en la Figura 12.

Figura 12

Ejemplo de falta de disponibilidad de área cubierta



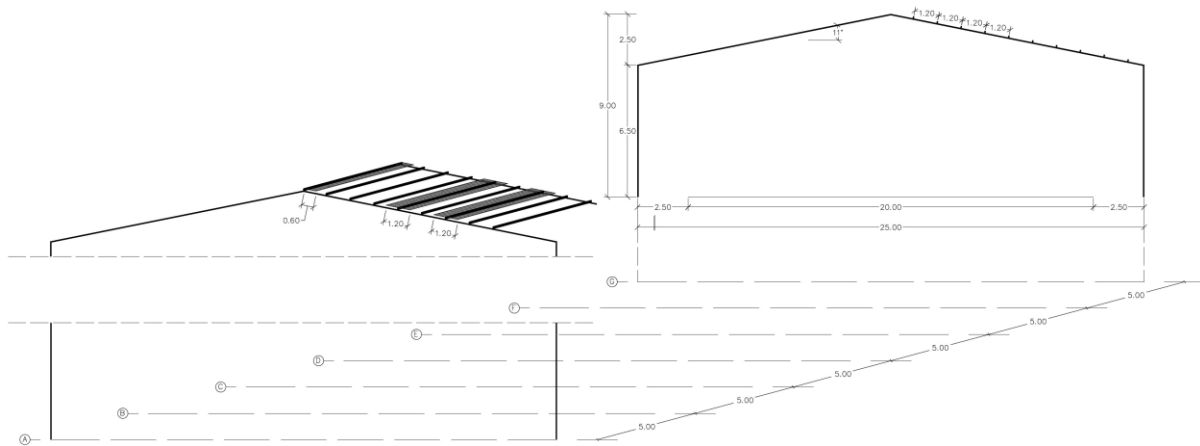
Nota. La figura ejemplifica la falta de área cubierta disponible, en el cuadro azul se muestra que existe área cubierta disponible, sin embargo, si se construyen graderíos ocurre problema similar al mostrado en el cuadro verde en donde, la base de los graderíos limita con el espacio reglamentario de la cancha, lo cual deja a los deportistas expuestos a impactos en situaciones de duelo deportivo.

De este modo, la superficie a ser cubierta responde a un rectángulo de 25x30 m.

Para los modelos estructurales, se consideran pórticos de acero distanciados a 5 metros entre ellos y de altura total a la cumbre 9 metros. Además, la cubierta es a dos aguas con ángulo de inclinación igual a 11° y se conforma por láminas metálicas de 0.30 milímetro apoyadas en viguetas (correas) colocadas cada 1.2 metros. Vea la Figura 13.

Figura 13

Condiciones iniciales del pórtico y ancho tributario de las viguetas



Nota. Unidades en metros. Elaborado por el autor

3.1.2. Análisis de cargas

Anteriormente se mencionó que se consideran iguales solicitaciones para los dos modelos estructurales, por lo tanto, se realiza una sola estimación de las cargas de diseño.

- ***Cálculo de la carga muerta***

La carga muerta total es el resultado del peso propio de la estructura más la sobrecarga muerta. El cálculo del peso propio no se realiza de manera manual, puesto que el software lo determina en función de los materiales definidos. Por otro lado, la carga supermuerta está únicamente compuesta por el peso de las planchas metálicas y los accesorios de instalación.

El peso de las planchas metálicas se precisa en base a catálogos disponibles en el mercado nacional. La empresa “Import Aceros” en su catálogo de productos presenta el cuadro de espesores, pesos y distancias mínimas entre apoyos de las planchas.

Tabla 13

Especificaciones generales de las cubiertas

Especificaciones generales de las cubiertas

Espesor (mm)	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60
Peso (kg/m ²)	2.70	3.15	3.60	4.05	4.50	5.40
Distancia (m)	1.20	1.60	1.80	2.10	2.40	2.60

Nota. Tomado de: Catálogo de productos de la empresa Import Aceros

En este caso para láminas de espesor igual a 0.30 milímetros, según la Tabla 13, el peso correspondiente es:

$$C_{SM} = 2.70 \frac{kg}{m^2} \quad (79)$$

Si se considera ingresar las cargas directamente en las correas, la ecuación (70) se debe multiplicar por el ancho tributario para transformar la carga de superficie en lineal.

De la Figura 16 se tiene que la separación entre correas es 1.2 metros, por lo tanto, para viguetas interiores el ancho tributario es igual a 1.2 metros mientras que, para viguetas exteriores es igual a 0.6 metros.

De este modo, para carga Super muerta se tiene:

$$C_{SM} = 2.70 \frac{kg}{m^2} * 1.2m = 3.24 \frac{kg}{m} \text{ (correas interiores)} \quad (80)$$

$$C_{SM} = 2.70 \frac{kg}{m^2} * 0.6m = 1.62 \frac{kg}{m} \text{ (correas exteriores)} \quad (81)$$

- **Cálculo de la carga viva**

La carga viva se define en función de la Tabla 2. Se tiene que, para cubiertas inclinadas.

$$C_V = 0.70 \frac{kN}{m^2} \quad (82)$$

- **Reducción de la carga viva**

La reducción de la sobrecarga no será aplicable en este caso, debido a que, el proyecto será ensamblado a una altitud de 1565 m.s.n.m. superando el límite establecido en la norma, es decir, 1000 m.s.n.m.

Se realiza procedimiento similar al empleado en el cálculo de la carga muerta para obtener la carga viva lineal para viguetas interiores y exteriores.

$$C_V = 70 \frac{kg}{m^2} * 1.2m = 84 \frac{kg}{m} \text{ (correas interiores)} \quad (83)$$

$$C_V = 70 \frac{kg}{m^2} * 0.6m = 42 \frac{kg}{m} \text{ (correas exteriores)} \quad (84)$$

▪ **Cálculo de la carga de viento**

El cálculo de la carga ejercida por el viento se realiza en base a lo descrito en la sección 2.5.3.

Se inicia el procedimiento calculando la velocidad corregida del viento, para esto, es necesario definir la velocidad instantánea máxima del viento y el coeficiente de corrección.

Se ha considerado la velocidad instantánea mínima sugerida por la norma, debido a que, la estructura no supera los 10 metros de altura. Además, la estructura será ensamblada en una zona rural y sus características topográficas pertenecen a la Categoría B, es decir, de obstrucción baja.

De este modo, en la Tabla 14. se presentan los siguientes valores iniciales:

Tabla 14

Variables necesarias para el cálculo de la velocidad corregida del viento

Variable	Símbolo	Valor	Unidad	Norma aplicada
Altura total	H	9	m	---
Velocidad instantánea máxima	V	21	m/s	NEC-SE-CG
Coeficiente de corrección	σ	0.9	--	NEC-SE-CG

Nota. Fuente: Elaboración propia

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

$$V_b = 21 [m/s] * (0.9)$$

$$V_b = 18.9 [m/s] \quad (85)$$

Obtenida la velocidad corregida del viento se procede al cálculo de la presión del viento, pero primero es necesario definir los valores para las variables involucradas en la ecuación (2).

La estructura no contará con fachada lateral, es decir, no habrá paredes, por lo tanto, el viento no ejercerá presión lateral. Dicho de otro modo, la estructura no resistirá cargas laterales debido a la presión de viento en superficies verticales de fachada. Sin embargo, según la NEC el techo de la estructura estará sometida a cargas en barlovento y sotavento.

A continuación, en la Tabla 15 se han definido los datos requeridos para el cálculo de las presiones de viento en el techo:

Tabla 15

Variables necesarias para el cálculo de la presión del viento

Variable	Símbolo	Valor	Unidad	Norma Aplicada
Velocidad corregida de viento	V_b	18.9	m/s	Ecuación (1)
Grado de inclinación de la cubierta	--	11	Grados	--
Densidad del aire	ρ	1.15	kg/m^3	NEC-SE-CG
Coeficiente de forma para cubierta a sotavento	C_f	-0.6	--	Tabla 4
Coeficiente de forma para cubierta a barlovento	C_f	0.3	--	Tabla 4
Coeficiente de altura	C_e	1	--	ASCE 7-22

Nota. Elaborado por el autor.

Consecuentemente, utilizando los parámetros definidos la presión del viento ejercida en el techo a barlovento es igual a,

$$P_B = \left(\frac{1}{2}\right) \left(1.15 \left[\frac{kg}{m^3}\right]\right) \left(18.9 \left[\frac{m}{s}\right]\right)^2 (1)(0.3)$$

$$P_B = 66.98 \left[\frac{kg}{m * s^2}\right] * \frac{1}{9.806 \left[\frac{m}{s^2}\right]}$$

$$P_B = 6.83 \left[\frac{kg}{m^2}\right] \quad (86)$$

De manera similar, la presión del viento ejercida en el techo a sotavento es igual a,

$$P_s = \left(\frac{1}{2}\right) \left(1.15 \left[\frac{kg}{m^3}\right]\right) \left(18.9 \left[\frac{m}{s}\right]\right)^2 (1)(-0.6)$$

$$P_s = -133.95 \left[\frac{kg}{m * s^2}\right] * \frac{1}{9.806 \left[\frac{m}{s^2}\right]}$$

$$P_s = -13.66 \left[\frac{kg}{m^2}\right] \quad (87)$$

En la Tabla 16 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. El ancho tributario se presenta en la Figura 14.

Figura 14

Representación del ancho tributario correspondiente para los pórticos internos y externos

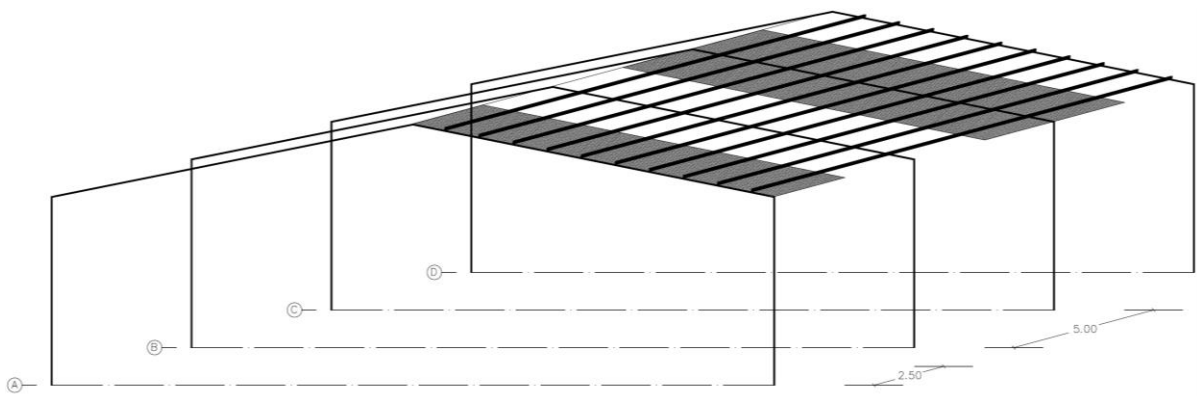


Tabla 16

Cuadro de cálculo de cargas lineales debido al viento

Elemento	Presión $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	Ancho Trib. (m)	Carga Lineal $\left(\frac{kg}{m}\right)$	Condición
Pórtico. Interno	6.83	5	34.15	Barlovento
Pórtico. Interno	-13.66	5	-68.3	Sotavento
Pórtico. Externo	6.83	2.5	17.075	Barlovento
Pórtico. Externo	-13.66	2.5	-34.15	Sotavento

Nota. Elaborado por el autor

▪ **Cálculo de la carga sísmica**

En el cálculo de la carga sísmica se ha utilizado las expresiones matemáticas, los coeficientes y valores necesarios expuestos en la filosofía de diseño sismorresistente expuesta en la NEC-SE-DS mismos que, han sido adaptados en la sección 2.5.4.

En este sentido, en la Tabla 17 se definen los valores para las variables, obteniéndose así:

Tabla 17

Valores de las variables utilizadas en la filosofía de diseño sismorresistente

Variable	Símbolo	Valor	Norma aplicada
Altura tota en metros medida desde la base	hn	9	--
Factor de Zona	Z	0.25	Tabla 5
Zona Sísmica	--	II	Tabla 5
Tipo de Perfil Suelo	--	D	Tabla 6
Factor de amplificación de suelo en la zona de período corto	F_a	1.4	Tabla 7
Factor de sitio	F_d	1.7	Tabla 8
Factor del comportamiento inelástico del subsuelo	F_s	1.25	Tabla 9
Razón entre la relación espectral y el PGA	η	2.48	NEC-SE-DS
Coeficiente que depende el tipo de edificio	C_t	0.072	Tabla 10
Impedancia del semi espacio	α	0.8	Tabla 10
Factor usado en el espectro elástico	r	1	NEC-SE-DS
Factor de importancia	I	1	Tabla 11
Factor de reducción	R	3	Tabla 12
Coeficiente de Regularidad en planta	ϕ_P	1	NEC-SE-DS
Coeficiente de Regularidad en elevación	ϕ_E	1	NEC-SE-DS

Nota. Elaborado por el autor

Los periodos límites de vibración T, T_c, T_L, T_0 en el espectro elástico se calculan empleando las ecuaciones(5), (6), (7) y (8), respectivamente.

$$T = 0.072 * 9^{0.8}$$

$$T = 0.417 \tag{88}$$

$$T_c = 0.55(1.25) \left(\frac{1.7}{1.4} \right)$$

$$T_c = 0.845 \tag{89}$$

$$T_L = 2.4(1.7)$$

$$T_L = 4.080 \tag{90}$$

$$T_0 = 0.10(1.25) \left(\frac{1.7}{1.4} \right)$$

$$T_0 = 0.152 \tag{91}$$

Con el valor de T obtenido es posible definir el valor del coeficiente K utilizando la Tabla 5. De este modo, el valor de K es 1.

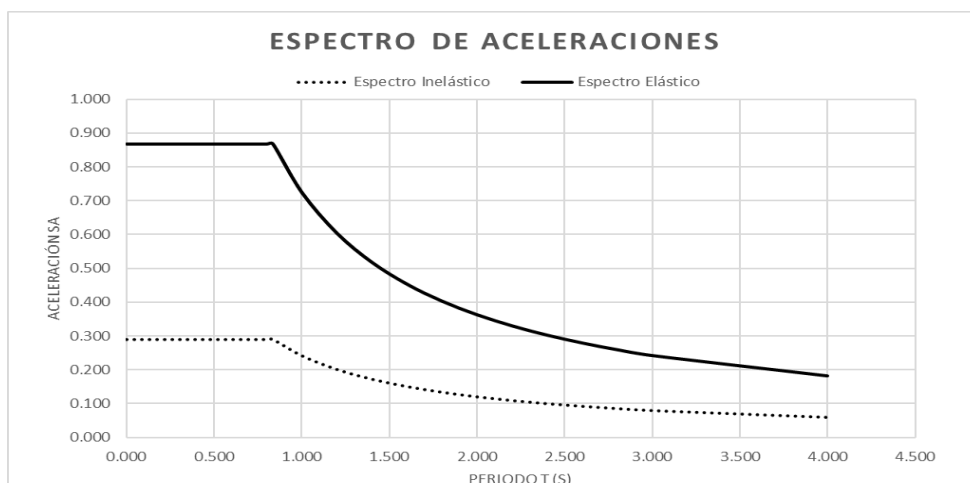
Cálculo del espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones dividido para el factor R , este se define al aplicar las ecuaciones (3) y (4).

$$S_a = 0.868 \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \tag{92}$$

En la Figura 15 se presenta los espectros elástico e inelástico de aceleraciones obtenido.

Figura 15

Espectro de aceleraciones obtenido con los datos de la Tabla 17



Utilizando la ecuación (9) se calcula el cortante basal de diseño V , obteniéndose:

$$V = \frac{1 * 0.868}{3 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.289 * W \quad (93)$$

▪ **Resumen de cargas**

Tabla 18

Tabla resumen de las cargas obtenidas en la Sección 3.1.2

Tipo de Carga	Descripción	Valor	Unidad	Condición
Carga Super muerta	Vigueta Interior	3.24	Kg/m	
	Vigueta Exterior	1.62	Kg/m	
Carga Viva	Vigueta Interior	84.00	Kg/m	
	Vigueta Exterior	42.00	Kg/m	
Carga de Viento	Pórtico Interno	34.15	Kg/m	Barlovento
	Pórtico Interno	-68.30	Kg/m	Sotavento
	Pórtico Externo	17.075	Kg/m	Barlovento
	Pórtico Externo	-34.15	Kg/m	Sotavento
Carga Sísmica	Coef. Cortante B.	0.289	U	$V=0.289*W$

Nota. Elaborado por el autor.

3.1.3. Geometría y materiales de estructuras

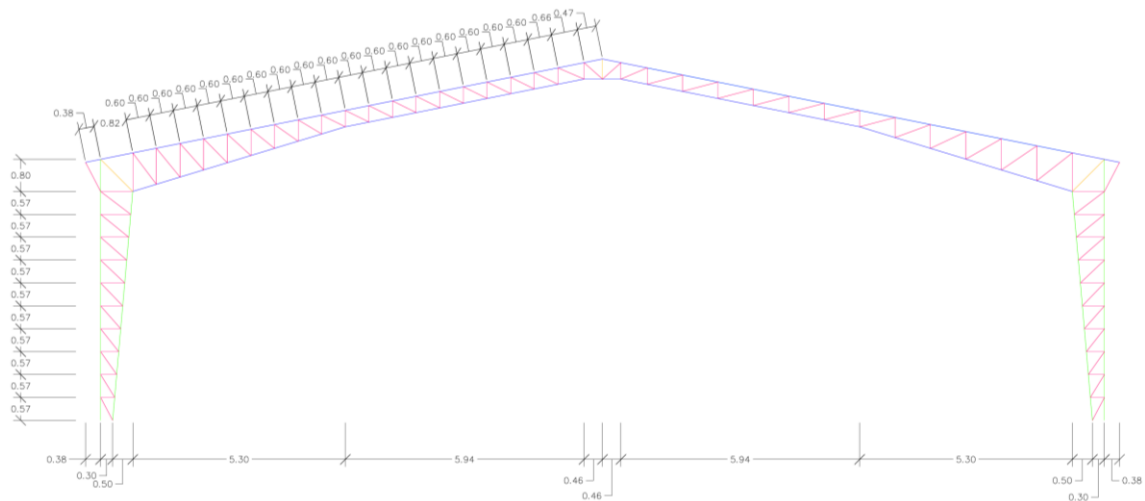
▪ **Modelo con tipología estructural en celosía**

Este modelo consta de una celosía conformada por un cordón superior e inferior, cordón interior y exterior, diagonales, montantes y elementos de unión.

En la Figura 16 se presenta la geometría y las dimensiones consideradas para la estructura de cercha diseñada en software de dibujo y modelado.

Figura 16

Vista en 2D de la geometría cercha diseñada en software de dibujo y modelado



Nota. Los elementos estructurales se han definido con diferentes colores, teniéndose así, de color verde los cordones interior y exterior, de azul los cordones superior y exterior, de rosado las diagonales y montantes y de naranja los elementos de unión.

La viga o cordón superior del techo ha sido discretizada en 32 elementos, mientras que, el cordón inferior en 28 elementos. Por otro lado, el cordón exterior e interior en 11 y 10 elementos respectivamente. Además, la estructura consta de vigas laterales que conectarán los pórticos, que resistirán la componente horizontal “Y” de la carga debida al sismo.

Las dimensiones definitivas de los elementos estructurales se obtienen como resultado del diseño, sin embargo, la Tabla 19 y la Figura 17 definen las secciones iniciales consideradas para definir el modelo estructural en el software de diseño.

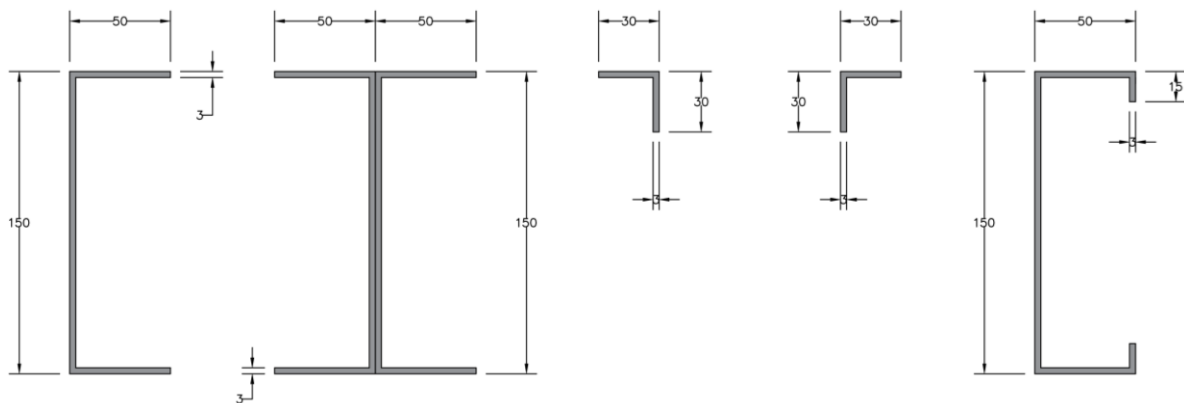
Tabla 19

Secciones iniciales consideradas para la estructura en celosía

Elemento estructural	Sección (mm)	Material
Cordón superior e inferior	C 150x50x3	A-36
Cordón interior y exterior	C 150x50x3	A-36
Diagonales y montantes	2L 30x3	A-36
Elemento de unión	2C 150x50x3	A-36
Vigas Laterales	G 150x50x15x3	A-36
Correas (Viguetas)	G 150x50x15x3	A.36

Figura 17

Secciones iniciales consideradas para la estructura en celosía



Nota. Perfiles C, 2C, 2L y G. Elaborado por el autor.

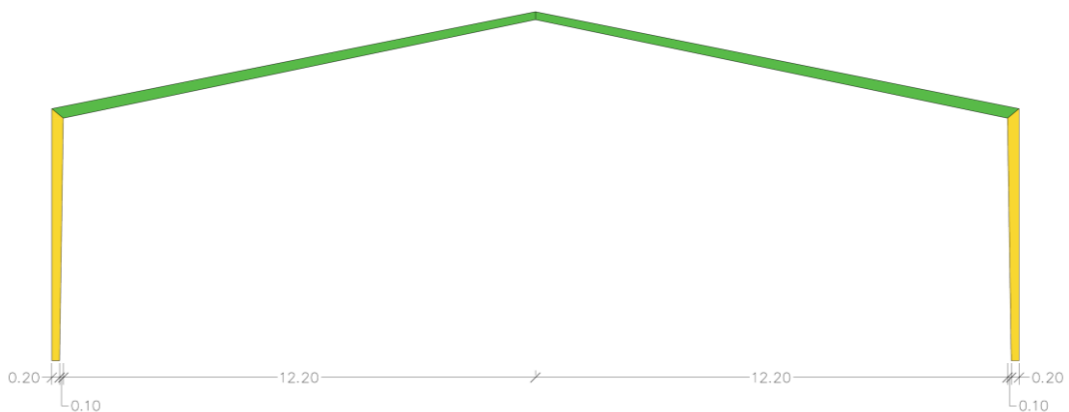
- **Modelo con tipología estructural de marcos de sección variable**

La estructura responde a un marco rígido de sección transversal variable, en donde específicamente se considera la variación del peralte del elemento.

Los elementos estructurales tanto vigas como columnas constan de perfiles de sección I que varía linealmente el peralte a lo largo de su longitud. Vea la Figura 18.

Figura 18

Estructura propuesta de perfiles de sección transversal variable



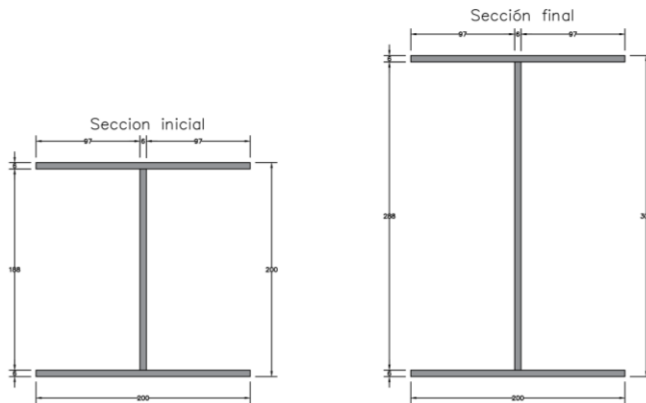
Nota. Medidas en m. Elaborado por el autor.

De manera similar que en la estructura de celosía, se define las secciones iniciales de diseño. La Figura 19 se detalla las dimensiones de las secciones empleadas inicialmente en

vigas y columnas. Cabe recalcar que las viguetas y vigas de amarre son iguales a las utilizadas en la estructura de celosía.

Figura 19

Secciones iniciales consideradas para la estructura de perfiles de sección variable



Nota. Perfiles I considerados para los elementos de sección variable, medidas en mm.

Elaborado por el autor.

3.1.4. Modelado y análisis estructural

El análisis y modelado de los elementos estructurales haciendo uso de software resulta una tarea que requiere menor tiempo hasta obtener diseños óptimos. Sin embargo, es importante destacar que el software arroja resultados en función a lo que el calculista defina en el mismo.

En el apéndice A se presenta en detalle el procedimiento seguido para el modelado de las estructuras y la obtención de diseños satisfactorios. Sin embargo, en esta sección se presenta de manera sintetizada dicho procedimiento.

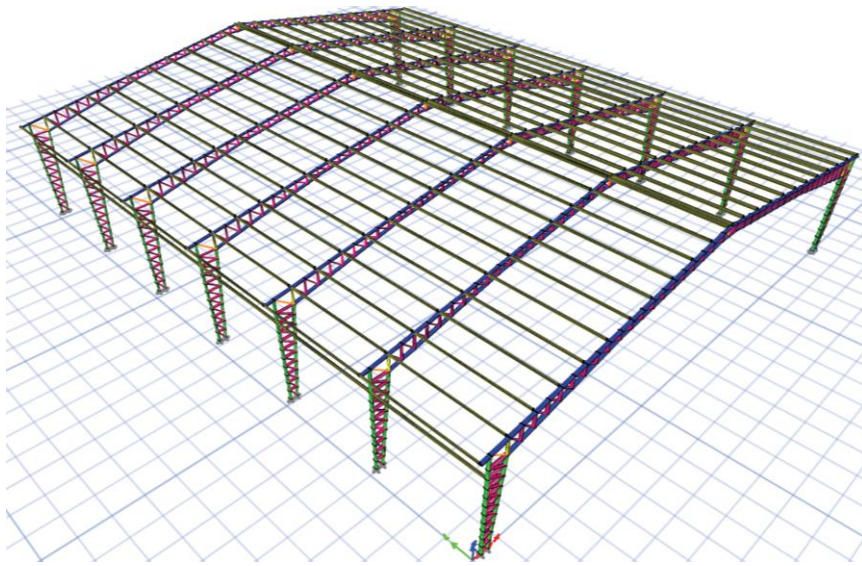
A continuación, se describe simultáneamente el proceso de modelado estructural para los dos modelos propuestos.

- ***Definición de los modelos estructurales en el software***

Para el modelo tipo cercha no existe mayor dificultad, puesto que su procedimiento consta básicamente en la definición de la estructura utilizando elementos estructurales de sección constante. Vea la Figura 20.

Figura 20

Estructura de cercha definido

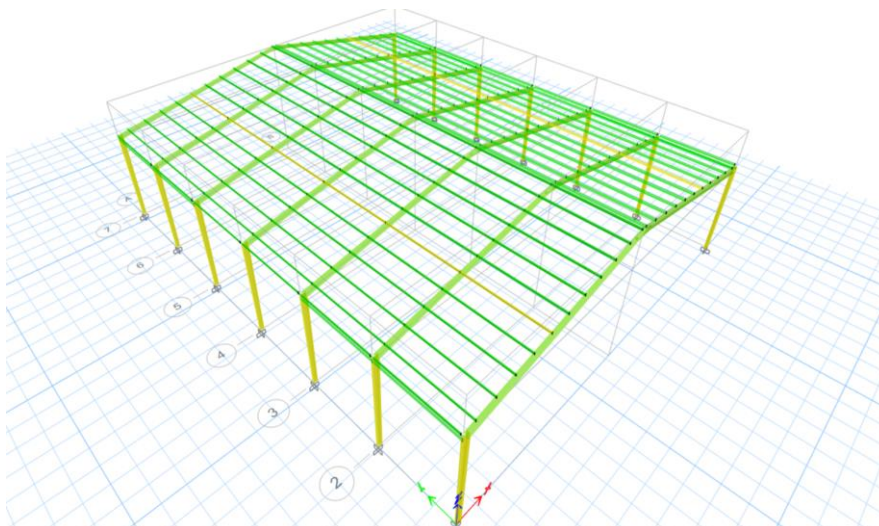


En cambio, en el caso del modelo de marcos de sección variable, se necesita realizar un paso adicional previo, que es la definición de elementos no prismáticos. Para esto, se utilizan las secciones iniciales previamente definidas. En el caso de las columnas, se configuran los elementos de tal forma que varíen linealmente su peralte.

Se repite similar procedimiento para la definición de los elementos correspondientes a las vigas. Y posteriormente, se define la estructura. Vea la Figura 21.

Figura 21

Estructura de marcos de sección variable definida



Los pórticos de las estructuras se consideran empotrados, por lo tanto, se asignan estas condiciones a los nodos de la base de la estructura. Además, los modelos definidos constan de elementos que trabajan como elementos simplemente apoyados, como es el caso de las viguetas, y elementos tipo barra que resisten únicamente esfuerzo de compresión y tensión, como es el caso de las diagonales y montantes de la estructura en celosía. A estos elementos se les libera los momentos en los apoyos.

Además, se comprueba que los elementos estén correctamente ubicados, es decir, que su posición respecto a sus ejes locales y su inercia sean las consideradas para el diseño.

Para el diseño sísmico, se define la función del espectro sísmico utilizando los parámetros establecidos en la Tabla 17.

Seguidamente, una vez definida la función del espectro sísmico, los patrones de carga y los casos de carga, utilizando la Tabla 18 se asignan las cargas correspondientes a los elementos.

Debido a que las solicitaciones en ambos modelos son iguales, las Figuras 22 y 23 indican, respectivamente, las cargas vivas y muertas asignadas en las viguetas (correas), así como la asignación de cargas de viento en las vigas del pórtico.

Figura 22

Carga viva y muerta asignadas en las viguetas

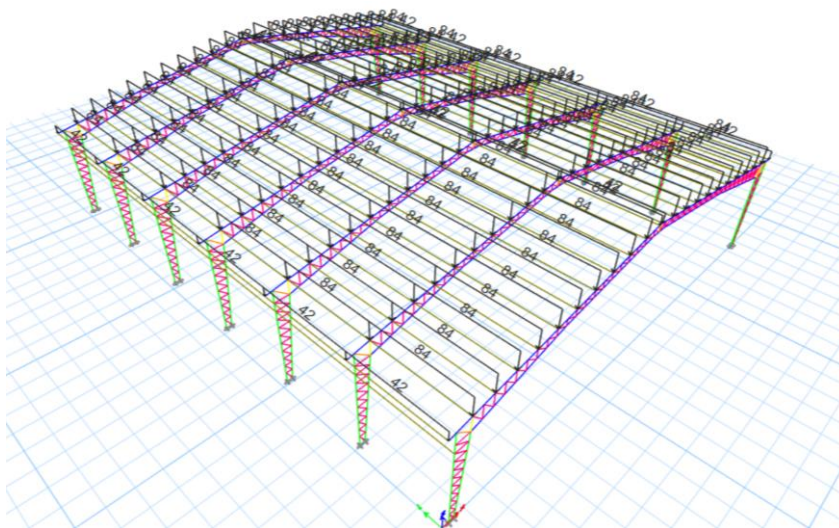
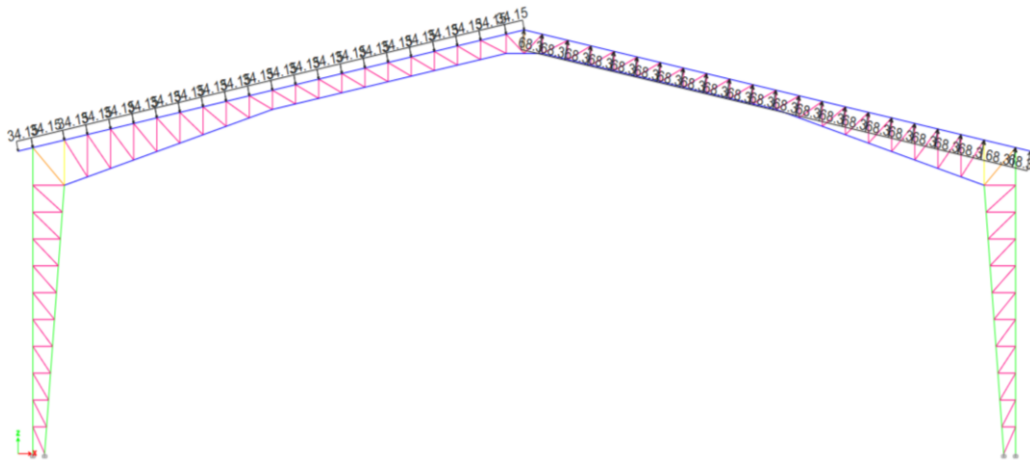


Figura 23

Carga de viento asignadas en las vigas del pórtico



En la sección 2.7 se establecieron las combinaciones de carga consideradas en la NEC.

En el presente proyecto se definen y se utilizan para el diseño en el software las siguientes combinaciones de carga:

$$\text{Combinación de servicio} = D + L$$

$$\text{Combinación 1} = 1.4D$$

$$\text{Combinación 2} = 1.2D + 1.6L$$

$$\text{Combinación 3} = 1.2D + L + W$$

$$\text{Combinación 4} = 1.2D + L - W$$

$$\text{Combinación 5} = 0.9D + W$$

$$\text{Combinación 6} = 0.9D - W$$

$$\text{Combinación 7} = 0.9D + S_x$$

$$\text{Combinación 8} = 0.9D - S_x$$

$$\text{Combinación 9} = 0.9D + S_y$$

$$\text{Combinación 10} = 0.9D - S_y$$

$$\text{Combinación 11} = 1.2D + L + S_x$$

$$\text{Combinación 12} = 1.2D + L - S_x$$

$$\text{Combinación 13} = 1.2D + L + S_y$$

$$\text{Combinación 14} = 1.2D + L - S_y$$

Además, se utiliza la envolvente de todas las combinaciones.

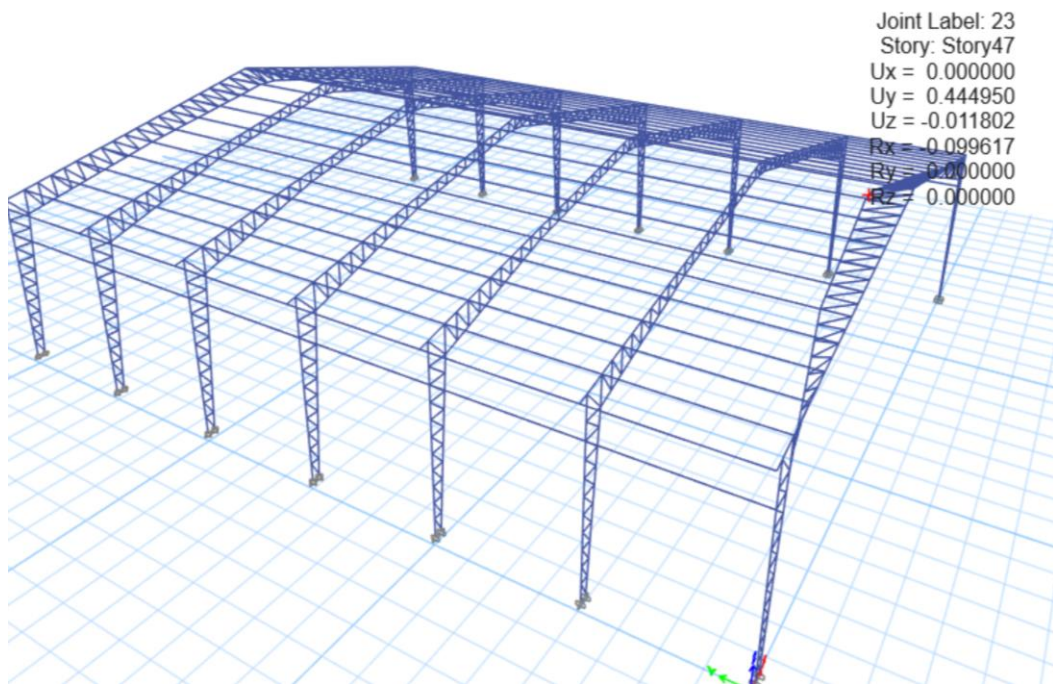
Finalmente, se configuran las preferencias de diseño. En este paso, se configura el software, de tal modo que realice el análisis y diseño en base a la normativa y criterios definidos.

- ***Diseño de la estructura de cercha***

Se corre el análisis de diseño, y el programa como primer resultado arroja la deformada correspondiente, misma que permite inmediatamente la identificación de desplazamientos excesivos, específicamente en los elementos del cordón inferior. Vea la Figura 24.

Figura 24

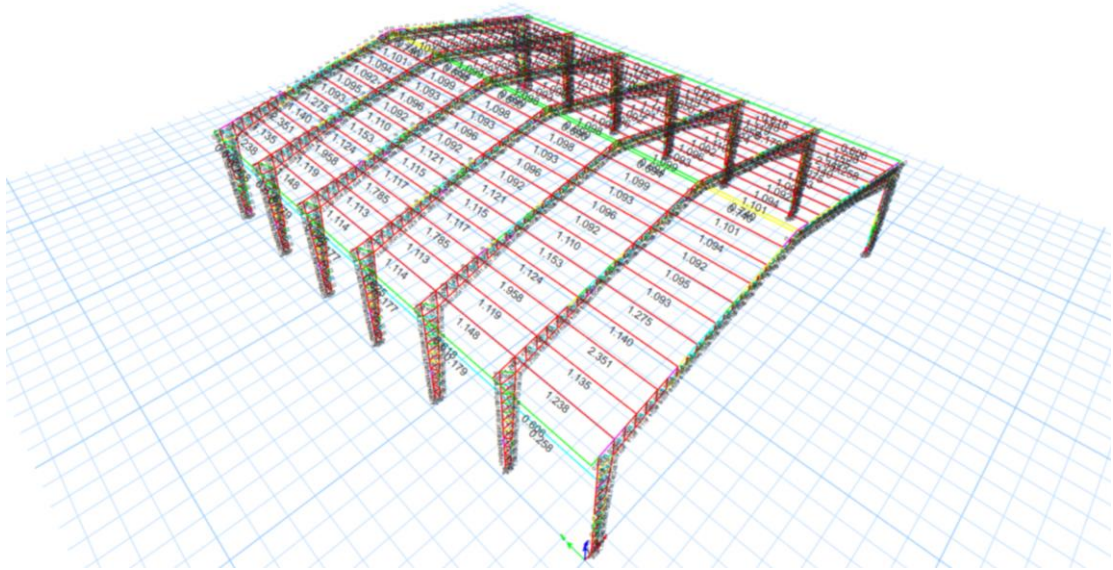
Deformada de la estructura bajo combinación "ENVOLVENTE"



Por otro lado, también se comprueba que los DCR superan el 100%. Vea la Figura 25.

Figura 25

Valores de DCR obtenidos tras la primera corrida de análisis

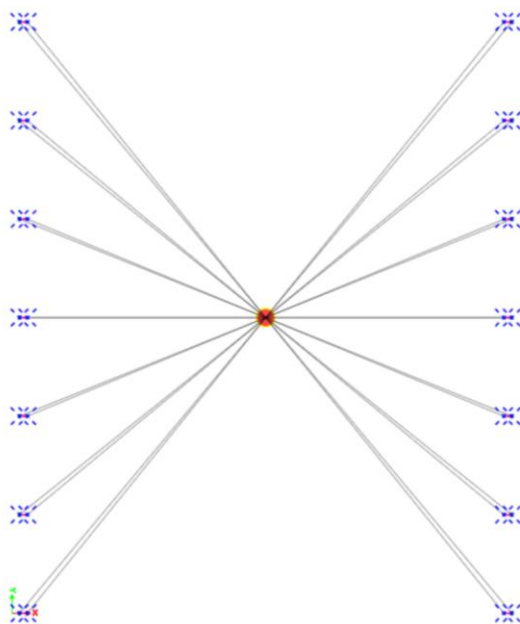


En solución a lo anterior, se asigna diafragmas rígidos a cada uno de los nodos. Estos diafragmas permiten mayor conectividad entre nodos del sistema de planta y garantizando así un movimiento uniforme de la planta al momento de accionar el sismo.

Se define un diafragma para cada altura z y se asigna a los nodos correspondientemente. Vea la Figura 26.

Figura 26

Asignación de diafragmas rígidos en los nodos correspondientes en la altura $z=1.14\text{ m}$



Además, se asignan tensores entre los pórticos. Estos son elementos tipo barra que resisten únicamente cargas de tensión. Generalmente, consisten en varillas de acero corrugadas o lisas de entre 8 y 10 milímetros de diámetro.

Los tensores se ingresan como elementos, que no trabajan a momento. Además, se condiciona que resistan únicamente esfuerzos de tensión.

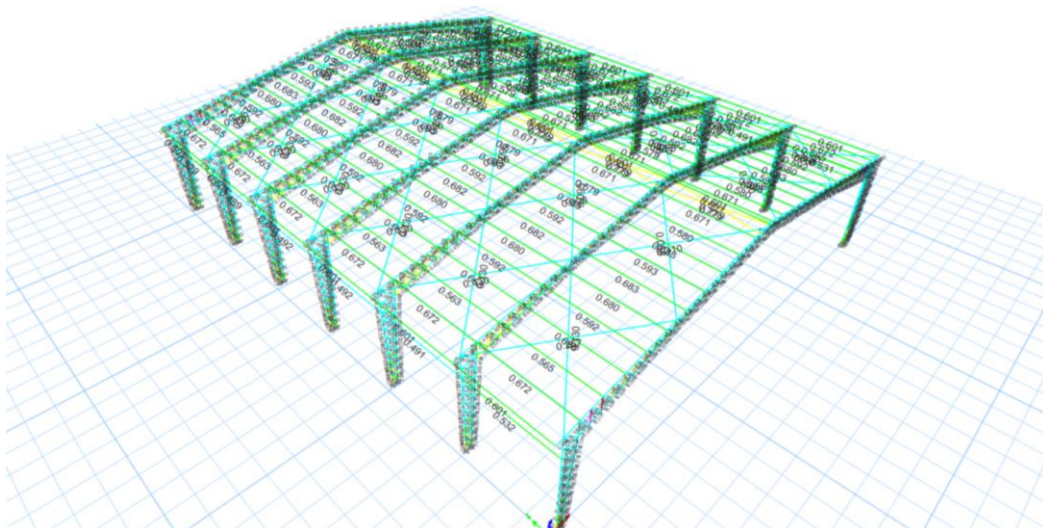
Se ejecuta nuevamente el análisis y se obtiene una mejora notable en la deformada de la estructura, además los valores de los DCR se reducen considerablemente.

A pesar de las mejoras proporcionadas por los diafragmas y los tensores, todavía se registran elementos con valores de DCR superiores al 100%. Para estos elementos, se lleva a cabo un proceso iterativo utilizando los catálogos presentados en el Anexo 1. Durante estas iteraciones, se ajustan las dimensiones de la sección de los elementos en falla hasta obtener una sección óptima que cumpla con el rango permitido de DCR. Es importante mencionar que la selección de las secciones se ha realizado de tal manera que la simetría del pórtico se conserve.

De este modo, en la Figura 27 se presentan los DCR obtenidos al finalizar dicho procedimiento.

Figura 27

DCR's obtenidos tras la aplicación de tensores, diafragmas rígidos y optimizar los elementos



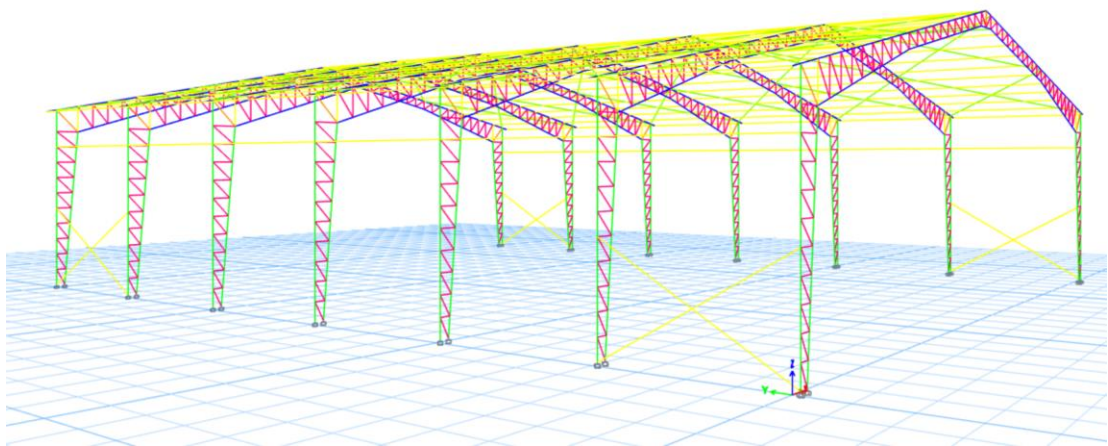
Posterior a la optimización de los elementos, se realiza el control de derivas máximas. Para ello, se exportan los desplazamientos máximos para los centros de masa considerando los diafragmas rígidos.

Del software se extraen los datos correspondientes a las alturas 0, 6.5 y 9 metros. Dichos valores se utilizan para realizar el cálculo respectivo de las derivas inelásticas aplicando los criterios definidos en la sección 2.5.5. Luego de realizar los cálculos respectivos, se determina que la deriva en el eje y excede el rango permisible establecido.

Como medida de corrección, se implementan arriostramientos laterales entre los pórticos, puesto que, esto permite proporcionar mayor rigidez a la estructura. Para este propósito, se utilizan perfiles de sección tubular cuadrada. La disposición de estos elementos en la estructura presenta en la Figura 28.

Figura 28

Disposición de arriostramientos laterales



Se extraen los nuevos valores obtenidos para los desplazamientos máximos y se realiza la verificación que las derivas de piso satisfacen el rango de deriva permisible. Vea la Tabla 20.

Tabla 20*Control de derivas inelásticas permisibles*

CONTROL DE DERIVAS PERMISIBLES								
DERIVAS EN EJE y								
Story	Caso	Uy (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sy	4.833	250	0.003	3	0.60%	2%	<i>OK</i>
Story1	Sy	4.130	650	0.006	3	1.40%	2%	<i>OK</i>
Base	Sy	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	<i>OK</i>
DERIVAS EN EJE x								
Story	Caso	Ux (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sx	1.833	250	0.000	3	0.10%	2%	<i>OK</i>
Story1	Sx	1.943	650	0.003	3	0.70%	2%	<i>OK</i>
Base	Sx	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	<i>OK</i>

Nota. Elaborado por el autor.

Se realizó el control de los periodos de vibración para los diferentes modos de vibración. El límite del periodo está definido por la ecuación (80) y se presenta nuevamente en este apartado:

$$T_c = 0.55(1.25) \left(\frac{1.7}{1.4} \right)$$

$$T_c = 0.845 \text{ s} \quad (80)$$

Como se visualiza en la Tabla 21, los periodos de vibración se encuentran por debajo del límite permisible. Esto se debe a que, al agregar los arriostramientos laterales, estos permiten que haya un mayor porcentaje de participación de masa durante el evento sísmico. Además, se observa que en todos los modos de vibración, el porcentaje de masa de participación supera el 90%, dando como resultado la reducción del periodo de vibración para los diferentes modos.

Tabla 21*Periodos de vibración y porcentaje de masa de participación*

CONTROL PERIODOS DE VIBRACIÓN				
Caso	Modo	Periodo	Masa de participación eje x	Masa de participación eje y

Modal	1	0.810	0	0.9259
Modal	2	0.525	0.9697	0.9259
Modal	3	0.458	0.9697	0.9394
Modal	4	0.321	0.9697	0.9394
Modal	5	0.153	0.9697	0.9431
Modal	6	0.094	0.9697	0.9437
Modal	7	0.088	0.9697	0.9439
Modal	8	0.082	0.9697	0.9442
Modal	9	0.064	0.9697	0.9442
Modal	10	0.058	0.9697	0.9515
Modal	11	0.046	0.9697	0.9517
Modal	12	0.039	0.9697	0.9543

Nota. Valores obtenidos del software.

Finalmente, se obtienen los diagramas de momentos y valores de DCR finales de los elementos de la estructura. En las Figuras 29, 30 y 31 se presentan, respectivamente, los diagramas resultantes para fuerzas axiales, momentos 2-2 y 3-3 correspondientes a la combinación “ENVOLVENTE”. También se presenta la Figura 32 que exhibe los valores de DCR finales para los elementos estructurales.

Figura 29

Diagrama de fuerzas axiales

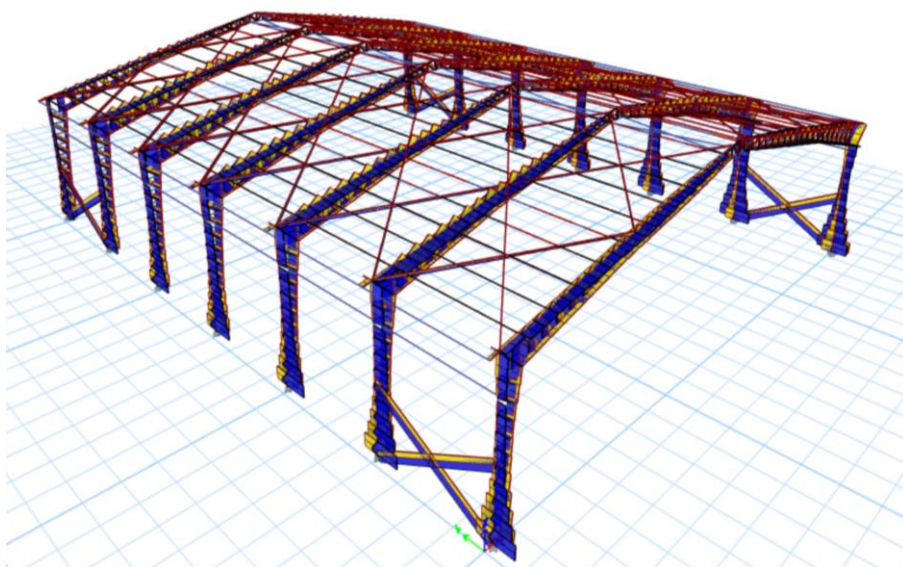


Figura 30

Diagrama de momento 2-2

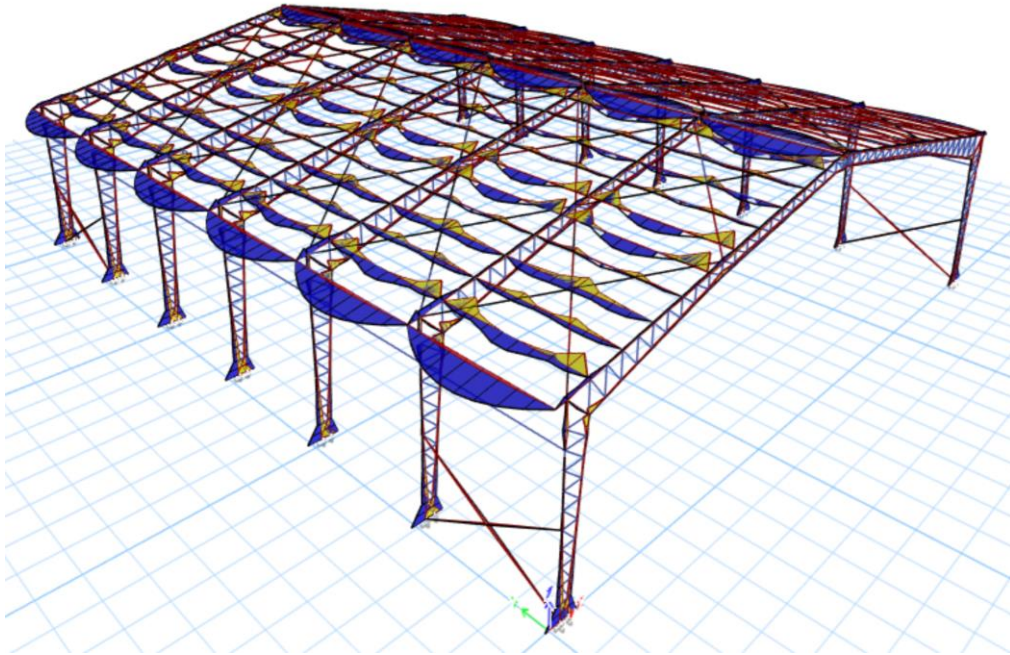


Figura 31

Diagrama de momento 3-3

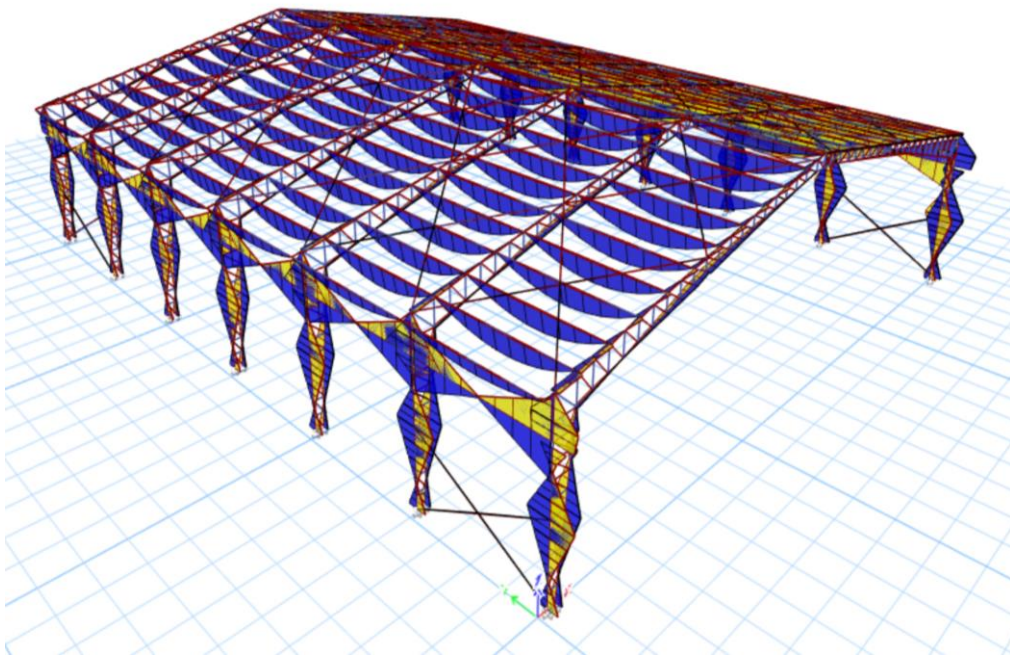
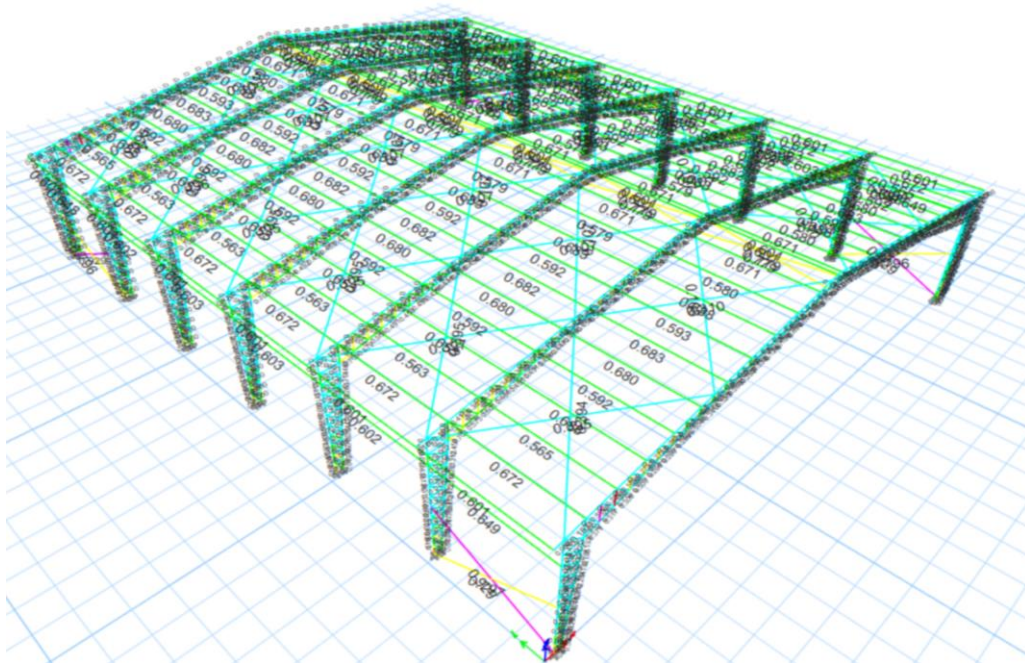


Figura 32

Valores de DCR finales



Finalmente, se extrae el peso total de acero requerido para la estructura. Por lo tanto, se tiene:

$$\text{Peso estructura de cercha} = 10249.18 \text{ kg} \quad (94)$$

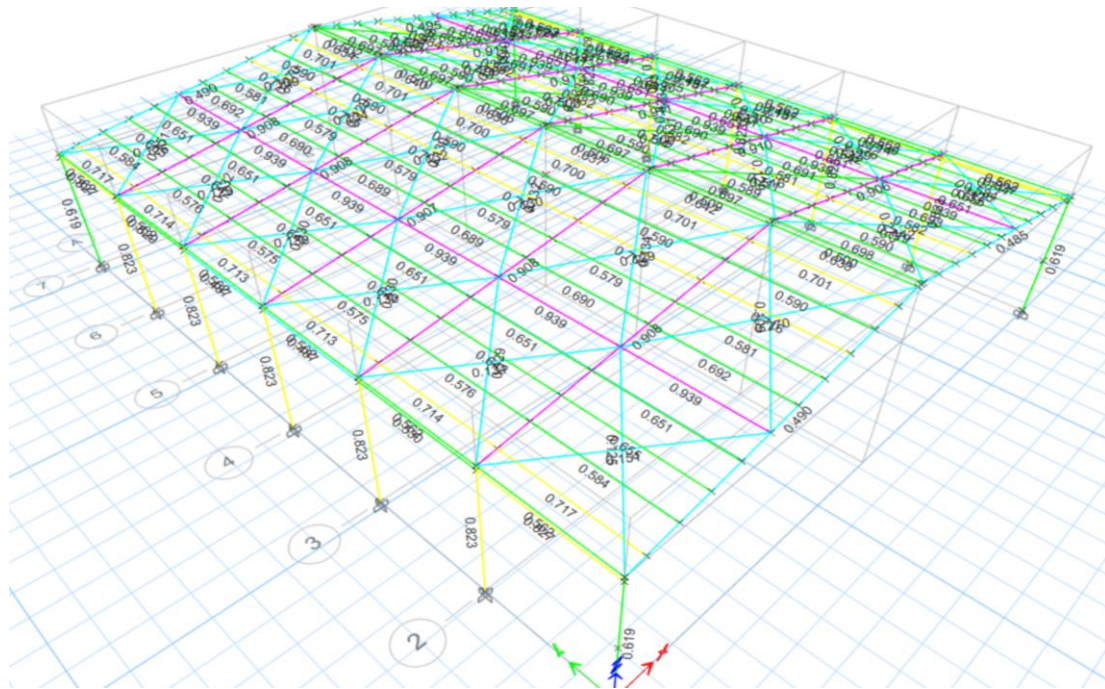
- ***Diseño de la estructura de elemento de sección variable***

El procedimiento de diseño es similar al aplicado en el diseño de la cercha, por lo tanto, se aplican los tensores y diafragmas a los nodos que conectan las vigas y columnas. Además, se realiza la optimización de los elementos, variando sus dimensiones.

La Figura 42 presenta los valores de DCR finalizada la optimización de los elementos.

Figura 33

DCR's obtenidos para la estructura de sección variable



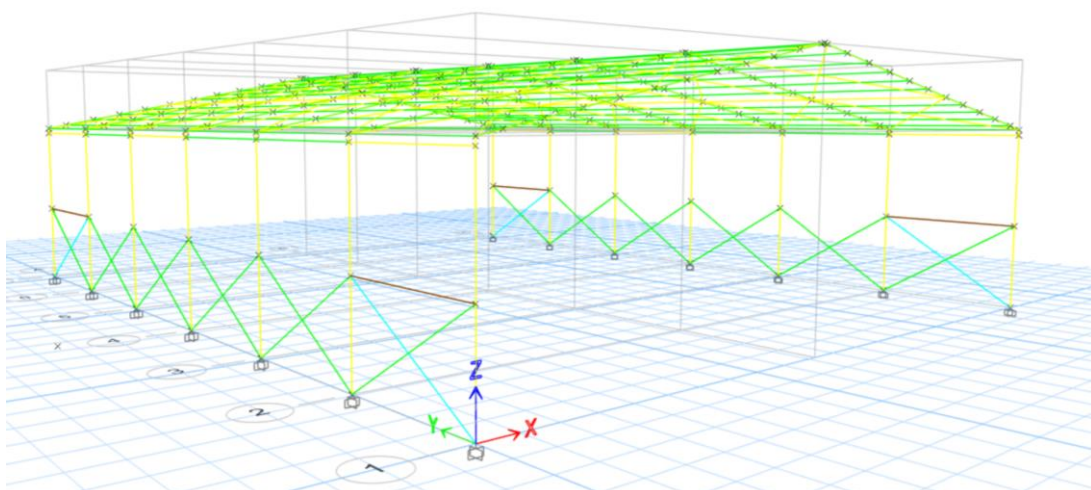
- Control de derivas inelásticas

El procedimiento es el mismo considerado para el control de derivas de la estructura tipo cercha.

En este modelo, para los arriostramientos se utilizan perfiles de sección tubular cuadrada y ángulos simples. La configuración de estos elementos en la estructura se especifica en la Figura 41.

Figura 34

Configuración de los arriostramientos laterales en la estructura de sección variable



Se extraen los nuevos valores obtenidos para los desplazamientos y se comprueba que las derivas de piso cumplen. Vea la Tabla 22.

Tabla 22

Control de derivas permisibles

CONTROL DE DERIVAS PERMISIBLES								
DERIVAS EN EJE y								
Story	Case	Uy (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sy	5.335	250	0.003	3	0.70%	2%	OK
Story1	Sy	4.505	650	0.007	3	1.60%	2%	OK
Base	Sy	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	OK
DERIVAS EN EJE x								
Story	Case	Ux (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sx	4.374	250	0.001	3	0.30%	2%	OK
Story1	Sx	4.075	650	0.006	3	1.40%	2%	OK
Base	Sx	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	OK

- Control de los periodos de vibración

Se observa en la Tabla 23, los periodos de vibración satisfacen el límite permisible.

Tabla 23

Periodos de vibración y porcentaje de masa de participación

CONTROL PERIODOS DE VIBRACIÓN				
Caso	Modo	Periodo	Masa de participación eje x	Masa de participación eje y
Modal	1	0.841	0	0.9892
Modal	2	0.753	1	0.9892
Modal	3	0.624	1	0.9901
Modal	4	0.242	1	1
Modal	5	0.082	1	1
Modal	6	0.049	1	1
Modal	7	0.037	1	1
Modal	8	0.032	1	1

Modal	9	0.030	1	1
Modal	10	0.029	1	1
Modal	11	0.026	1	1
Modal	12	0.026	1	1

Nota. Valores obtenidos del software.

- Diagramas de momentos y valores de DCR finales

Además, en las Figuras 35, 36 y 37 se presentan, respectivamente, los diagramas resultantes para fuerzas axiales, momentos 2-2 y 3-3 correspondientes a la combinación “ENVOLVENTE”. También, se presenta la Figura 38 que exhibe los valores de DCR finales para los elementos estructurales.

Figura 35

Diagrama de fuerzas axiales

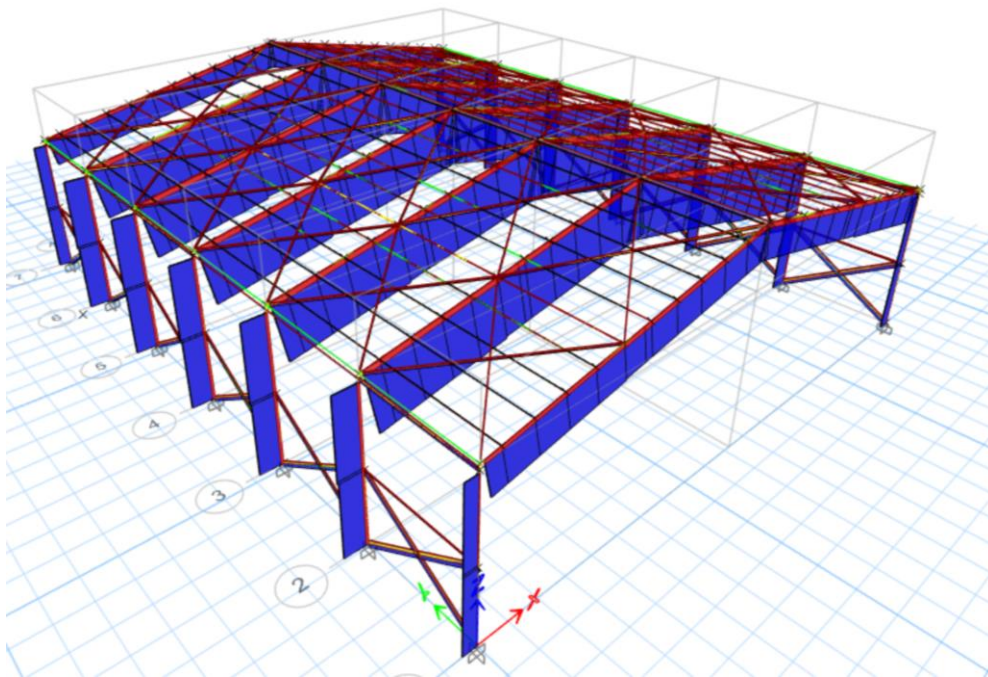


Figura 36

Diagrama de momento 2-2

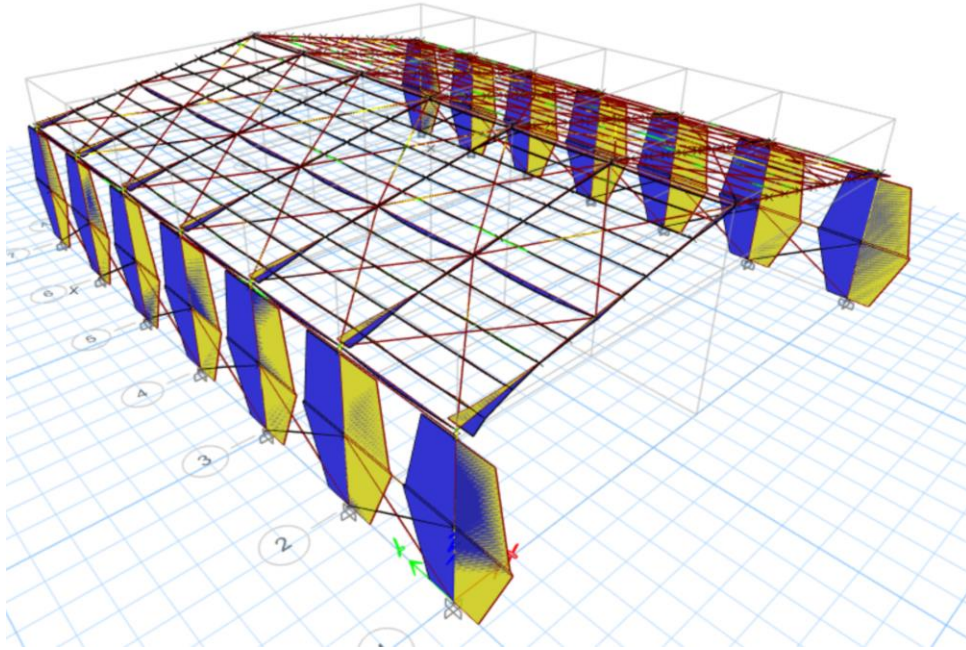


Figura 37

Diagrama de momento 3-3

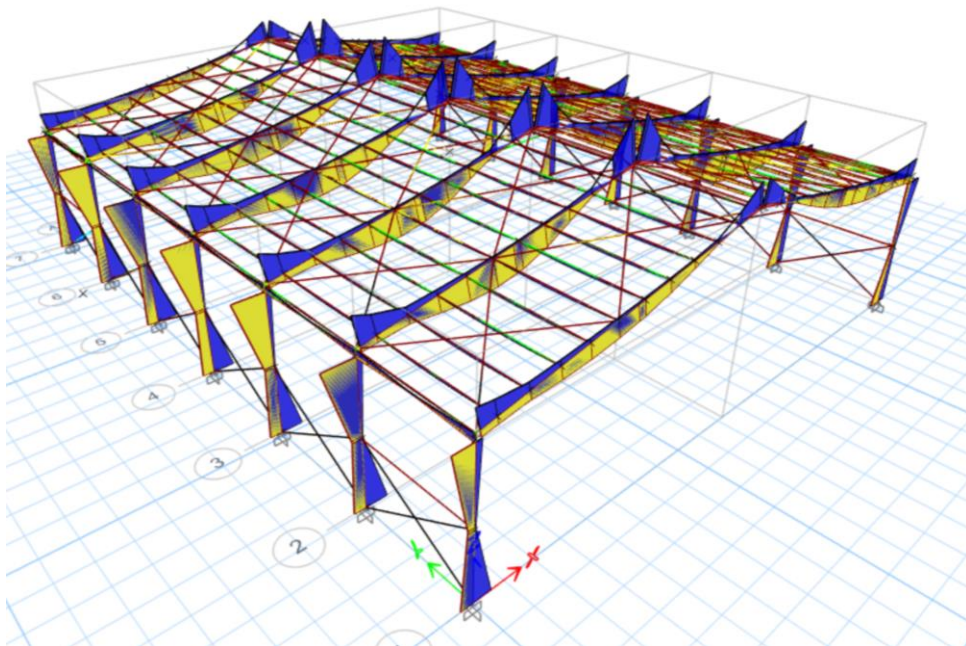
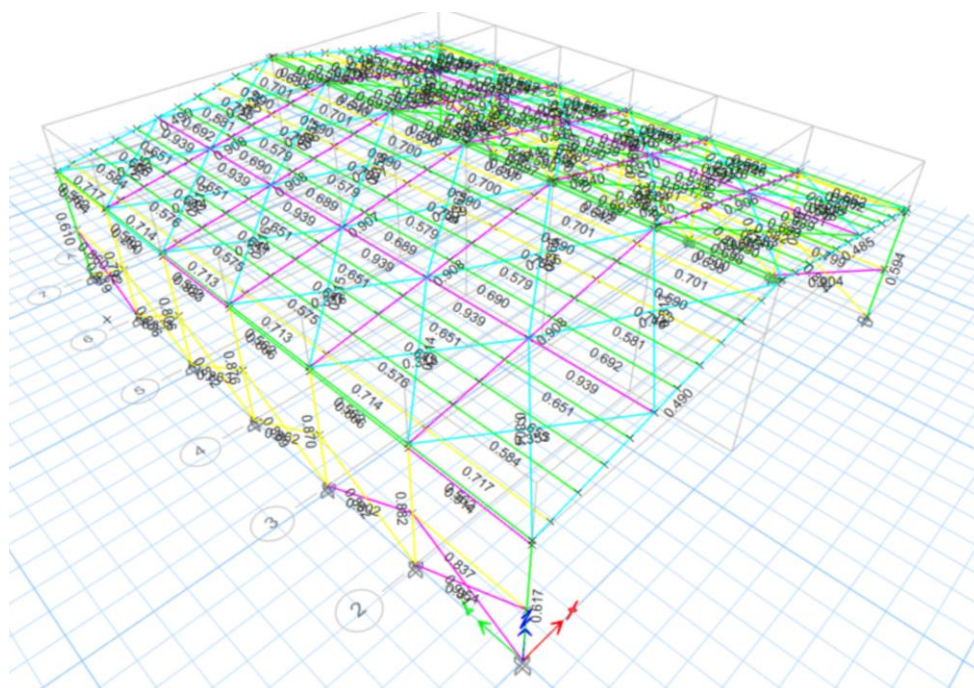


Figura 38

Valores de DCR finales



- Peso total de acero requerido de la estructura

$$\text{Peso estructura de estructura Sec. Var} = 15848.09 \text{ kg} \quad (95)$$

3.1.5. Selección de la mejor alternativa

La comparación técnico-económica se realiza utilizando el software, pues de este se extrae información como el peso de la estructura, los periodos de vibración máximos y derivas elásticas máximas. Dichos valores se utilizan como indicadores de comparación.

El peso de la estructura es el aspecto más relevante considerado para la comparación económica. Es decir, se considera más factible económicamente aquella estructura que requiere menor cantidad de acero y, por ende, implica un menor costo de inversión. Por otro lado, la estructura que presente los menores valores de deformación y derivas es más factible técnicamente.

Si bien se realiza una comparación técnica y económica, el factor determinante en la selección de la mejor alternativa es el peso de la estructura, puesto que, el mismo es un indicador que permite una selección rápida.

A continuación, se presenta la tabla de comparación utilizada para la selección de la mejor alternativa.

Tabla 24

Tabla de comparación técnico-económica

TABLA DE COMPARACIÓN			
Indicador	Unidad	Estructura de cercha	Estructura de sección variable
Peso acero	kg	10249.18	15848.09
Deriva máxima X	%	0.7	1.4
Deriva máxima Y	%	1.4	1.6
Periodo máximo	s	0.81	0.841

Se selecciona la estructura de cercha como mejor alternativa, debido a las razones siguientes:

- Requiere 5598.91 kg menos de acero, es decir, es 54.63% más ligera.
- Presenta porcentajes de derivas menores en ambos sentidos del sismo.
- Menor periodo para el mismo modo de vibración crítico.
- Requiere menor cantidad de arriostramientos.
- Facilidad de construcción de los pórticos.

3.2. Diseño de la infraestructura

El diseño de la infraestructura implica la obtención de los parámetros del suelo, este procedimiento se detalla exhaustivamente en el Apéndice B.

A continuación se presenta de manera sintetizada la metodología utilizada.

3.2.1. Ensayo de corte Directo

Del terreno de emplazamiento del proyecto se extrajo una muestra de suelo mediante una excavación de 1x1x1.5 metros, de la cual se obtuvo una muestra inalterada de suelo en forma de cubo de 0.25x0.25x0.25 metros.

El ensayo de corte directo se realiza a 5 especímenes de la muestra de suelo, considerando 4 diferentes cargas normales (2kg, 4kg, 6kg, 8kg). De estos, se obtienen los datos de la curva Deformación-Carga en formato de Excel.

Posteriormente, se graficaron las curvas para cada uno de los ensayos y se extrajo el valor pico de la carga, es decir, la carga cortante máxima.

Los esfuerzos normales y cortantes se obtuvieron aplicando las ecuaciones (51) y (52), respectivamente. Seguidamente, se obtiene la curva Esfuerzo Normal vs Esfuerzo Cortante, con ayuda de las herramientas de Excel se obtiene la línea de tendencia.

Con los valores de la ecuación de la línea de tendencia se calculan los valores de la cohesión y del ángulo de fricción del suelo estudiado.

Se extrae el valor de cortante pico o máximo de cada curva y se aplican las ecuaciones establecidas en la sección 2.9.1. A continuación, en la Tabla 25 se presentan los resultados de los cálculos realizados.

Tabla 25

Cálculo de esfuerzo normal y esfuerzo cortante

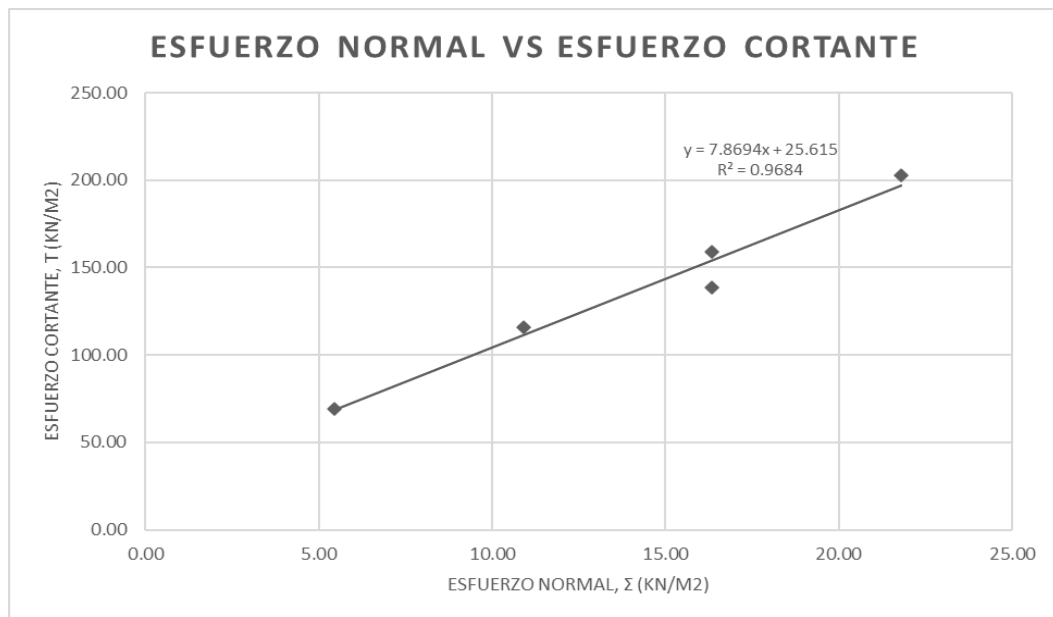
Ensayo	Carga Normal	Carga Normal	Carga Cortante	Esfuerzo normal	Esfuerzo Cortante
#	Kg	N	N	kN/m²	kN/m²
1	2	19.61	248.51	5.45	69.03
2	4	39.23	417.08	10.90	115.86
3	6	58.84	499.81	16.34	138.84
4	6	58.84	572.48	16.34	159.02
5	8	78.45	729.67	21.79	202.69

Nota. Elaborado por el autor

Se grafica la curva Esfuerzo normal vs Esfuerzo cortante, y con ayuda de las herramientas de los gráficos en Excel se proyecta la línea de tendencia. Vea la Figura 39.

Figura 39

Curva Esfuerzo normal vs Esfuerzo cortante



De la ecuación de la línea de tendencia, se obtuvieron los datos para realizar los siguientes cálculos:

$$\begin{aligned}\tau_f &= c + \sigma \tan \varphi \\ c &= 25.615 \frac{kN}{m^2} = 2.612 \frac{ton}{m^2} \\ \tau_f &= 25.615 + 7.8694 * \sigma \\ \tan \varphi &= 7.8694 \\ \varphi &= (\text{atan}(7.8694)) * \frac{180}{\pi} \\ \varphi &= 29.045 \text{ grados} \\ c &= 2.612 \frac{ton}{m^2}\end{aligned} \tag{96}$$

Es importante destacar que, el suelo ensayado corresponde a un suelo arcilloso normalmente consolidado. “Para arcillas normalmente consolidadas, c se puede aproximar a 0” (B. M. Das, 2012, p. 229). Es decir, para este tipo de suelos se puede despreciar la cohesión y obtener capacidades portantes más efectivas.

Por lo tanto, la cohesión obtenida con el ensayo de corte directo, a pesar de representar un valor considerable, se desprecia con la finalidad de priorizar la seguridad.

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo se considera,

$$c = 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (97)$$

3.2.2. *Peso unitario*

Durante el ensayo de corte directo se determinó el peso total de la caja con la muestra incluida para cada uno de los ensayos.

Si se conoce que la caja para muestra pesa 205.75 g y sus dimensiones son 60 mm de ancho, 60 mm de largo y 25 mm de altura, entonces el volumen de muestra ensayado es igual a 90000 mm³ y su peso responde al resultado de restar el peso de la caja del peso total medido. Por otro lado, si se sabe que el peso unitario es la relación de peso sobre volumen. En este sentido, la Tabla 26 indica los resultados obtenidos de los cálculos antes mencionados.

Tabla 26

Cálculo del peso unitario del suelo

Ensayo	Peso Total	Peso caja	Peso muestra	Volumen	Peso unitario	Peso unitario
#	g	g	g	mm³	g/mm³	ton/m³
1	338.31	205.75	132.56	90000.00	0.00147	1.62
2	340.19	205.75	134.44	90000.00	0.00149	1.65
3	339.06	205.75	133.31	90000.00	0.00148	1.63
4	338.78	205.75	133.03	90000.00	0.00148	1.63
5	340.7	205.75	134.95	90000.00	0.00150	1.65
promedio	339.41	205.75	133.66	90000.00	0.001485	1.64

Nota. Elaborado por el autor

Por lo tanto,

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad (98)$$

3.2.3. *Diseño de la placa base*

El diseño de la placa base se realiza utilizando los criterios establecidos en la sección 2.8.2. Como resultado de dichos cálculos, se determinó que la placa base requerida, responde a una placa rectangular de acero A36 de 30 cm de ancho por 40 cm de largo y 1 cm de espesor. Los cálculos respectivos del diseño de la placa base. Se adjuntan en el Anexo 2.

3.2.4. Diseño de la columna de hormigón

Se considera que la placa base no cubra la totalidad de la superficie de la columna, dejándose un borde libre de 2.5 centímetros en cada lado. Por lo tanto, la sección transversal de la columna es 35cm x 45cm y de longitud igual a la profundidad del cimiento, es decir, 150 cm.

El diseño de la columna de hormigón se realizó aplicando los criterios establecidos en ACI 318-14. Los cálculos realizados para el diseño de la columna se presentan en el Anexo 3.

3.2.5. Diseño de la cimentación

Para el diseño de la cimentación se considera la alternativa seleccionada en la sección 3.1.5. es decir, la estructura en celosía. Además, se consideran zapatas aisladas para la cimentación.

Las cargas de diseño se obtienen con ayuda del software, pues de este se extraen los valores de la columna más desfavorable, es decir, aquella que presente mayores valores para carga axial (P_u) y momentos (M_x y M_y) bajo las combinaciones de servicio enunciadas a continuación.

$$\text{Combinacion servicio} = D + L \quad (99)$$

$$\text{ENVOLVENTE} \quad (100)$$

En este sentido, la Tabla 27 presenta los valores extraídos para la columna del pórtico intermedio, siendo esta la más crítica.

Tabla 27

Cargas extraídas del software, correspondiente a la columna más desfavorable

CARGAS EXTRAÍDAS DEL SOFTWARE

Combinación "D+L"

Axial	Pu	4940	Kg
M 2-2	Mx	20	Kg*m
M 3-3	My	20	Kg*m

Combinación "ENVOLVENTE"

Axial	Pu	15610	Kg*m
M 2-2	Mx	55	Kg*m
M 3-3	My	703	Kg*m

Nota. Elaborado por el autor.

Además, se considera el peso de la columna de hormigón y del peso propio de la zapata. En la Tabla 28 se presenta el cálculo de estas cargas.

Tabla 28

Cálculo de cargas debido al peso de columna hormigón y zapata

Factor de mayoración=	1.4
-----------------------	-----

PESO COLUMNA H°

Volumen	236250.00	cm ³
Volumen	0.24	m ³
peso/m ³	2400.00	kg/m ³
Caga col	567.00	kg
Mayorada	793.80	kg

PESO ZAPATA

Volumen	0.51	m ³
peso/m ³	2400.00	kg/m ³
Caga col	1216.80	Kg
Mayorada	1703.52	Kg

Nota. Elaborado por el autor.

El cálculo de la capacidad portante del suelo, el dimensionamiento de la zapata y el cálculo del acero de refuerzo requerido se realizan empleando los criterios y expresiones matemáticas establecidas en la sección 2.10.4.

Se obtuvo una capacidad portante del suelo igual a 2.44 kg/cm². Por otro lado, la cimentación óptima obtenida responde a una zapata cuadrada de 1.3 metros de lado y peralte igual a 0.3 metros, reforzada en ambos ejes con barras de acero de 12 mm de diámetro colocadas cada 15 cm.

En el Anexo 4, se adjunta las hojas de cálculo realizadas para la obtención de la capacidad portante del suelo y para el diseño de la zapata asilada.

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

Se calcularon satisfactoriamente las cargas requeridas para el diseño estructural en base a la normativa ecuatoriana NEC-2015 y la especificación americana ASCE 7-22.

Se modelaron dos alternativas de estructuras: una conformada por celosías y otra conformada por elementos de sección variable. Ambos modelos se diseñaron bajo las mismas solicitaciones de carga y cumpliendo el código de diseño AISC 360-16. Tras realizar una comparación técnica-económica, se concluyó que la estructura conformada por celosías es la mejor propuesta de diseño.

La decisión de seleccionar la estructura conformada por celosías como mejor propuesta de diseño se basó en que este modelo estructural requiere 5598.91 kg menos de acero, para satisfacer las mismas solicitaciones. En el Apéndice A se evidencia el proceso de diseño de los modelos estructurales y la comparación realizada.

De los ensayos realizados para la caracterización del suelo, se obtuvo que el suelo es una arcilla normalmente consolidada y su ángulo de fricción responde a 29 grados y una

cohesión de 2.62 ton/m², sin embargo, utilizando las recomendaciones establecidas en (B. M. Das, 2012), se concluyó en aproximar la cohesión a 0.

El diseño de la cimentación se basó en los parámetros de suelo obtenidos, en donde se determinó que la cimentación óptima para la estructura metálica es una zapata aislada cuadrada de 1.3 metros de lado y de peralte igual a 0.3 metros cimentada en un suelo de capacidad portante igual a 2.4 kg/cm². Dicha zapata satisface las solicitaciones de carga resultantes del diseño estructural de la estructura conformada por celosías.

La memoria técnica y los planos son el resultado final de los diseños realizados. Estos son adjuntos en los Anexos 5 y 6

4.2.Recomendaciones

- El corte directo al ser un ensayo idealizado puede reflejar resultados inexactos.

Por lo tanto, se recomienda realizar ensayos complementarios a fin de disminuir la incertidumbre en los parámetros de suelo.

BIBLIOGRAFÍA

- AHMSA. (2013). *Manual de diseño para la construcción con acero*. AHMSA.
- ALACERO. (2016). *Especificación para construcciones de acero*. AISC.
- Bohórquez Peñafiel, G. A. (2015). *Norma Ecuatoriana De La Construcción NEC 14*. 1–22.
<https://idoc.tips/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec-14-pdf-free.html>
- Botía, W. (2015). *Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo* [Pregrado]. Universidad Militar Nueva Granada.
- Cabrera Gacía, R., & Martínez Ruiz, F. (2018). *Estudios y diseños definitivos de la infraestructura deportiva en la Ciudadela La Yolita del Cantón Daule* [Pregrado]. Escuela Superior Politécnica del Litoral.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica Cuarta edición* (4a ed.). CENCAGE Learning.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (7a ed.). CENCAGE Learning.
- Estévez Acosta, S. P. (2008). *Diseño estructural de la cubierta metálica para dos canchas de ecuavoley* [Pregrado]. Escuela Politécnica Nacional.
- Eusebio, L., & Miranda, P. (2021). *Análisis y diseño estructural de una nave industrial para la cancha de uso múltiple de la Universidad Estatal Del Sur De Manabí utilizando el software SAP2000*. Universidad Estatal Del Sur De Manabí.
- Hibbeler, R. (2012). *Análisis Estructural, 8va Edición* (8a ed.). Pearson . www.FreeLibros.me
- Justo Moscardo, E., Delgado Trujillo, A., Fenández Serrano, A., & Bascón Hurtado, M. (2016). *Tipología Estructural*. Universidad de Sevilla.
- Kassimali, A. (2015). *Análisis estructural* (5a ed.). CENCAGE Learning.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5a ed.). Alfaomega Grupo Editor.
- Morales Gordón, S. C., & Silva Proaño, C. S. (2011). *Diseño de un puente grúa tipo de 5 toneladas de capacidad para la industria metalmecánica* [Pregrado]. Escuela Politécnica Nacional.
- Morales Rodríguez, P. A. (2015). *Diseño óptimo de pórticos poligonales de acero Estudio de la unión del quiebro por el Método de los Elementos Finitos* [Doctorado]. Universidad de Castilla-La Mancha.
- NEC. (2015a). *Cargas (No sísmicas)*.
- NEC. (2015b). *Estructuras de acero* (MIDUVI, Ed.).
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/9.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>

- NEC. (2015c). *Peligro sísmico: diseño sismo resistente* (MIDUVI, Ed.).
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- Rodas Andrade, H. (2014). *Estructuras 1: apuntes de clase* (1a ed.). Universidad de Cuenca.
- Sauza Fayad, S. S. (2014). *Proyecto de una estructura metálica para cancha deportiva* [Pregrado]. Universidad Mayor de San Andrés.
- Segui, W. T. (1999). *Diseño de estructuras de acero con LRFD* (2a ed.). International Thomson Editores. <http://estudiantesingcivil.blogspot.mx/>
- Sumba Ordoñez, W. A. (2021). *Diseño de nave industrial para la empresa Carrocerías Wilson en el Cantón Machala-Provincia de El Oro* [Pregrado]. Universidad Politécnica Salesiana.
- TECNAR. (2015). *Manual técnico de estructuras metálicas*. TECNAR.
- Urgiles Pacheco, J. C. (2015). *Estudio y diseño del alcantarillado sanitario para la Comunidad De Puenteloma Del Cantón Santa Isabel de la Provincia Del Azuay* [Universidad Católica de Cuenca].
<https://dspace.ucacue.edu.ec/bitstream/ucacue/1949/1/URGILES%20P.%20JUAN%20C..pdf?cv=1>

ANEXO 2

CÁLCULO DE LA PLACA BASE

La hoja de cálculo presentada a continuación contiene los resultados del dimensionamiento de la placa base, las mismas que se obtienen aplicando las expresiones matemáticas indicadas en la sección 2.8.5.

DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA BASE			
DATOS			
Pu =	15610	kg	Envolvente
φ =	0.65	LRFD	
φc =	0.65	LRFD	
φb =	0.9	LRFD	
Pedestal H°	Ancho =	35	cm
	largo =	45	cm
	fc =	210	kg/cm2
columna Acer	Fy =	2531.15	kg/cm2
	d =	30	cm
	bf =	15	cm
CÁLCULOS			
Asumiendo	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} =$	1.146	
A1 =	1200.000	cm2	
A2 =	1575	cm2	
Δ =	8.25		
N =	42.9	cm	
B =	28.0	cm	
m =	7.2	cm	
n =	8.0	cm	
n' =	5.3	cm	
ℓ =	8.0	cm	
t req =	0.90	cm	
φPp =	159508.00	kg	
$P_u < \phi P_p$	OK		
M max =	336.76	kg*cm	
M resistente =	12906.26	kg*cm	
$M_u < \phi M_n$	OK		
A1 =	117.436	cm2	Cálculada
A1 =	1200	cm2	Proupesta

ANEXO 3

DISEÑO DE LA COLUMNA DE LA CIMENTACIÓN

DISEÑO DE LA COLUMNA			
DATOS			
F'c	210	Kgf/cm2	
L=	1.5	m	
fy=	4200	kgf/cm2	
r=	5	cm	
Pu=	18107.32	kg	
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h=	45	cm	
b=	35	cm	
Area Bruta Ag=	1575	cm2	
ρ (1-6)%	1%		
Ast=	ρg *Ag		
Ast=	15.75	cm2	
Asumiendo varilla de 16 mm			
D varilla=	16		
#Varillas=	8		
As=	16.085	cm2	
CARGA AXIAL PURA			
$P_o = \phi 0.8 [0.85 * f'c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$ Tabla 22.4.2.1 ACI 318-19			
ϕ=	0.65		
Po=	179828.03	kg	
$0.8\phi P_o \geq P_u$			
0.8ϕPo=	93510.57816	kg	
93510.57816	>=	18107.32	0.19363927
CUMPLE			
Se usará 8 varillas de 16 mm			
DISEÑO DE ESTRIBOS			
Factor de reducción			
ϕ=	0.75	Para cortante Tabla 21.2.1 del ACI 318-19	
Diametro mínimo 10 mm			
ϕ Varilla=	10	mm	
Ramas para corte			
nr=	1		
Área de acero	As=	0.785	cm2

Separación asumida				
S=	20	cm		
Peralte (d)=	40	cm		
λ =	1	para concreto peso normal		
Cortante del concreto				
$V_c = \left(0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} + \left(0.005 * \sqrt{f'c} \right) \right) * b * d$				
Vc=	10854.04118	kg		
CAPACIDAD A CORTANTE				
$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{S}$				
Vs=	6597.345	kg		
RESISTENCIA NOMINAL				
$V_n = V_c + V_s$				
Vn=	17451.386	kg		
ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO PARA CORTANTE				
$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'c} * \frac{b * S}{F_y}$				
Av,min=	0.483			
$A_{v,min} \geq 3.5 * \frac{b * S}{F_y}$				
Av,min=	0.58			
$A_v \geq A_{v,min}$				
0.785	>=	0.583	CUMPLE	
Se usará estribos de \emptyset 10 mm @ 20 cm				
ZONA DE CONFINAMIENTO				
Distancia de la zona de confinamiento=	0.3	m		
Diámetro de estribos debe ser almenos	10	mm		
Espaciamiento debe cumplir con	Apartado 25.7.2 ACI 318-19			
a) 16dvarillalongitudinal	256	mm		
b) 48dvarillaestribo	480	mm		
c) Menor dimensión de columna	450	mm		
El espaciamiento centro a centro no debe exceder del menor entre las condiciones				
Smax=	25.6	cm	Sdef=	10 cm
Para la zona de confiamento se deben usar estribos \emptyset 10 mm @ 10 cm				

ANEXO 4

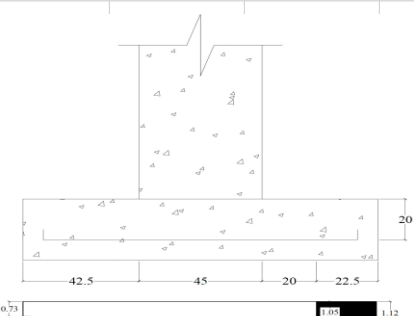
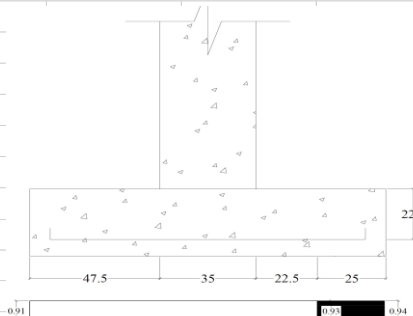
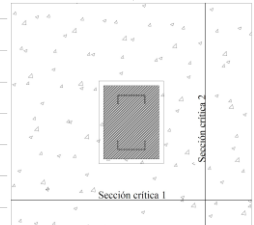
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El anexo 4, consta de partes de cálculo, la primera indica los cálculos realizados para la obtención de la capacidad admisible del suelo y la otra hoja incluye el diseño de la cimentación, tanto a cortante tipo viga, por punzonamiento y el cálculo del acero de refuerzo requerido para la cimentación.

Por lo tanto, la capacidad portante del suelo responde a los siguientes cálculos.

DATOS			
Material:	Arena		
Cohesión (c):	0 ton/m2		
angulo (φ) =	29 ° a Rad		
gamma (γ)=	1.64 ton/m3		
B =	1.3 m		
L =	1.3 m		
Df =	1.5 m		
θ =	0 ° a Rad		
Exc B =	0.00 m		
Exc L =	0.00 m		
FS =	3		
eL/L =	0.002		
eB/B =	0.002		
Que caso de excentricidad en 2 sentidos es ?			
caso 4			
Desarrollo Longitud, base y área efectiva			
de la grafica C4 se obtiene	B2/B =	digite	0.01
de la grafica C4 se obtiene	L2/L =	digite	0.01
A' =	$L2B + 0.5(B+B2) \cdot (L-L2)$		
B2 =	0.013	m	
L2 =	0.013	m	
A' =	0.862	m2	
B' =	0.663	m	
L' =	1.300	m	
Desarrollo qu, qadm			
q =	2.46	Factores de Profundidad	
Factores de capacidad de carga		K =	0.857
Nq =	16.443	dc = Fcd =	1.343
Nc =	27.860	dq = Fqd =	1.252
N γ =	19.338	dy = Fyd =	1.000
Factores de Forma		Factores de inclinacion	
Sc = Fcs =	1.301	Fci = Fqi =	1.000
Sq = Fqs =	1.283	Fyi =	1.000
Sy = Fys =	0.796		
		Carga última	
		qu =	73.332
		qAdm =	24.444 ton/m2

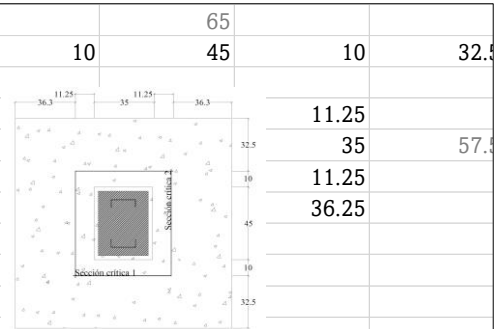
Por otro lado, el diseño estructural de la cimentación obedece a los siguientes cálculos:

DATOS								
Dimensiones del plinto								
B =	1.3	m	ey =	0.30	cm			
L =	1.3	m	ex =	0.30	cm			
A =	1.69	m ²	q _{max} =	0.41	kg/cm ²	CUMPLE		
Esf. Perm =	2.44	kg/cm ²						
Carga de servicio								
P =	6.7238	tn	7407.66855	cm ²	0.74076686			
M _x =	0.02	Tn*m						
M _y =	0.02	Tn*m						
Carga ultima (1.2D+1.6L -Envolvente-)								
P _u =	18.10732	tn						
M _x =	0.055	Tn*m						
M _y =	0.703	Tn*m						
q _{adm} =	2.44	kg/cm ²				d1	0.215	
F'c =	210	kg/cm ²				d2	0.20	
F _y =	4200	kg/cm ²				r =	0.075	
D _f =	1.5	m						
DISEÑO A CORTANTE TIPO VIGA								
Diseño a cortante en la dirección X			Diseño a cortante en la dirección Y					
q _{max} =	1.26	kg/cm ²	q _{max} =	1.09	kg/cm ²			
q _{min} =	0.88	kg/cm ²	q _{min} =	1.06	kg/cm ²			
i =	42.5	cm	i =	31.25	cm			
j =	45	cm	j =	35	cm			
n =	20	cm	n =	22.5	cm			
x =	1.075	m	x =	0.8875	m			
Interpolación			Interpolación					
y =	1.20		y =	1.08				
Fuerza cortante sección crítica			Fuerza cortante					
V _u =	3598.3	kg	V _u =	5800.6	kg			
Esfuerzo cortante sobre la sección			Esfuerzo cortante sobre la sección					
v _u =	1.63	kg/cm ²	v _u =	2.33	kg/cm ²			
vc =	7.25	kg/cm ²	vc =	7.25	kg/cm ²			
								

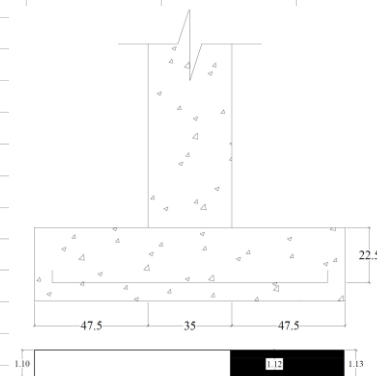
DISEÑO A CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

q = 1.07 kg/cm²
 Vu = 14102.82 kg
 vu = 3.20 kg/cm²
 vc = 14.49 kg/cm²

CUMPLE



DISEÑO A FLEXIÓN



EN EL EJE X	
x =	0.88 m
y =	1.15 kg/cm ²
Φ =	0.90
ad =	100.00 cm
CR =	1.15 kg/cm ²
CT =	0.13 kg/cm ²
Mu =	111680.87 kg*cm
As =	1.49 cm²
ρ =	0.0033
Asmin =	6.67 cm ²
Asmin =	6.67 cm²
Φvarilla =	12 mm
separación =	15 cm
# varillas =	6.67 u
As usar =	7.54 cm²
# varillas =	9 u
Ast usar real	10.18 cm²

EN EL EJE Y	
x =	0.66 m
y =	1.26 kg/cm ²
Φ =	0.90
ad =	100.00 cm
CR =	1.26 kg/cm ²
CT =	0.01 kg/cm ²
Mu =	62184.48 kg*cm
As =	0.73 cm²
ρ =	0.0033
Asmin =	7.50 cm ²
Asmin =	7.50 cm²
Φvarilla =	12 mm
separación =	15 cm
# varillas =	6.67 u
As usar =	7.54 cm²
# varillas =	9 u
Ast usar =	10.18 cm²

ANEXO 5

MEMORIA TÉCNICA

Generalidades del proyecto:

Proyecto: Diseño de la estructura de acero para la cubierta de una cancha de uso múltiple.

Ubicación: Comunidad Puenteloma, Santa Isabel, Azuay.

Ubicación geográfica:

Latitud: 3°18'11" S

Longitud: 79°20'12" W

Altitud: 1565 metros sobre el nivel del mar

Consideraciones del diseño

La estructura de acero diseñada como pórticos conformados por celosías, de superficie de construcción igual a 750 m².

El diseño se realizó obedeciendo a las siguientes consideraciones:

El diseño consiste en una estructura rectangular de 25 m de ancho y 30 m de largo conformada por 7 pórticos de acero A 36 iguales espaciados cada 5 m entre ellos.

Cada pórtico considera un tipo de cubierta a dos aguas con una inclinación de 11 grados. Para la cubierta, se consideraron planchas metálicas de 0.3 mm de espesor, apoyadas sobre correas de sección G 150x50x15x3 mm, distanciadas a 1.2 m.

Los pórticos se conforman por perfiles C colocados frente a frente respecto a su eje débil y conectados con diagonales y montantes de sección doble ángulo. Las columnas se conforman por un cordón exterior de sección C 150x50x5, mientras que, tanto para el cordón interior de la columna como para los cordones superior e inferior de la viga obedecen a una sección C

150x50x3 mm. Las dimensiones y disposición de las diagonales y montantes se detallan en los planos. Además, la estructura considera tensores de 8 y 10 mm colocados en la cubierta y, arriostramientos laterales de sección tubular cuadrada 60x60x4 mm.

La estructura se ensamblará sobre columnas (pedestales) de 35cm x 45cm apoyadas en zapatas aisladas cuadradas de 1.3 m de lado. La placa base corresponde a una plancha de acero rectangular de 30cm x 40cm x 1 cm de espesor. Además, se consideran rigidizadores triangulares de 10 cm de altura colocados en la base de la estructura.

El diseño estructural se realizará satisfaciendo la normativa NEC 2015 y AISC 360-16.

Los materiales del proyecto

Para todos los elementos que conforman la estructura, a excepción de los tensores, se utilizará acero estructural ASTM-A36.

En cuanto a la cimentación, se utilizará hormigón de resistencia a la compresión a los 28 días, igual a, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y, el acero de refuerzo será de material ASTM A625Gr60 de $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Normativa aplicable

NEC, Normas Ecuatorianas De Construcción 2015

ACI 318-14 (American Concrete Institute)

AISC 360-26 (American Institute Of Steel Construction)

ASCE 7-22 (American Society Civil Engineers)

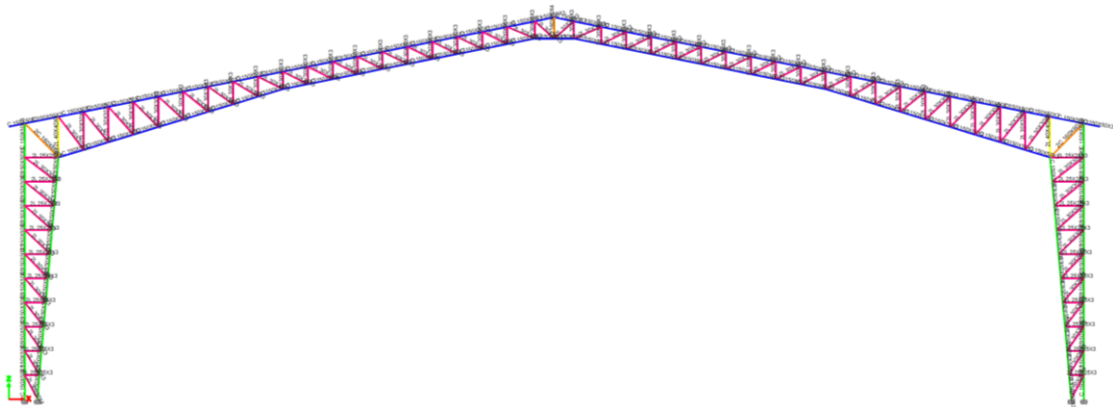
APÉNDICE A

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

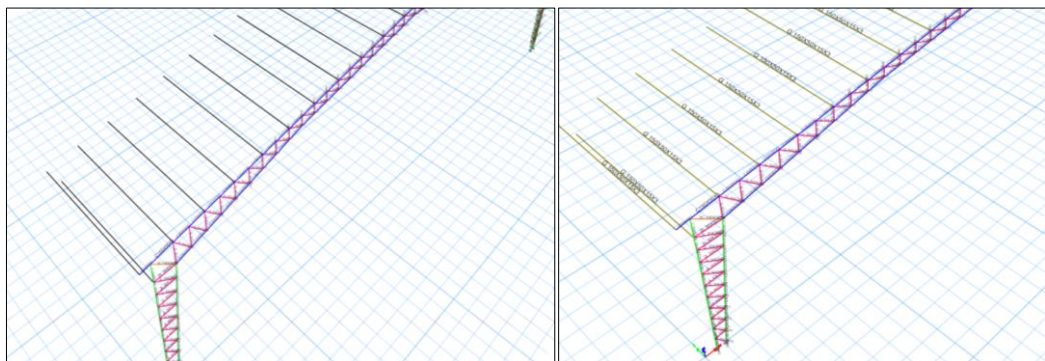
Modelado de la estructura con tipología estructural en celosía.

Etapa 1. Definición del modelo

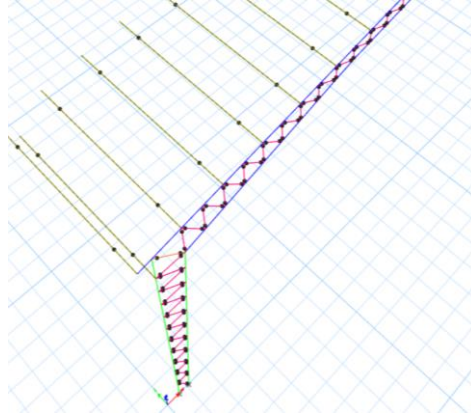
- Definición de unidades consistentes
- Definición de la grilla XY
- Definición de la grilla en Z
- Definición de los materiales
- Definición de las secciones iniciales
- Definición de la geometría de un pórtico



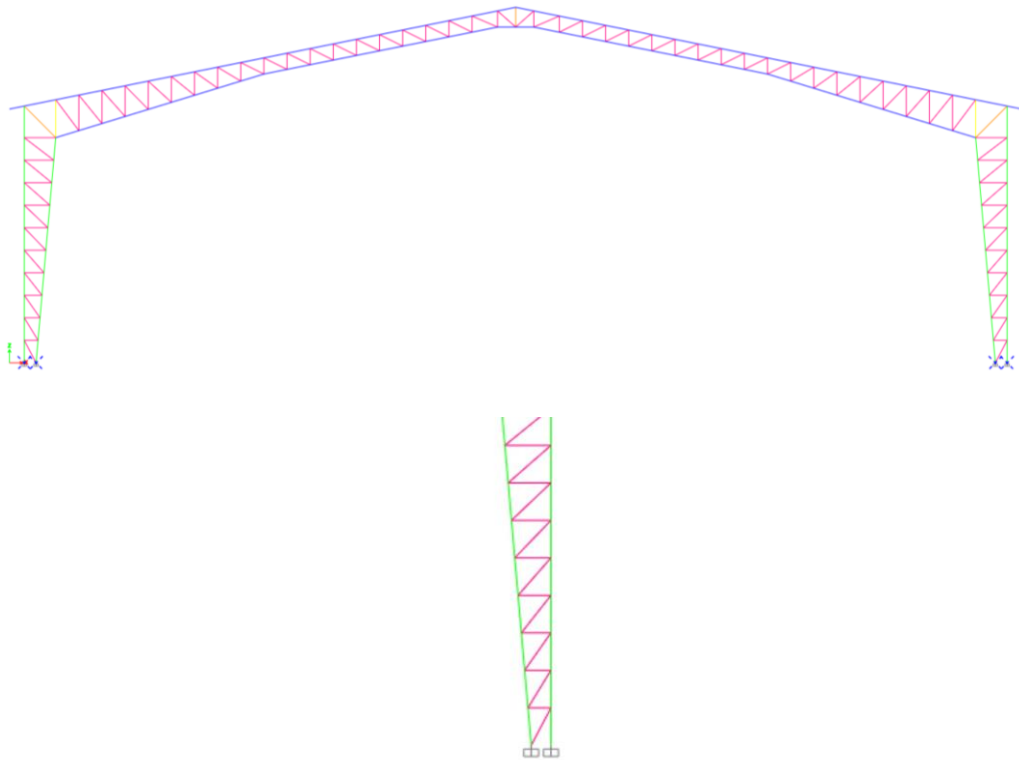
- Definición de las correas y vigas laterales



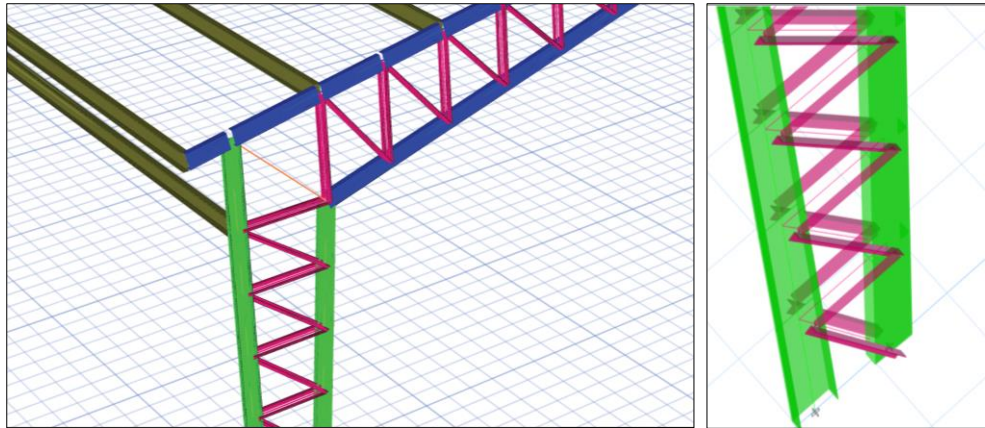
- Liberación de los momentos en las viguetas, diagonales y montantes



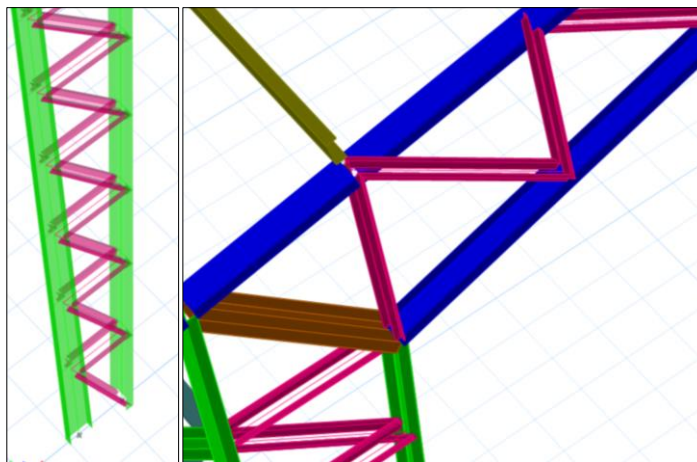
- Asignación de apoyos de la base de la estructura



- Comprobación de la posición de los elementos respecto a sus ejes locales, con ayuda de la vista extruida.



- Corrección de la posición de los elementos utilizando los ejes locales



- Definición de los patrones de carga

Con los datos de los parámetros establecidos en la Tabla 17, se define la función del espectro de diseño sísmico. Además, se comprueba que la curva definida sea igual a la establecida en la Figura 15.

Ingreso del coeficiente de cortante basal en los patrones de carga sísmicos.

Los patrones de carga se definen en función del tipo de carga. Estos se definen en el software en función de la tabla presentada a continuación:

TIPO DE CARGA	PATRÓN DE CARGA
Carga Viva	Viva
Carga Muerta	Peso Propio
Sobrecarga Muerta	Súper Muerta

Carga sísmica en x	Sx
Carga sísmica en y	Sy
Carga de viento	Viento

- Configuración de los casos de carga

Un caso de carga es una combinación específica del patrón de carga, en donde, se considera si la carga responde a cargas lineales, no lineales, de espectro respuesta, entre otros.

En este sentido, para todos los patrones de carga definidos, exceptuando los patrones de carga sísmica, se consideran caso de carga lineal y para los patrones Sx y Sy se definen obedeciendo a la función de espectro de respuesta definido y al los ejes globales de la estructura.

- Definición de las combinaciones de carga

En el presente proyecto se definen y se utilizan las siguientes combinaciones de carga para el diseño en el software:

$$\text{Combinación de servicio} = D + L$$

$$\text{Combinación 1} = 1.4D$$

$$\text{Combinación 2} = 1.2D + 1.6L$$

$$\text{Combinación 3} = 1.2D + L + W$$

$$\text{Combinación 4} = 1.2D + L - W$$

$$\text{Combinación 5} = 0.9D + W$$

$$\text{Combinación 6} = 0.9D - W$$

$$\text{Combinación 7} = 0.9D + Sx$$

$$\text{Combinación 8} = 0.9D - Sx$$

$$\text{Combinación 9} = 0.9D + Sy$$

$$\text{Combinación 10} = 0.9D - Sy$$

$$\text{Combinación 11} = 1.2D + L + Sx$$

Combinación 12 = $1.2D + L - S_x$

Combinación 13 = $1.2D + L + S_y$

Combinación 14 = $1.2D + L - S_y$

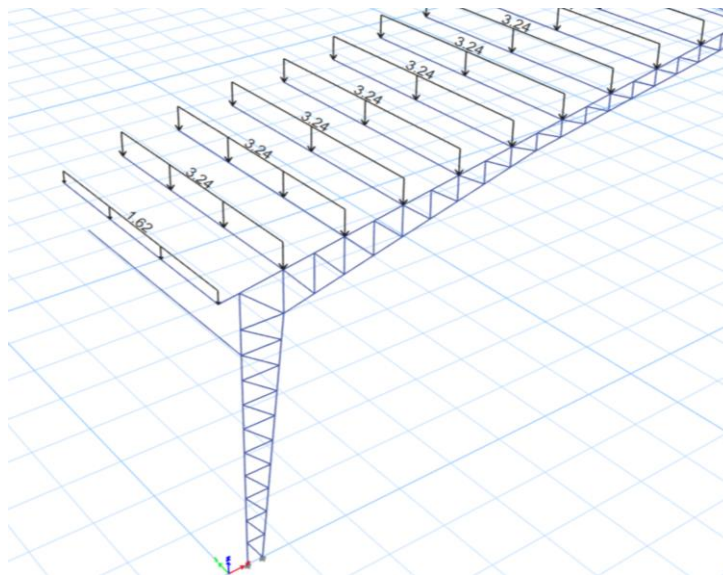
Además, se utiliza la envolvente de todas las combinaciones.

- Asignación de las cargas en los elementos

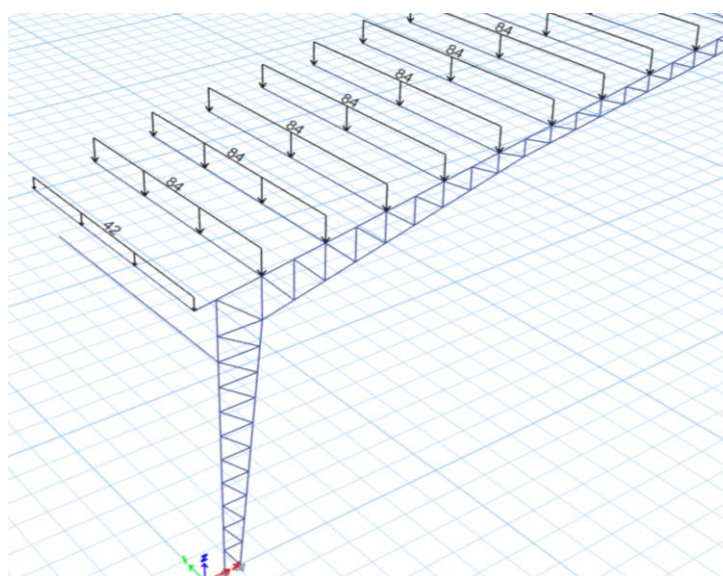
La asignación de carga en los elementos se realiza obedeciendo a lo establecido en la

Tabla 18. Teniéndose así:

Para carga Súper Muerta

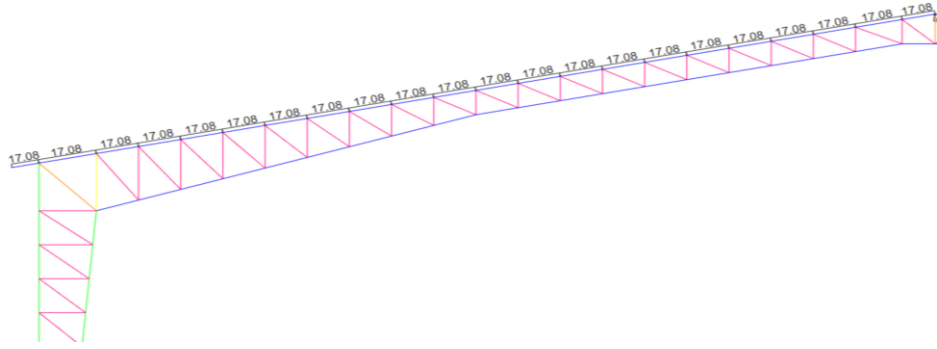


Para carga Viva

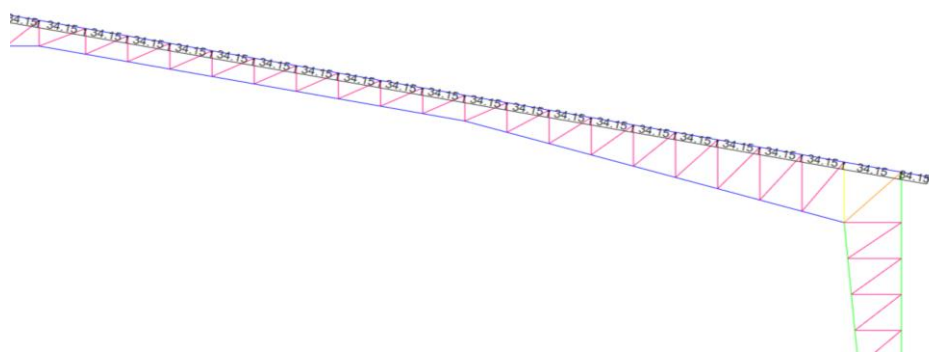


➤ Carga de Viento

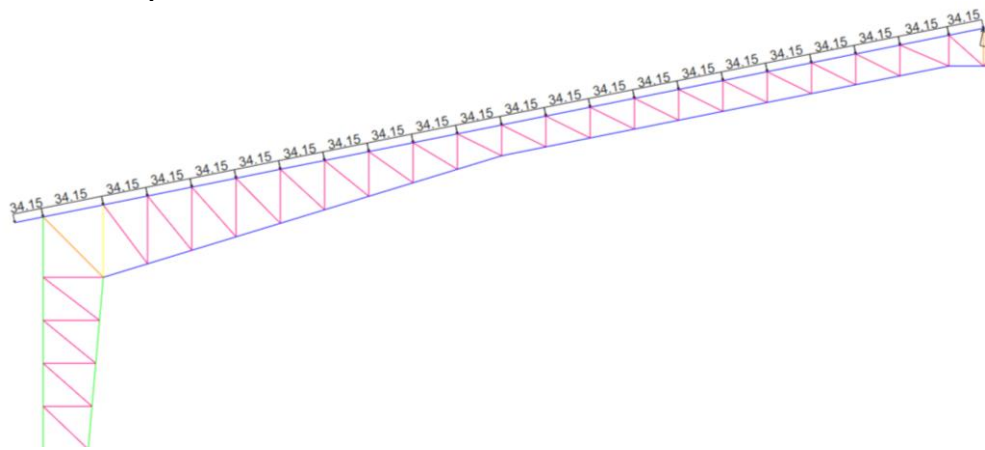
Para pórtico externo a barlovento



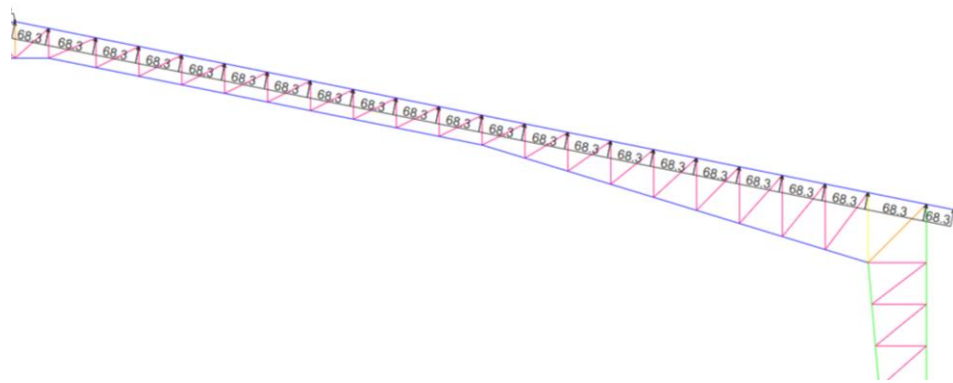
Para pórtico externo a sotavento



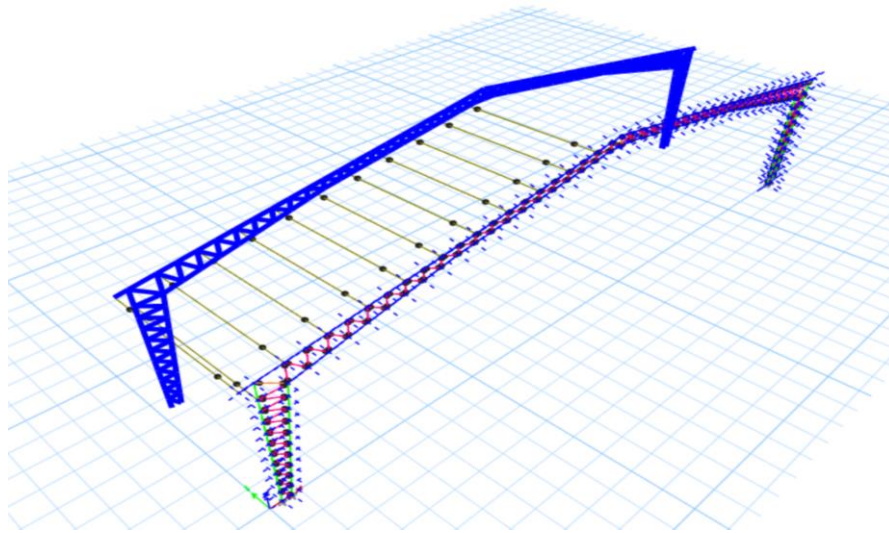
Para pórtico interno a barlovento



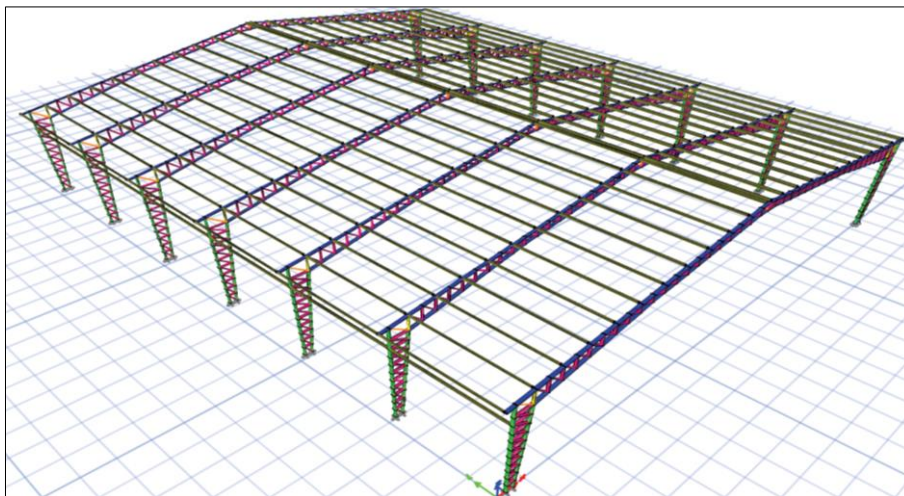
Para pórtico interno a sotavento



- Planteados los dos pórticos, se utiliza la herramienta “replicate” y se replica los elementos en función de las condiciones iniciales y hasta definir la estructura considerada



- Estructura definida en el software



- Configuración de las preferencias de diseño

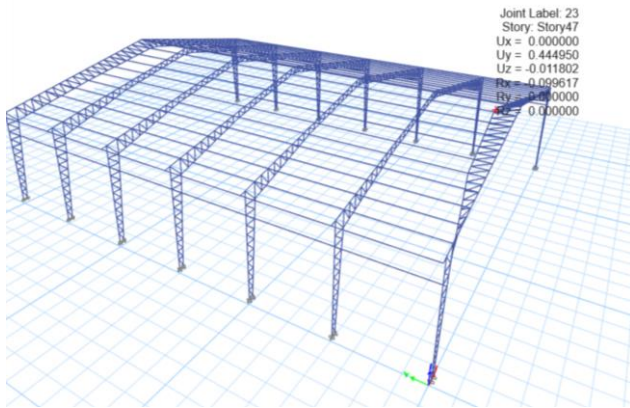
En este paso, se definen parámetros como: normativa de diseño, método, tipo de estructura, código de diseño sísmico, entre otros.

- Selección de las combinaciones de carga consideradas para el análisis

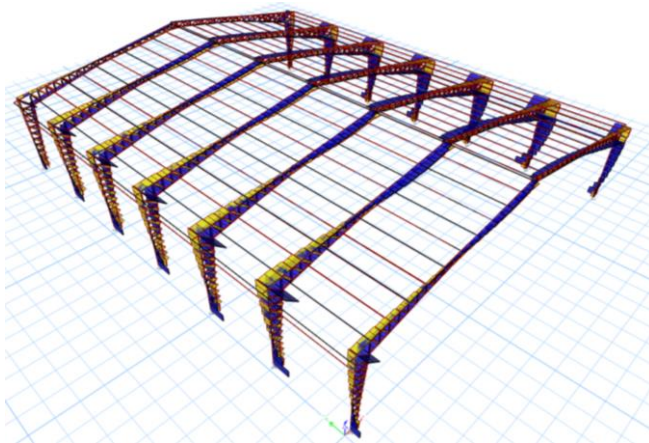
Se seleccionan las 14 combinaciones de carga definidas anteriormente para el análisis y diseño de los modelos estructurales.

Etapa 2. Diseño

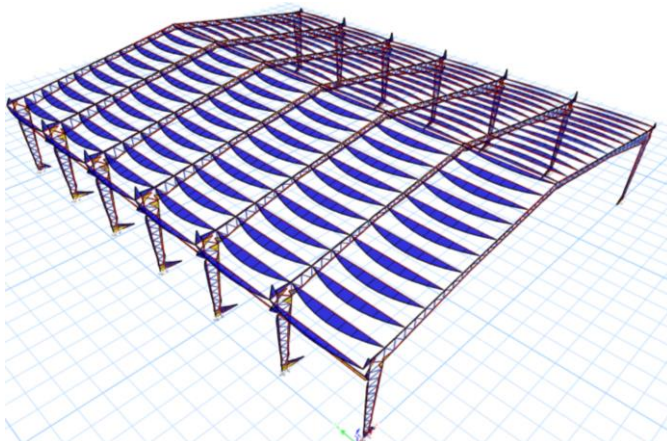
- Corrida de análisis
- Análisis de los resultados
 - Deformada de la estructura para la combinación “ENVOLVENTE”



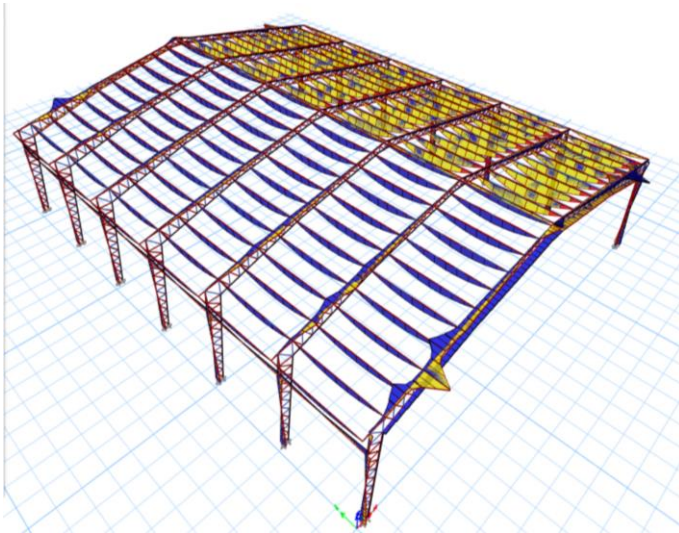
- Diagrama de fuerza axial para la combinación “ENVOLVENTE”



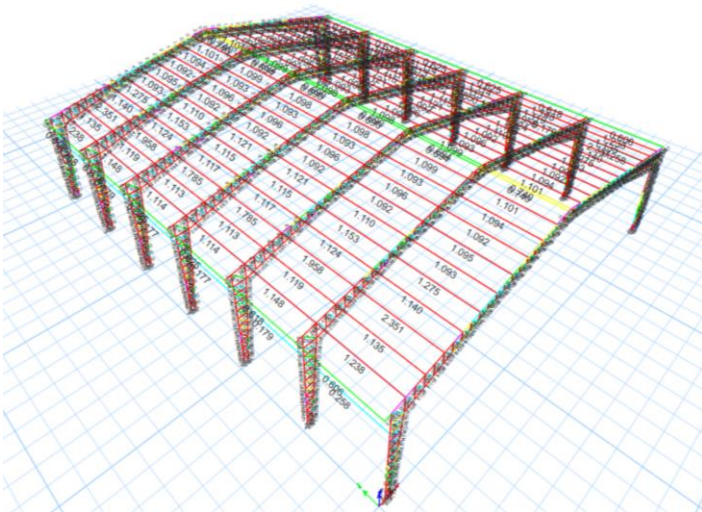
- Diagrama de momento 2-2 para la combinación “ENVOLVENTE”



- Diagrama de momento 3-3 para la combinación “ENVOLVENTE”



- Valores de los Ratios Demanda/Capacidad (DCR) de los elementos estructurales

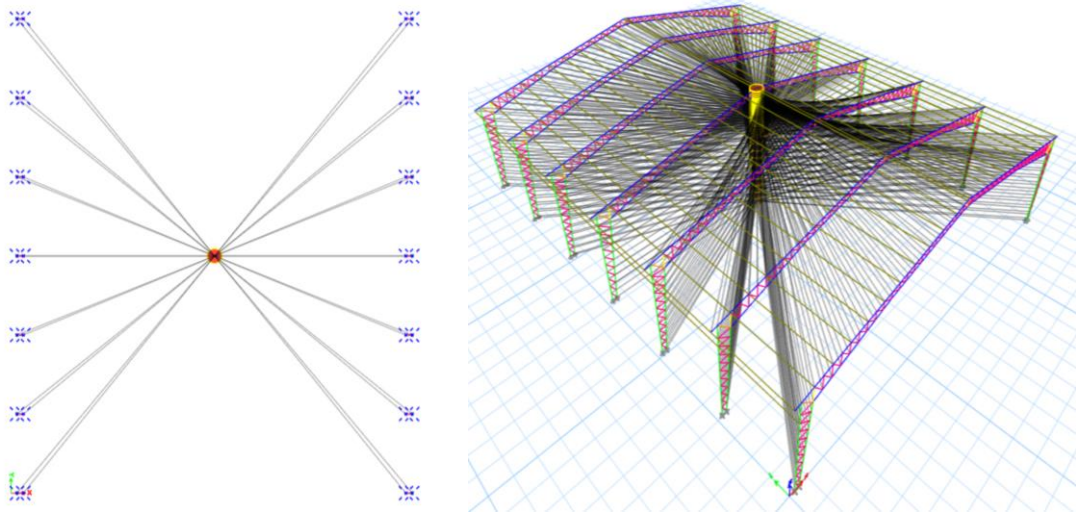


- Rediseño

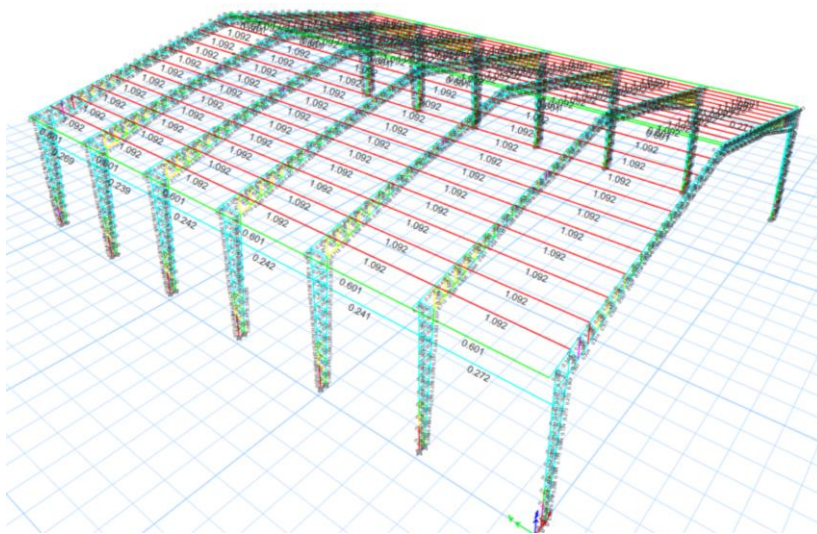
En la Figura de la deformada obtenida, se visualiza que los nodos sufren notables desplazamientos y estos alcanzan límites de deformación altos. Específicamente, para el nodo de la cumbre se registra un desplazamiento igual a 0.44 metros.

En solución a lo anterior, se asigna diafragmas rígidos a cada uno de los nodos. Estos diafragmas permiten mayor conectividad entre nodos del sistema de planta y garantizando así un movimiento uniforme de la planta al momento de accionar el sismo.

Se define un diafragma para cada altura z y se asigna a los nodos de acuerdo con lo indicado en las figuras presentada a continuación:

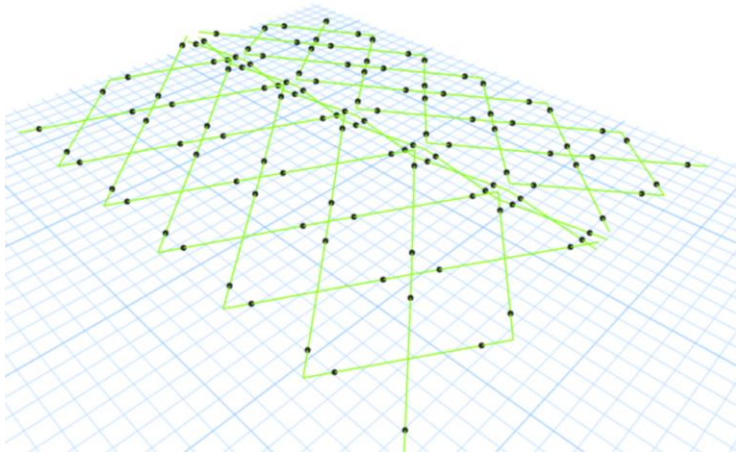


La aplicación de los diafragmas resulta favorable pues presenta considerables reducciones en los valores de los factores D/C. Vea la Figura.

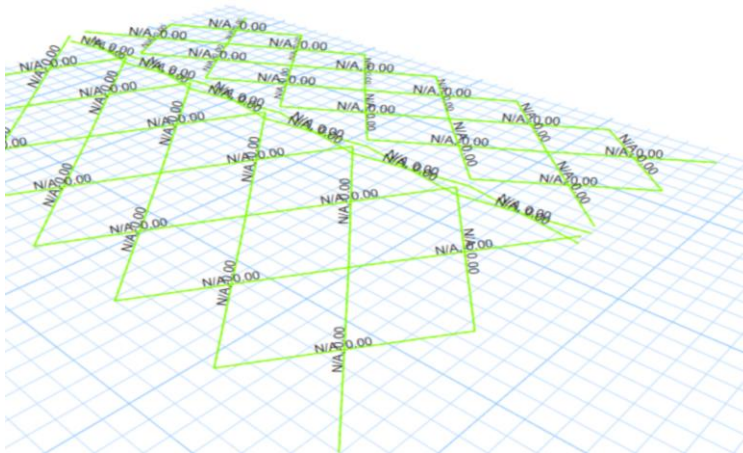


También, se asignan tensores entre los pórticos. Estos son elementos tipo barra que resisten únicamente cargas de tensión. Generalmente, consisten en varillas de acero de 8 y 10 milímetros de diámetro.

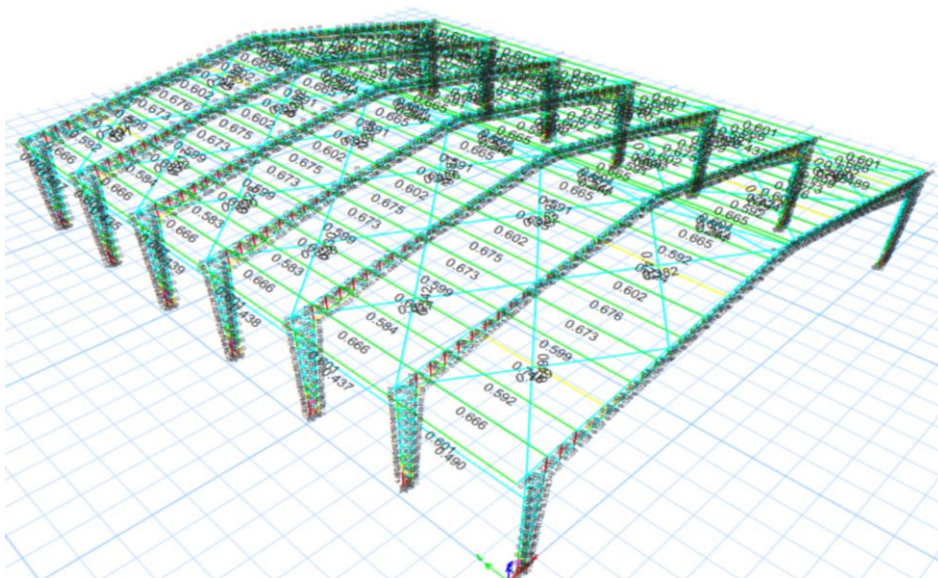
Inicialmente se define el material y la sección correspondiente del tensor. Seguidamente, los tensores se ingresan como elementos “pinned”, es decir, que no trabaja a momento. Vea la Figura.



Además, se ingresa la condición de que no resistan cargas de compresión. Vea la Figura.



Se ejecuta nuevamente el análisis y se obtienen los valores de los factores de los DCR ilustrados en la Figura.

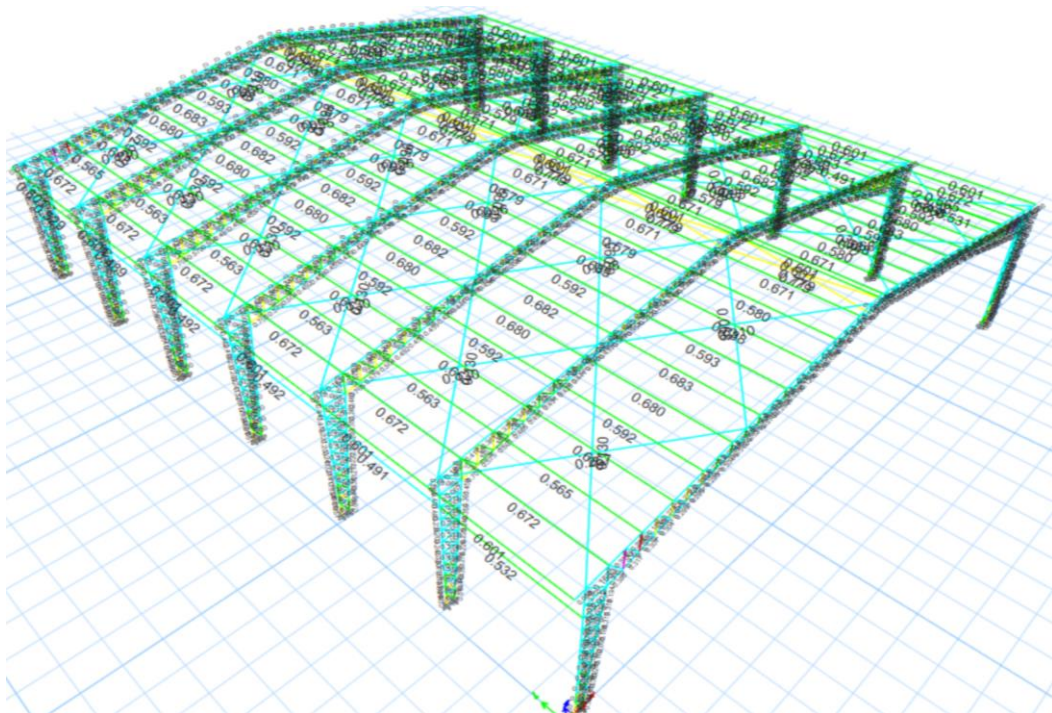


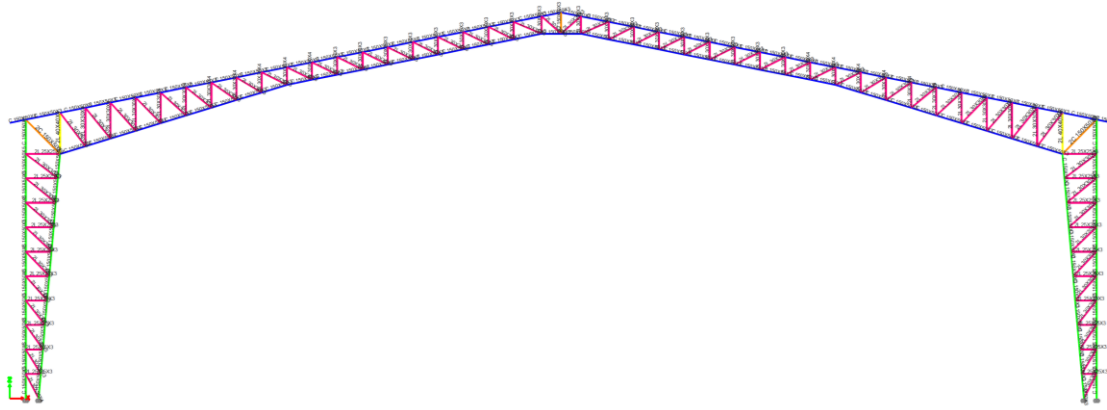
El aporte de los tensores al desempeño estructural de las viguetas es evidente, puesto que, antes de la aplicación de los tensores, la vigueta más crítica presentó $DCR = 1.092$. Sin embargo, al trabajar juntamente con los tensores presenta $DCR = 0.745$, es decir, una reducción del 34.7 %.

A pesar de las mejoras proporcionadas por los diafragmas y los tensores, todavía se registran elementos con valores de DCR superiores al 100%. Para estos elementos, se lleva a cabo un proceso iterativo utilizando los catálogos presentados en el Anexo1. Durante estas iteraciones, se ajustan las dimensiones de la sección de los elementos en falla hasta obtener una sección óptima que cumpla con el rango permitido de DCR.

Detallar el proceso de iteraciones descrito en el párrafo anterior resulta una tarea tediosa e innecesaria. Por lo tanto, en la Figura se presentan los resultados obtenidos al finalizar dicho procedimiento.

La Figura detalla la sección correspondiente de cada elemento. Es importante mencionar que la selección de las secciones se ha realizado de tal manera que la simetría del pórtico se conserve.





- Control de derivas máximas

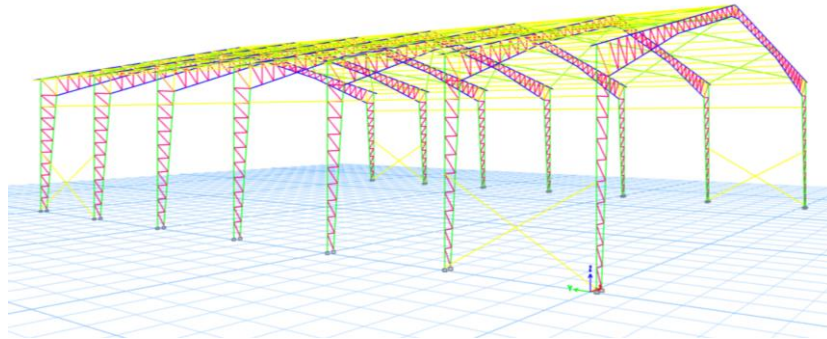
Se extraen los desplazamientos máximos para los centros de masa considerando los diafragmas rígidos. Se extraen los datos correspondientes a las alturas 0, 6.5 y 9 metros. Dichos valores se utilizan para realizar el cálculo respectivo de las derivas inelásticas aplicando las ecuaciones mencionadas en la sección 2.5.5. Además, en la Tabla presentada a continuación, se evidencia que la deriva en el eje y supera el 2 % permitido por la NEC.

CONTROL DE DERIVAS PERMISIBLES

DERIVAS EN EJE y								
Story	Case	U _y (cm)	H (cm)	D. elastica	R	D. inelastica	D. permisible	Condición
Story2	Sy	6.650	250	0.001	3	0.30%	2%	OK
Story1	Sy	6.283	650	0.010	3	2.20%	2%	No cumple
Base	Sy	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	OK
DERIVAS EN EJE x								
Story	Case	U _x (cm)	H (cm)	D. elastica	R	D. inelastica	D. permisible	Condición
Story2	Sx	1.844	250	0.000	3	0.10%	2%	OK
Story1	Sx	1.954	650	0.003	3	0.70%	2%	OK
Base	Sx	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	OK

Como medida de corrección, se agregan arriostramientos laterales entre los pórticos, pues esto permite proporcionar mayor rigidez a la estructura. Para este propósito, se utilizan

perfiles de sección tubular cuadrada. La configuración de estos elementos en la estructura se especifica en la Figura.



Se extraen los nuevos valores obtenidos para los desplazamientos y se comprueba que las derivas de piso cumplen. Vea la Tabla.

CONTROL DE DERIVAS PERMISIBLES								
DERIVAS EN EJE y								
Story	Caso	Uy (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sy	4.833	250	0.003	3	0.60%	2%	<i>OK</i>
Story1	Sy	4.130	650	0.006	3	1.40%	2%	<i>OK</i>
Base	Sy	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	<i>OK</i>
DERIVAS EN EJE x								
Story	Caso	Ux (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sx	1.833	250	0.000	3	0.10%	2%	<i>OK</i>
Story1	Sx	1.943	650	0.003	3	0.70%	2%	<i>OK</i>
Base	Sx	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	<i>OK</i>

-
- Control de los periodos de vibración

El límite permisible está dado en la ecuación (80) y se presenta nuevamente en este apartado.

$$T_c = 0.55(1.25) \left(\frac{1.7}{1.4} \right)$$

$$T_c = 0.845 \text{ s} \tag{80}$$

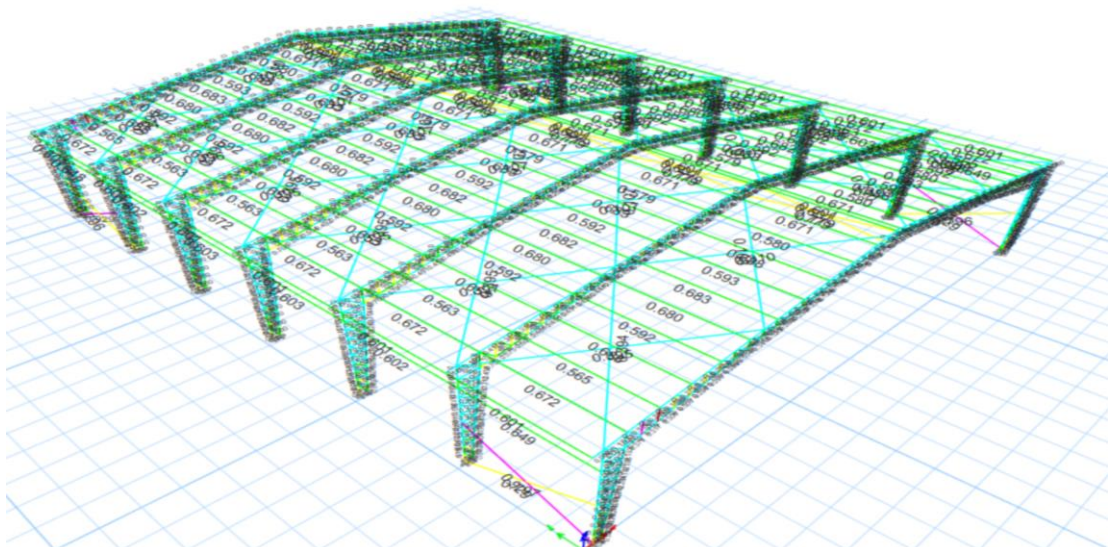
Como se visualiza en la Tabla, los periodos de vibración se encuentran por debajo del límite permisible. Esto se debe a que, al agregar los arriostramientos laterales, estos permiten que haya un mayor porcentaje de participación de masa durante el evento sísmico.

Como resultado, se obtiene la reducción del periodo de vibración para los diferentes modos de vibración.

CONTROL PERIODOS DE VIBRACIÓN

Caso	Modo	Periodo	Masa de participación eje x	Masa de participación eje y
Modal	1	0.810	0	0.9259
Modal	2	0.525	0.9697	0.9259
Modal	3	0.458	0.9697	0.9394
Modal	4	0.321	0.9697	0.9394
Modal	5	0.153	0.9697	0.9431
Modal	6	0.094	0.9697	0.9437
Modal	7	0.088	0.9697	0.9439
Modal	8	0.082	0.9697	0.9442
Modal	9	0.064	0.9697	0.9442
Modal	10	0.058	0.9697	0.9515
Modal	11	0.046	0.9697	0.9517
Modal	12	0.039	0.9697	0.9543

- Diagramas y valores de DCR finales



- Peso total de acero requerido para la estructura

$$\text{Peso estructura de cercha} = 10249.18 \text{ kg} \quad (101)$$

Modelado de la estructura con tipología estructural de marcos de sección variable

Etapa 1. Definición del modelo

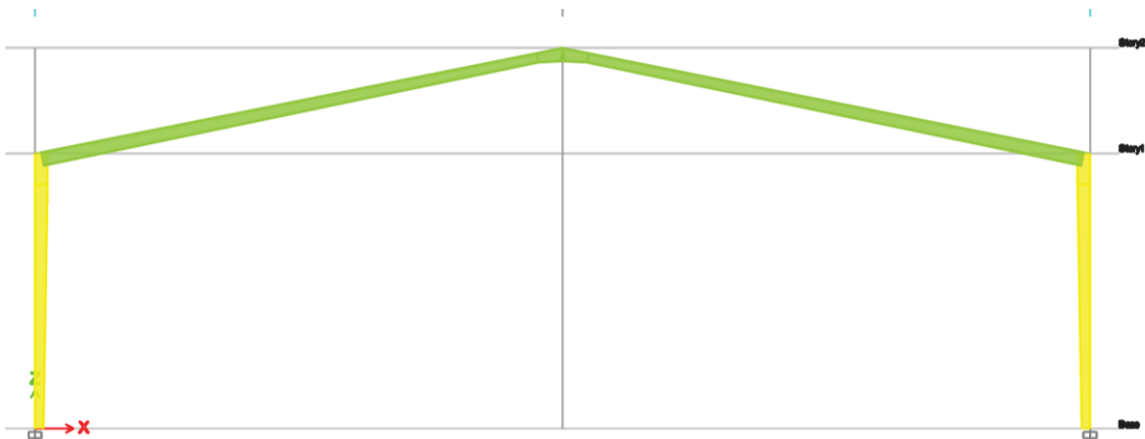
Debido a que las estructuras poseen las mismas sollicitaciones, se utiliza como plantilla el archivo del modelo anterior, esto optimiza el tiempo de modelado de la estructura puesto que, las sollicitaciones de la estructura son las mismas. En este sentido, se detalla únicamente la definición del pórtico con las secciones variables.

- Definición de las secciones transversales iniciales que comprenden el elemento de sección variable.

- Definición del elemento de sección variable

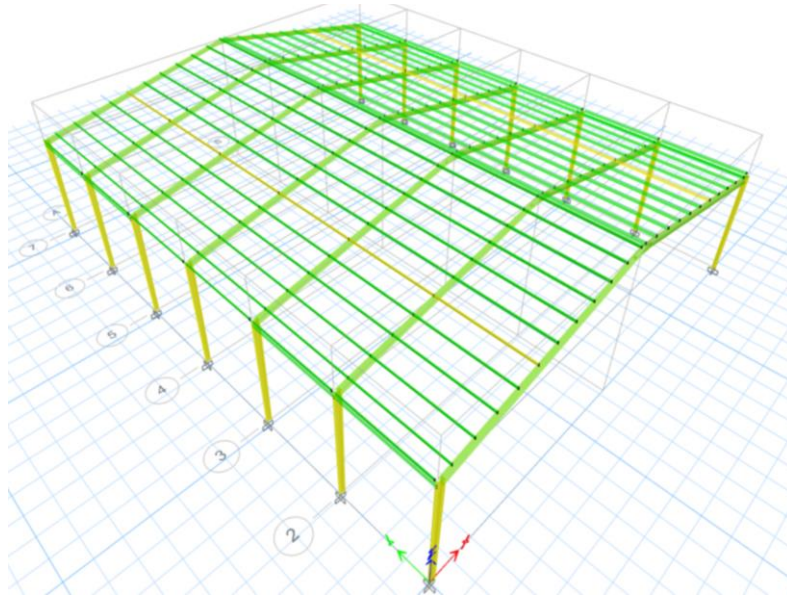
Se define el elemento como un elemento no prismático.

- Definición de la geometría del pórtico



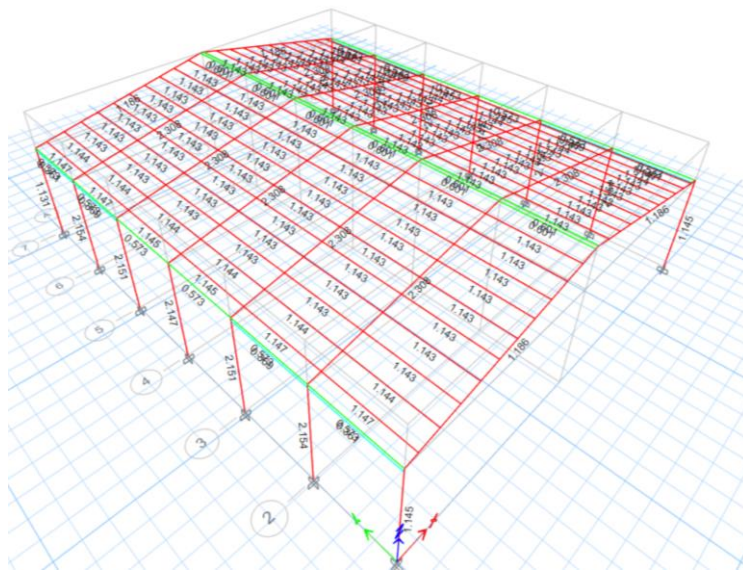
- La asignación de las cargas correspondientes en los elementos se realiza de manera idéntica al procedimiento utilizado en la cercha, por lo que, detallar dicho proceso resultara redundante e innecesario

- Modelo Definido

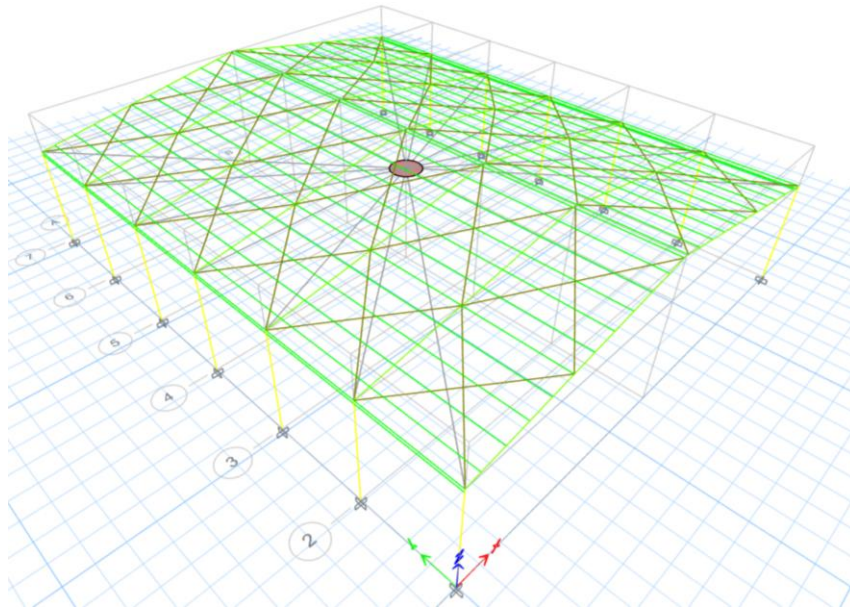


Etapa 2. Diseño

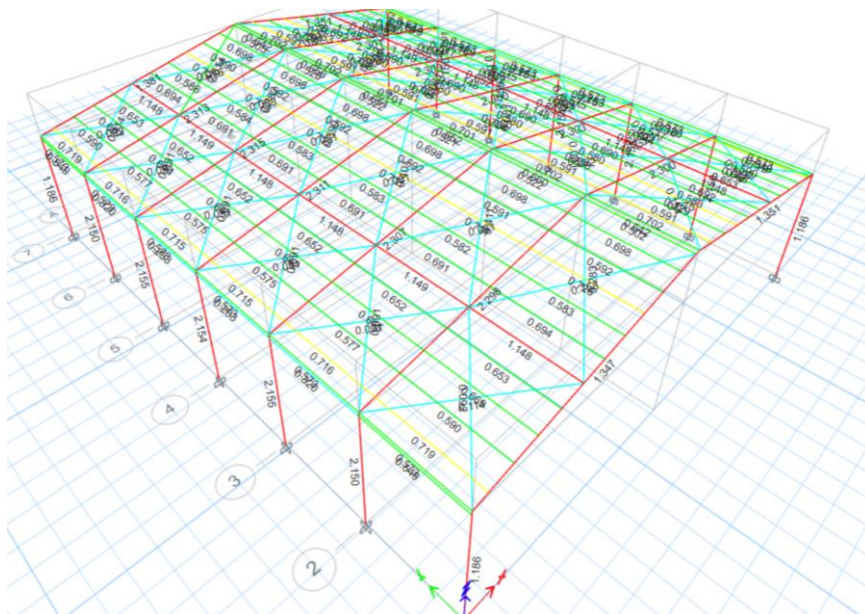
- Análisis de los resultados
 - DCR obtenidos al finalizar la simulación



- Para mejorar el diseño, de la misma manera que en el modelo anterior se aplican los tensores entre pórticos y se definen los diafragmas rígidos en los nodos de unión entre la viga y columna.

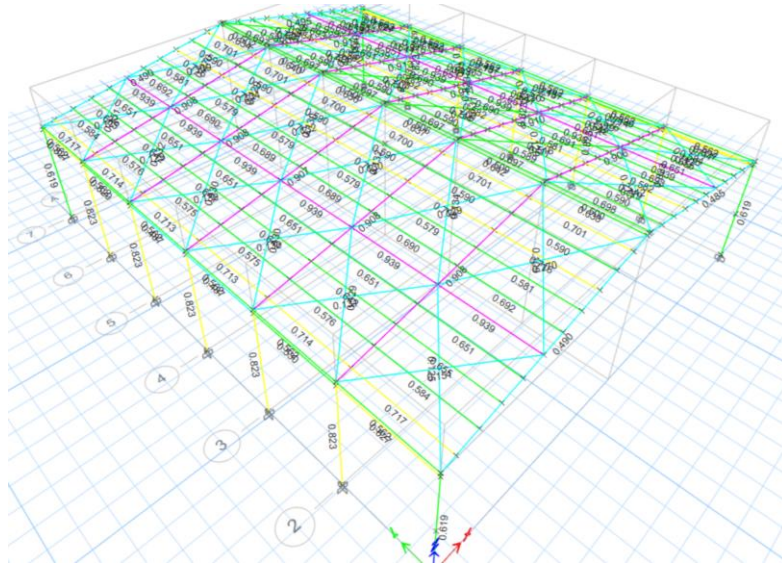


➤ Nuevos resultados



Se comprueba que existen mejoras, pero todavía hay elementos que no cumplen los requisitos de diseño. Estos elementos en falla se optimizan utilizando un proceso iterativo. Durante estas iteraciones, se varían las dimensiones de la sección de los elementos en falla hasta obtener una sección óptima que cumpla con el rango permitido de DCR.

La Figura presenta los valores de DCR finalizada la optimización de los elementos.



- Control de derivas inelásticas

El procedimiento es el mismo considerado para el control de derivas de la estructura tipo cercha. Por lo tanto, las derivas correspondientes son presentadas a continuación en la Tabla.

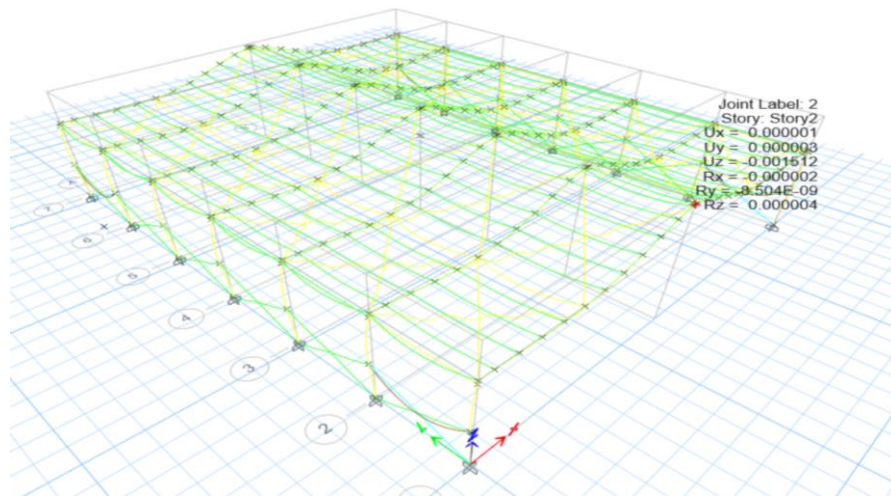
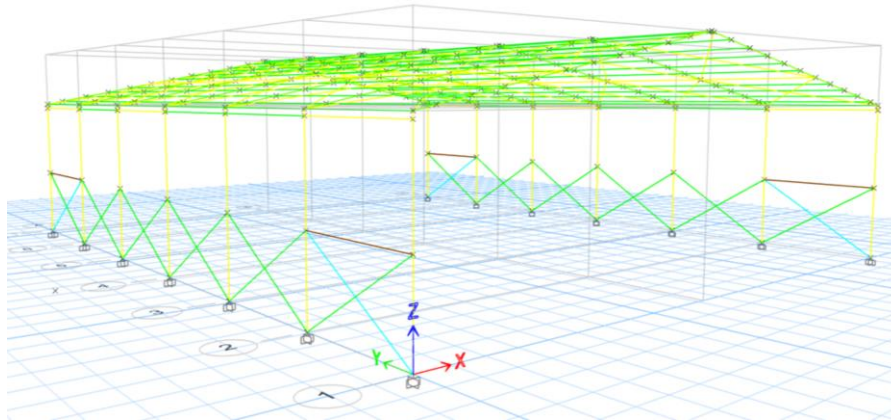
**CONTROL DE DERIVAS PERMISIBLES
DERIVAS EN EJE y**

Story	Case	Uy (cm)	H (cm)	D. elastica	R	D. inelastica	D. permisible	Condición
Story2	Sy	7.250	250	0.002	3	0.30%	2%	<i>OK</i>
Story1	Sy	6.865	650	0.011	3	2.40%	2%	<i>No cumple</i>
Base	Sy	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	<i>OK</i>

DERIVAS EN EJE x

Story	Case	Ux (cm)	H (cm)	D. elastica	R	D. inelastica	D. permisible	Condición
Story2	Sx	4.318	250	0.001	3	0.30%	2%	<i>OK</i>
Story1	Sx	4.022	650	0.006	3	1.40%	2%	<i>OK</i>
Base	Sx	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	<i>OK</i>

En este modelo, para los arriostramientos se utilizan perfiles de sección tubular cuadrada y ángulos simples. La configuración de estos elementos en la estructura se especifica en la Figura.



Se extraen los nuevos valores obtenidos para los desplazamientos y se comprueba que las derivas de piso cumplen. Vea la Tabla.

CONTROL DE DERIVAS PERMISIBLES

DERIVAS EN EJE y

Story	Case	Uy (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sy	5.335	250	0.003	3	0.70%	2%	OK
Story1	Sy	4.505	650	0.007	3	1.60%	2%	OK
Base	Sy	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	OK

DERIVAS EN EJE x

Story	Case	Ux (cm)	H (cm)	D. elástica	R	D. inelástica	D. permisible	Condición
Story2	Sx	4.374	250	0.001	3	0.30%	2%	OK
Story1	Sx	4.075	650	0.006	3	1.40%	2%	OK
Base	Sx	0.000	0	0.000	3	0.00%	2%	OK

- Control de los periodos de vibración

Los periodos presentados en la Tabla corresponden a la estructura sin los arriostramientos laterales, en donde se observa que para el modo 1 el periodo es superior al establecido en (80)

Se observa en la Tabla, los periodos de vibración satisfacen el límite permisible. Vea la Tabla.

CONTROL PERIODOS DE VIBRACIÓN				
Caso	Modo	Periodo	Masa de participación eje x	Masa de participación eje y
Modal	1	0.841	0	0.9892
Modal	2	0.753	1	0.9892
Modal	3	0.624	1	0.9901
Modal	4	0.242	1	1
Modal	5	0.082	1	1
Modal	6	0.049	1	1
Modal	7	0.037	1	1
Modal	8	0.032	1	1
Modal	9	0.030	1	1
Modal	10	0.029	1	1
Modal	11	0.026	1	1
Modal	12	0.026	1	1

- Peso total de acero requerido de la estructura

$$\text{Peso estructura de estructura Sec. Var} = 15848.09 \text{ kg} \quad (102)$$

Selección de la mejor alternativa

A continuación, se presenta la tabla de comparación utilizada para la selección de la mejor alternativa.

TABLA DE COMPARACIÓN			
Indicador	Unidad	Estructura de cercha	Estructura de sección variable

Peso acero	kg	10249.18	15848.09
Deriva máxima X	%	0.7	1.4
Deriva máxima Y	%	1.4	1.6
Periodo máximo	s	0.81	0.841

Se selecciona la estructura de cercha como mejor alternativa, debido a las razones siguientes:

- Requiere 5598.91 kg menos de acero, es decir, es 54.63% más ligera.
- Presenta porcentajes de derivas menores en ambos sentidos del sismo.
- Menor periodo para el mismo modo de vibración crítico.
- Requiere menor cantidad de arriostramientos.
- Facilidad de construcción de los pórticos.

APÉNDICE B

OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO

Extracción de la muestra de suelo

Se considera extraer una muestra inalterada de suelo de forma cúbica de 0.25x0.25 metros, a una profundidad de 1.50 metros. Dicho objetivo se alcanza realizando una calicata.

A continuación, se detalla el procedimiento seguido para la obtención de la muestra.

- Ubicación de la excavación

La Tabla presenta las coordenadas UTM del lugar seleccionado para la excavación.

Además, la Figura presenta la ubicación de la calicata en el mapa satelital.

Coordenadas de la ubicación de la calicata	
Norte	Este
9634775.00 m S	684845.00 m E



- Excavación

Se delimitan las medidas especificadas, y con ayuda de herramientas como barretas, palas y picos se inicia la excavación manual. Vea las Figuras.



Debido a que únicamente se considera el ensayo de corte directo para la determinación de los parámetros del suelo, no es necesaria la extracción de muestras de suelo a distintas profundidades, por lo tanto, la excavación se continúa hasta la profundidad de 1.25 metros. Vea las Figuras.



Una vez excavado el terreno hasta la profundidad de 1.25 metros, se marca las dimensiones de la muestra y se excava una profundidad de 0.25 metros más a los alrededores. Este procedimiento se debe realizar con mucha precaución pues es imprescindible conservar la naturalidad de la muestra. Vea la Figura.



- Extracción de la muestra

Para la extracción de la muestra, primero se cubre las superficies de la muestra con papel film, esto permite conservar la humedad natural del suelo y también ayuda a conservar la forma de la muestra cuando se corta la parte inferior de la misma.

Cortada la muestra se extrae la muestra y se sella totalmente la muestra. Vea las Figuras.



Finalmente, se identifica y traslada la muestra extraída al laboratorio.

Ensayo de Corte Directo

De la muestra de suelo, se extraen inalteradamente 5 especímenes y se realizan los ensayos de corte directo variando la carga normal para cada muestra. La Tabla presenta el número de ensayo y la carga normal correspondiente.

Ensayo	Carga Normal (kg)
Espécimen 1	2
Espécimen 2	4
Espécimen 3	6
Espécimen 4	6
Espécimen 5	8

A continuación se detalla el procedimiento seguido para la ejecución del ensayo de corte directo únicamente del espécimen 1, puesto que el procedimiento es el mismo para las demás muestras.

- Materiales y equipos utilizados



- Preparación del espécimen

Con ayuda de la espátula, se moldea una porción de la muestra de tamaño mínimamente mayor al del anillo para muestra. Con la caja para muestra se aplica una presión que no altere las condiciones naturales del suelo sobre la muestra hasta cubrir la totalidad de la cavidad de la caja. Se retira los excedentes con ayuda de una espátula hasta enrasar totalmente los extremos de la caja de muestra. Vea la Figura. Este procedimiento se debe realizar con tal precisión de no producir compactación en la muestra.



Además, con ayuda de una balanza se determina el peso de la caja con la muestra incluida. En este caso, el peso registrado es igual a 338.31 g.

- Armado de la caja de corte y colocación de la muestra dentro de la misma

Sobre una superficie plana se revisa que las superficies de las componentes de la caja estén libres de contaminantes que puedan generar fricción entre las mismas. Seguidamente, se arman las dos partes y se fijan con los tornillos alineadores. Vea la Figura.



La celda de corte, armada previamente, y la caja que contiene la muestra de suelo se colocan de manera alineada. Con ayuda del apisonador, se ejerce una leve presión sobre la muestra hasta que esta sea desplazada hacia la caja de corte. Luego, se retira la caja para muestra, se coloca la piedra porosa y la placa de acero. Finalmente, se coloca el pistón de carga. Vea la Figura.



- Colocación de la caja de corte en el equipo

Previamente, revisar que los pistones hidráulicos estén encerados. Cuidadosamente, se coloca la caja de corte en el equipo, se retiran los tornillos alineadores y se enceran los deformímetros. Vea la Figura.



- Calibración del equipo y aplicación de las cargas

La carga normal se aplica en este caso colocando una pesa de 2 kg en el brazo de carga. Por otro lado, la carga de cortante se aplica con los brazos hidráulicos. Con ayuda del técnico laboratorista se configura el equipo, otorgando valores de velocidad de corte, límite de desplazamiento al ser un ensayo de deformación controlada. Vea la Figura.



- Registro de deformaciones

Se ejecuta el ensayo y en el equipo se visualiza la curva Deformación Vs Carga cortante. Vea la Figura.

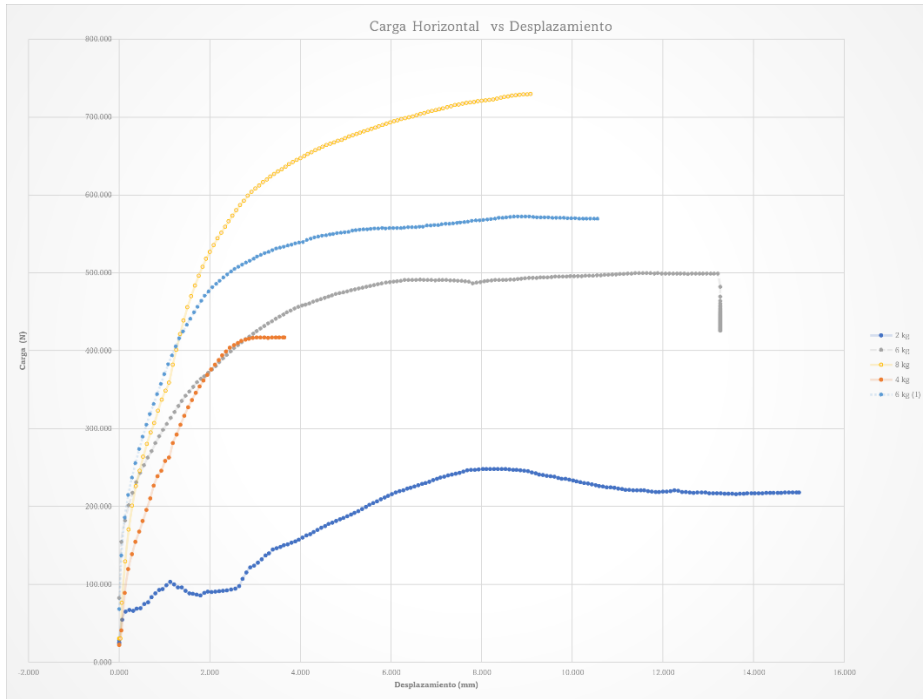


- Finalmente, se exportan los datos de las curvas en formato Excel para posterior procesamiento y análisis de la información.

Cálculo de los parámetros del suelo

Ángulo de fricción y cohesión

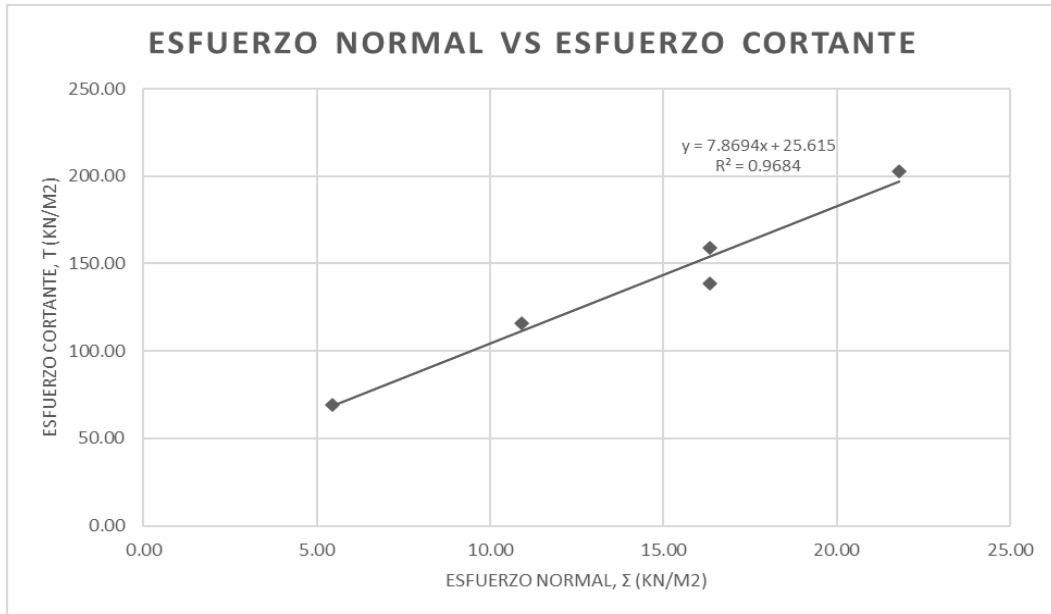
De la información exportada, se filtran los valores necesarios y se grafica la curva deformación vs carga cortante para cada uno de los cinco ensayos realizados. Vea la Figur.



Además, se extrae el valor de cortante pico o máximo de cada curva y se aplican las ecuaciones establecidas en la sección 2.9.1. A continuación se presentan los resultados de los cálculos realizados.

Ensayo	Carga Normal	Carga Normal	Carga Cortante	Esfuerzo normal	Esfuerzo Cortante
#	Kg	N	N	kN/m²	kN/m²
1	2	19.61	248.51	5.45	69.03
2	4	39.23	417.08	10.90	115.86
3	6	58.84	499.81	16.34	138.84
4	6	58.84	572.48	16.34	159.02
5	8	78.45	729.67	21.79	202.69

Se grafica la curva Esfuerzo normal vs Esfuerzo cortante, y con ayuda de las herramientas de los gráficos en Excel se proyecta la línea de tendencia lineal. Vea la Figura.



De la ecuación de la línea de tendencia se tiene:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

$$c = 25.615 \frac{kN}{m^2} = 2.612 \frac{ton}{m^2}$$

$$\tau_f = 25.615 + 7.8694 * \sigma$$

$$\tan \varphi = 7.8694$$

$$\varphi = (\text{atan}(7.8694)) * \frac{180}{\pi}$$

$$\varphi = 29.045 \text{ grados} \quad (103)$$

$$c = 2.612 \frac{ton}{m^2} \quad (104)$$

Peso unitario

En el apartado anterior se determinó el peso total de la caja con la muestra incluida para cada uno de los ensayos.

Si se conoce que la caja para muestra pesa 205.75 g y sus dimensiones son 60 mm de ancho, 60 mm de largo y 25 mm de altura, entonces el volumen de muestra ensayado es igual a 90000 mm³ y su peso responde al resultado de restar el peso de la caja del peso total medido. Por otro lado, si se sabe que el peso unitario es la relación de peso sobre volumen. En este sentido, la tabla indica los resultados obtenidos de los cálculos antes indicados.

Ensayo	Peso Total	Peso caja	Peso muestra	Volumen	Peso unitario	Peso unitario
#	g	g	g	mm3	g/mm3	ton/m3
1	338.31	205.75	132.56	90000.00	0.00147	1.62
2	340.19	205.75	134.44	90000.00	0.00149	1.65
3	339.06	205.75	133.31	90000.00	0.00148	1.63
4	338.78	205.75	133.03	90000.00	0.00148	1.63
5	340.7	205.75	134.95	90000.00	0.00150	1.65
promedio	339.41	205.75	133.66	90000.00	0.001485	1.64

Por lo tanto,

$$\gamma_{suelo} = 1.64 \frac{ton}{m^3} \quad (105)$$

ANEXO 6

PLANOS