



POSGRADOS

MAESTRÍA EN

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

RPC-SO-24-NO.540-2020

OPCIÓN DE TITULACIÓN:

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

TEMA:

DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON
PUENTE GRÚA MODULAR DE 10
TONELADAS Y VANO DE 18 METROS
FABRICADA EN ACERO ESTRUCTURAL
APLICANDO LA NORMATIVA AISC.

AUTOR

JUAN FRANCISCO MAYORGA SOSA

DIRECTOR:

JOSÉ DOMINGO ALVIAR MALABET

QUITO – ECUADOR

2023

Autor:**Juan Francisco Mayorga Sosa**

Ingeniero Mecánico

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

jmayorga@est.ups.edu.ec

Dirigido por:**José Domingo Alviar Malabet.**

Doctor en Ingeniería Estructural

Magíster en Ingeniería Civil

Ingeniero Civil

jalviar@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

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

DERECHOS RESERVADOS

2023 © Universidad Politécnica Salesiana.

QUITO– ECUADOR – SUDAMÉRICA

JUAN FRANCISCO MAYORGA SOSA

DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA MODULAR DE 10 TONELADAS Y VANO DE 18 METROS FABRICADA EN ACERO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMATIVA AISC

DEDICATORIA

A Dios, a la Virgen María, a Don Bosco por ser esenciales en este gran paso, por darme vida y fuerzas en los malos momentos que he tenido. Sin olvidar a mi mamá Cristina, a mi abuelita Tita, ya que han sido una ayuda única en todo este camino aún por recorrer. A mi hermano Eduardo, ya que, sin su ayuda, con su silencio, en los malos momentos, no hubiese sido capaz de alzar la cabeza; y a mi otro hermano Julián (+) por haber sido mi gran empuje, dándome un ejemplo de lucha, perseverancia para lograr los objetivos que se debe de cumplir en la vida: ser honesto y leal.

AGRADECIMIENTO

A todas las personas que han estado presentes en todo este tiempo y seguirán estando, por acompañarme en mi crecimiento y conocimiento diario de mis valores, virtudes y debilidades.

A la Universidad Politécnica Salesiana, a los catedráticos por haberme inculcado buenos valores y transmitido sus conocimientos, ya que con ellos seré una persona exitosa y ética, tanto humana como profesionalmente. Al ingeniero José Alviar por haberme guiado y compartido sus conocimientos e ideas para la elaboración y culminación de este proyecto.

Tabla de Contenido

Resumen	12
Abstract	12
1. Introducción	14
2. Determinación del Problema	14
2.1 Justificación	14
2.2 Objetivos.....	14
2.2.1 Objetivo General.....	14
2.2.2 Objetivos específicos	15
3. Marco teórico referencial	16
3.1 Puente grúa.....	16
3.1.1 Partes de un puente grúa.....	16
3.1.2 Tipologías de grúas puentes	17
3.2 Nave industrial	18
3.2.1 Partes de una nave	18
3.3 Armadura	19
3.3.1 Tipos de armaduras	20
3.4 Tipos de cargas.....	20
3.4.1. Cargas muertas	20
3.4.2 Cargas vivas	21
3.4.3 Cargas ambientales	21
3.5 Normativa de diseño	23
3.5.1 Código de práctica ecuatoriana	24
3.5.2. Norma AISC.....	24
4. Materiales y metodología.....	25
4.1. Preferencias de relaciones técnicas	25
4.1.1. Aspectos generales.....	25
4.1.2. Especificaciones técnicas	26
4.2. Elección de opciones y análisis	27

4.2.1 Estructura modular y eficaz para el diseño	27
4.2.2. Matriz morfológica	28
4.2.3. Evaluación de soluciones	31
4.2.4. Solución virtual	34
4.3. Diseño mecánico	35
4.3.1. Diseño del grúa puente.....	35
4.3.2. Diseño de la nave.....	66
4.3.3. Selección de correas.....	81
4.3.4. Diseño de pernos de anclaje	82
4.4 Simulación	85
4.5 Deformaciones	94
4.6 Validación de los perfiles.....	95
4.7 Planos	96
5. Conclusiones y recomendaciones	98
5.1 Conclusiones	98
5.2 Recomendaciones.....	99
Referencias	100

Lista de Figuras

Figura 1. Partes de un puente grúa. Fuente: [3].....	16
Figura 2. Puente grúa monorriel. Fuente: [4]	17
Figura 3. Puente grúa birriel. Fuente: [4].....	18
Figura 4. Partes de una nave industrial. Fuente: [5].....	19
Figura 5. Tipos de armadura. Fuente: [6].....	20
Figura 6. Acción de carga por viento. Fuente: [4]	22
Figura 7. Mapa de localización de zonas sísmicas. Fuente: [8]	23
Figura 8. Estructura eficaz de nivel.	27
Figura 9. Estructura eficaz de nivel.	27
Figura 10. Estructura funcional de nivel 2.	28
Figura 11. Solución virtual.	35
Figura 12. Partes del puente grúa.	36
Figura 13. Partes del puente grúa. Fuente: [9].....	36
Figura 14. Espectro de carga. Fuente: [10]	37
Figura 15. Funcionamiento de polipasto	39
Figura 16. Aceleración en función de la velocidad. Fuente: [11]	41
Figura 17. DCL Viga Puente.....	43
Figura 18. Diagrama de cortante y momento.	43
Figura 19. Dimensiones para considerar en un perfil tipo rectangular.	44
Figura 20. Flechas máximas con carga puntual y carga repartida.....	47
Figura 21. Esfuerzo cortante y esfuerzo de momento flector.	48
Figura 22. Arreglo de perfiles para construir la VIGA del Puente.....	50
Figura 23. Factor de seguridad calculado en SolidWorks.	50
Figura 24. Desplazamiento generado por las cargas (mm).....	51
Figura 25. Guía para análisis de vigas esbeltas y compactas.....	52
Figura 26. Cálculo del momento polar de inercia.	54
Figura 27. DCL Viga Testera.....	57
Figura 28. Perfil rectangular hueco.	57
Figura 29. Flechas máximas con carga puntual y carga repartida.....	60
Figura 30 Primer y segundo caso más desfavorable.	63
Figura 31 Cargas en la viga carrilera.	63
Figura 32 Diagrama de la viga carrilera, reacciones.	64

Figura 33 Solicitaciones a lo largo de la viga.....	64
Figura 34. Estructura del pórtico.	66
Figura 35. Cargas aplicadas en la simulación.....	67
Figura 36. Carga de viento.....	71
Figura 37. Carga de granizo.....	72
Figura 38. DCL del pórtico.	73
Figura 39. Definición de cargas.....	74
Figura 40. Verificación de cargas.....	74
Figura 41. Magnitudes de cargas definidas.	75
Figura 42. Verificación del modelo.	75
Figura 43. Grados de libertad de la simulación.	75
Figura 44. Condiciones por simular.....	76
Figura 45. Reacciones en los apoyos del pórtico (KN).	76
Figura 46. Diagrama de cargas axiales en el pórtico (KN).....	76
Figura 47. Diagrama de cargas cortantes en el pórtico (KN).....	77
Figura 48. Diagrama de momentos en el pórtico (KN.m).	77
Figura 49. Parámetros del perfil.	78
Figura 50. Perno de anclaje. Fuente [20]	82
Figura 51. Datos varillas ADELCA. Fuente [21]	83
Figura 52. Propiedades del documento.	85
Figura 53. Custom Grid Spacing.....	86
Figura 54. Configuración del espacio de trabajo.	86
Figura 55. Creación Grid Base.....	87
Figura 56. Modelado de la estructura en 3D.	87
Figura 57. Restricciones.	88
Figura 58. Creación perfil base de la Nave.	88
Figura 59. Creación perfil para correas.....	89
Figura 60. Creación perfil de la viga carrilera.....	89
Figura 61. Creación perfil de la viga puente	90
Figura 62. Definición de cargas.....	90
Figura 63. Definición de cargas y normativas.	91
Figura 64. Definición de carga muerta.....	92
Figura 65. Definición de carga de viento sobre columnas.....	92

Figura 66. Definición de cargas sobre techo lado barlovento.....	92
Figura 67. Definición de cargas sobre techo lado sotavento.....	93
Figura 68. Verificación y definición de grados de libertad.	93
Figura 69. Resultados obtenidos.....	94
Figura 70. Resultados de deformaciones.....	95
Figura 71. Verificación de los perfiles.....	96

Lista de tablas

Tabla 1. Tipos de cargas móviles	21
Tabla 2. Valores de factor Z según la región sísmica. Fuente: [8]	23
Tabla 3. Detalles técnicos.	26
Tabla 4. Tipos de carga viva móvil.....	28
Tabla 5. Estructura morfológica	29
Tabla 6. Combinación de soluciones.	30
Tabla 7. Ponderación de opciones.	31
Tabla 8. Ponderación de alternativas peso.....	32
Tabla 9. Ponderación de alternativas capacidad de carga y manejo de levantamiento.	32
Tabla 10. Ponderación de alternativas modularidad y facilidad de construcción.	33
Tabla 11. Ponderación de opciones costo.....	33
Tabla 12. Conclusiones del análisis.	34
Tabla 13. Catálogo ABUS. Fuente: [9].....	36
Tabla 14. Análisis de cargas con la CMMA.....	42
Tabla 15. Coeficiente de corrección de la velocidad del viento. Fuente: [15]	68
Tabla 16 Coeficiente de forma (Cf). Fuente: [15].....	69
Tabla 17. Elementos que conforman la estructura.	97

DISEÑO DE UNA NAVE
INDUSTRIAL CON PUENTE
GRÚA MODULAR DE PUENTE
10 TONELADAS Y VANO DE
18 METROS FABRICADA EN
ACERO ESTRUCTURAL
APLICANDO LA NORMATIVA
AISC

AUTOR(ES):

JUAN FRANCISCO MAYORGA SOSA

Resumen

El presente trabajo tiene como objetivo diseñar una nave industrial con puente grúa modular de 10 toneladas y vano de 18 metros, fabricada en acero estructural aplicando las normativas AISC 14, AISC 360-1, NEC-SE-GC 2015, NEC-SE-DS 2015, y ASCE 7-10. Para lo cual, se determinan los módulos y funciones que caracterizan a este tipo de estructuras con el objetivo de plantear diferentes alternativas de solución. Con ayuda del método ordinal de los criterios ponderados se determinó de forma cuantitativa la configuración que se ajustaba de mejor manera a las especificaciones técnicas planteadas, a continuación se realiza el análisis de las cargas que soporta la nave, a partir de las cuales se seleccionan los materiales y dimensiones de las vigas y columnas; con ayuda de ETABS se realiza las combinaciones de las cargas establecidas por la MIDUVI [1] y se validan los perfiles seleccionados en función del coeficiente demanda/capacidad (el más alto para la viga puente con un valor de 80%). Finalmente, se obtiene una nave con un peso de 44 toneladas, dimensiones de 18 x 18 x 9 metros, capacidad de carga de 10 t.

Palabras clave: Carga, columnas, estructura metálica, peso, puente grúa, vigas

Abstract

The objective of this work is to design an industrial building with a 10-ton modular bridge crane and a span of 18 meters, made of structural steel, applying AISC 14, AISC 360-1, NEC-SE-GC 2015, NEC-SE-DS 2015, and ASCE 7-10 standards. For which, the modules and functions that characterize this type of structures are determined with the objective of proposing different solution alternatives. With the help of the ordinal method of weighted criteria, the configuration that best fit the proposed technical specifications was quantitatively determined, followed by the analysis of the loads supported by the building, from which the materials and dimensions of the beams and columns were selected; with the help of ETABS, the combinations of the loads established by MIDUVI (2015) were made and the selected profiles were validated according to the demand/capacity coefficient (the highest for the bridge beam with a value of 80%). Finally, a vessel is obtained with a weight 88 tons, dimensions of 18 x 18 x 9 meters, load capacity of 10 tons.

Keywords: Load, columns, Steel structure, weight, bridge crane, beams

1. Introducción

En el campo industrial existen galpones construidos a los que se incorporan puentes grúa para el levantamiento y transporte de elementos o materiales, mismos que generan esfuerzos y deformaciones sobre toda la estructura, que en caso de no tener materiales o dimensiones apropiadas que la hagan resistente ante dichas cargas, esta puede fallar.

Al momento de hacer una reingeniería en naves industriales preexistentes, los contratantes se ven obligados a deshacerse de la idea, ya que esto ocasiona más gasto. Se ha evidenciado una mayor predominancia de naves industriales construidas con almas llenas que con armaduras, esto implica mayor costo y peso a las cimentaciones. Así como también, las deformaciones en algunos de los casos suelen ser excesivas y requiere del uso de arriostres para reforzarlas, se pueden ubicar en vanos; la cubierta o techo garantiza un adecuado funcionamiento del conjunto puente grúa - nave industrial.

Como solución al problema, se diseñará un puente grúa modular de 10 toneladas para salvar vanos de 18 metros y la estructura que conforma el galpón. Se emplea la metodología del diseño concurrente que permite establecer los módulos necesarios que faciliten el montaje y desmontaje de la estructura; para el cálculo y dimensionamiento de componentes se aplica la normativa AISC y para la validación de los resultados se realiza una simulación de los elementos críticos en el software ETABS.

2. Determinación del Problema

2.1 Justificación

Se plantea el diseño modular del conjunto puente grúa - nave industrial con capacidad de carga de 10 toneladas, fabricado con elementos ligeros, de manera que se optimice el uso de recursos y se disminuya el peso total de la estructura que ofrezca un producto de bajo costo y fácil montaje o construcción que se instale en una parcela que permita salvar vanos de 18 metros.

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo General

Diseñar una nave industrial con puente grúa modular de 10 toneladas y vano de 18 m fabricada en acero estructural aplicando la normativa AISC.

2.2.2 Objetivos específicos

- Realizar el diseño modular del puente grúa para optimizar recursos al momento de la solución de cada módulo de la nave.
- Cumplir el análisis de cargas en el galpón para proponer la alternativa más viable.
- Diseñar vigas y columnas con vanos de 18 m para que puedan soportar las cargas transmitidas por el puente grúa.
- Proponer un diseño utilizando la menor cantidad de material para que la estructura sea lo más ligera y económica posible.

3. Marco teórico referencial

3.1 Puente grúa

Se definen como máquinas industriales empleadas para mover materiales o equipos de gran tonelaje requeridos en procesos de fabricación (Bravo y Jiménez, 2019).

Además, su gran capacidad para manejar altas cargas la vuelve fundamental para ciertas tareas de montaje y mantenimiento [2].

Los movimientos que puede realizar esta máquina son tres: longitudinal, transversal y vertical (izaje), que se realizan sobre otra construcción como pueden ser una nave industrial. Debido a su gran dimensión el lugar y espacio donde puede ser montado es restringido [2].

3.1.1 Partes de un puente grúa

A continuación, se observa las fundamentales partes de un puente grúa con una explicación de cada una de sus partes a continuación.

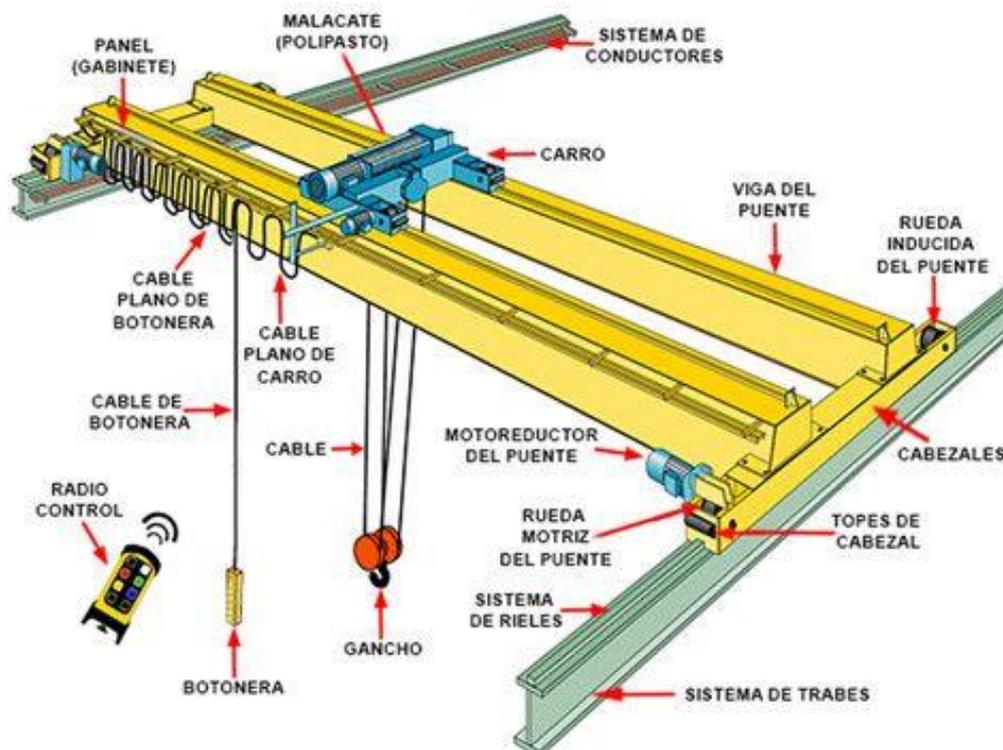


Figura 1. Partes de un puente grúa. Fuente: [3]

a) **Polipasto.** Mecanismo formado por motor, reductor, poleas y cable que permite izar y desplazar las cargas.

b) **Carro.** Parte del polipasto, encargado de realizar el movimiento transversal de la carga.

c) **Sistema de rieles.** Permite el desplazamiento del puente grúa en conjunto.

d) **Viga puente o principal.** Soporta las fuerzas que ejercen sobre el sistema mientras se efectúa el izaje o desplazamiento. Se la considera parte de la dinámica de la estructura.

e) **Viga carrilera.** Es la parte estática de la estructura, soporta y guía cargas vivas y muertas en sentido horizontal.

f) **Viga testera.** Se conecta a la viga principal y sostiene las cargas vivas y muertas del conjunto.

3.1.2 Tipologías de grúas puentes

De acuerdo con Cuadros y Jiménez [4] por su forma estructural los puentes grúa pueden ser de dos tipos:

a) **Puente grúa monorriel.** Este tipo de puentes apoya el polipasto sobre una sola viga, con lo cual se reduce la capacidad de carga y su costo, ver **Figura 2**.



Figura 2. Puente grúa monorriel. Fuente: [4]

b) **Puente grúa birriel** Apoya el polipasto sobre una viga doble que le permite soportar cargas más elevadas que el monorriel. Es ideal para naves de luz mediana o grande (Ver **Figura 3**)



Figura 3. Puente grúa birriel. Fuente: [4]

3.2 Nave industrial

Es una estructura empleada en actividades industriales (producción, manufactura o almacenamiento) que cumplen la función de alojamiento; posee la capacidad de acople de un puente grúa que favorezca las actividades realizadas en su interior; las dimensiones que tenga dependen de la capacidad productiva deseada para la planta (Bravo y Jiménez, 2019).

3.2.1 Partes de una nave

De acuerdo con Panta [5] las principales partes de este tipo de estructuras son las siguientes:

a) **Columna.** Se encarga de dar soporte a la estructura, transmitiendo las cargas desde su parte más alta hacia el suelo.

b) **Correa.** Elemento estructural que une pórtilos y soporta las cargas de las cubiertas de la nave.

c) **Larguero.** Soporta el peso de láminas o cubiertas en puntos aislados de la estructura, generalmente son elementos prefabricados.

d) **Viga de pórtico.** Conecta las columnas de la nave y se somete a cargas de flexión.

e) **Viga de amarre.** Permite el amarre de las cubiertas laterales de una edificación que se encuentran a diferentes alturas

d) **Cimentación.** Transmite las fuerzas de la estructura hacia el suelo sin que ocurra un hundimiento o colapso estructural.

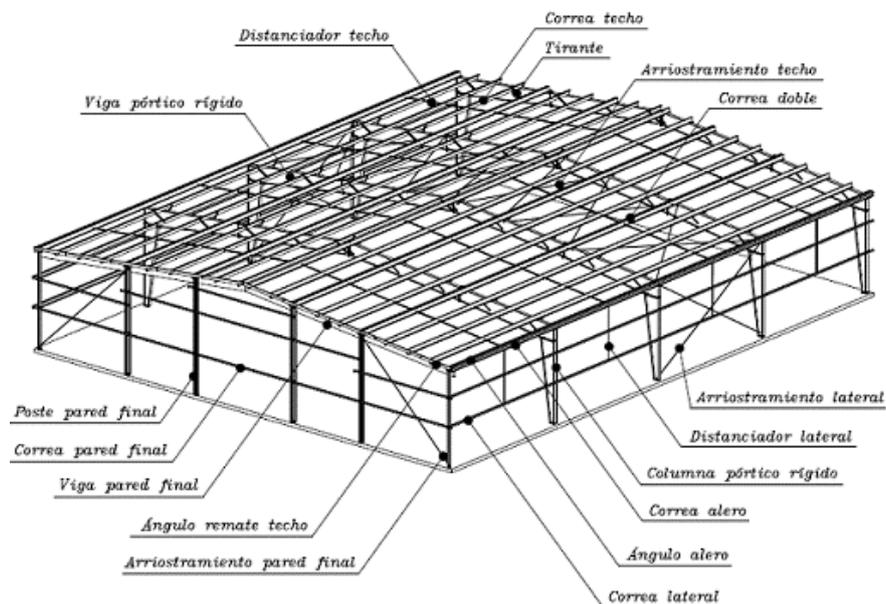


Figura 4. Partes de una nave industrial. Fuente: [5]

3.3 Armadura

Se lo define como una estructura de celosía que resiste cargas axiales, su diferencia con una viga es que se compone de varias barras rectas unidas por nudos (pernos, remaches y/o

soldaduras), responsables de soportar las cargas. Esta composición le permite reducir la cantidad de material empleado con respecto a una viga de alma llena.

3.3.1 Tipos de armaduras

De acuerdo con Espinoza [6] existen algunos tipos de armaduras como la Pratt, Howe, Fink, Baltimore, K, Estadio, Voladizo, Basculante entre otras (Ver Figura 5).

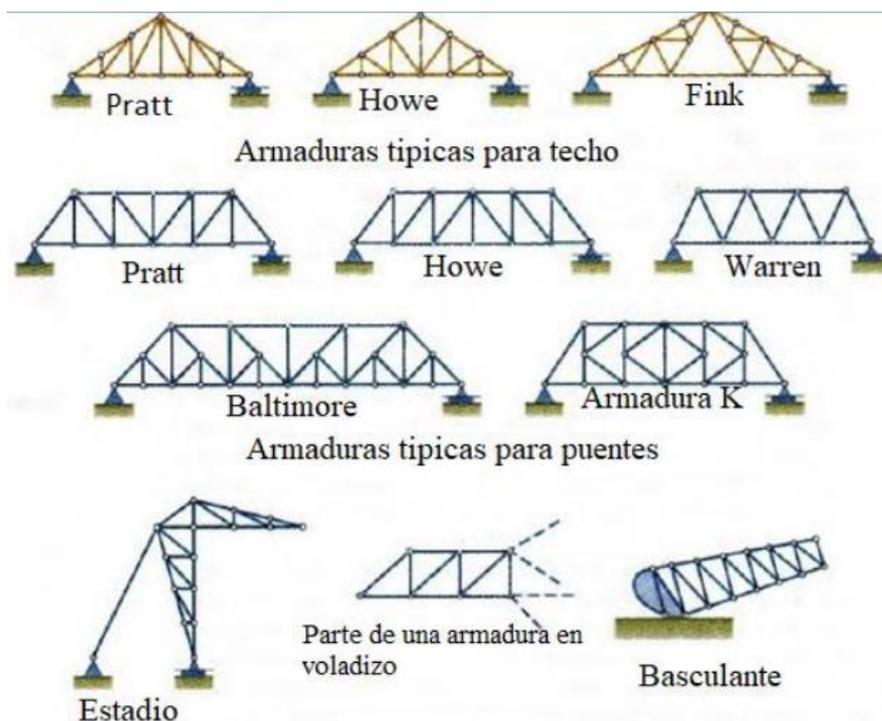


Figura 5. Tipos de armadura. Fuente: [6]

Cada una de las variedades mostradas presenta una diferente configuración de cordones y celosía, la orientación de los cordones puede ser: paralela, trapezoidal, triangular y de una vertiente [7].

3.4 Tipos de cargas

Uno de los pasos fundamentales al diseñar una estructura es la determinación clara y concisa de las cargas resistentes durante su uso, por ejemplo, Cuadros y Jiménez [4] menciona la siguiente clasificación de las cargas de acuerdo con la duración y naturaleza de aplicación.

3.4.1. Cargas muertas

Son aquellas que permanecen constantes en magnitud y lugar, se generan por el peso de toda la estructura, por lo que se debe cuidar en su cálculo de manera minuciosa ya que de este depende el valor real una vez finalizado el diseño.

3.4.2 Cargas vivas

A diferencia de las cargas mencionadas, estas varían con el tiempo en magnitud y lugar, son de tipo dinámicas ya que dependen del uso que reciba la edificación y estas pueden ser cargas de piso, de cubierta o móvil.

La carga viva móvil es importante cuando se hace referencia a diseños de naves con puente grúa, se aprecia la repuesta dinámica a cada elemento estructural como no estructural debido a que las deformaciones permanentes no afectan el desempeño del elemento que se diseña (Ver Tabla 1).

Tabla 1. Tipos de cargas móviles

Tipo de fuerza	Definición	Porcentajes
Impacto Vertical	Se debe a la máxima carga generada por la rueda de la grúa. Su valor depende del tipo de grúa que se esté implementando.	Grúas monorriel incremento de un 25% de carga total máxima de la carga muerta más carga viva. Grúas puente accionadas por cabina 25% de carga total máxima de la carga muerta más carga viva. Grúas puente accionadas por suspensión 10% de carga total máxima.
Lateral	Esta se debe a la tracción generada por la rueda para permitir el desplazamiento de la grúa	Grúa con carros eléctricos 20% de la suma del peso del montacargas y la capacidad nominal de la máquina
Longitudinal	Esta fuerza actúa en dirección horizontal a la superficie donde la rueda ejecuta la tracción	Se lo considera como el 10 % de las cargas máximas que soporta las ruedas del polipasto

3.4.3 Cargas ambientales

Estas se deben a las condiciones geográficas y ambientales del lugar donde se realice el montaje de la estructura. Se pueden identificar 3 tipos principales de estas cargas.

- a) **Carga de viento.** Para su cálculo se considera la cuantía máxima de rapidez del viento en el lugar de estudio. Cuando se hace referencia a estructuras de acero suelen ser más importantes que las sísmicas debido a las grandes áreas de exposición superficial. La norma utilizada como referencia para análisis por viento fue la norma NEC-SE-GC, cuyo desarrollo se detallará en el literal g del capítulo 4. En la figura 6 se aprecia el esquema de una estructura sometida a carga de viento en la cual los números indican los siguientes elementos 1: columnas de la estructura, 2 y 3 elementos sometidos directa e indirectamente a la carga producto del viento.

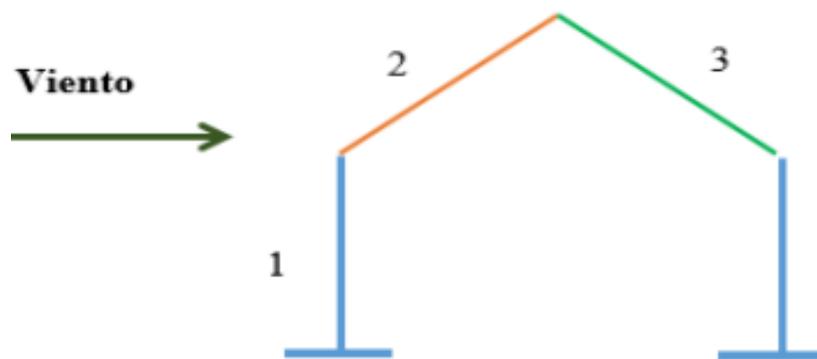


Figura 6. Acción de carga por viento. Fuente: [4]

- b) **Carga de sismo.** En caso de que una estructura se ubique en regiones de alta amenaza sísmica, es importante considerar este tipo de carga. Su valor se estima según lo establecido por la NEC-SE-GC considerando la zona sísmica de la región de asentamiento (ver Figura 7 y Tabla 2) y se emplea el componente Z que representa la máxima aceleración en peñasco, la cual es afectada por el tipo de suelo o perfil.

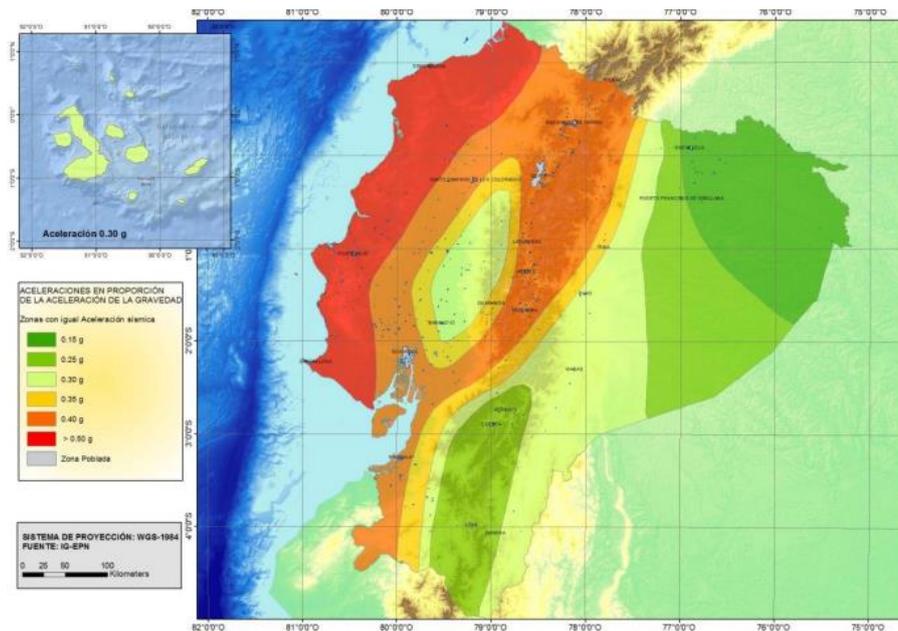


Figura 7. Mapa de localización de zonas sísmicas. Fuente: [8]

Tabla 2. Valores de factor Z según la región sísmica. Fuente: [8]

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Carga de granizo. Al ubicarse en una región donde la lluvia es un fenómeno muy común se consideran las cargas relacionadas con la acumulación de granizo sobre la cubierta que en exceso puede colapsar la estructura.

3.5 Normativa de diseño

Para el planteamiento del presente archivo hace referencia a:

- CMAA para puente grúa
- Código de práctica ecuatoriana cargas sísmicas y no sísmicas
- AISC

3.5.1 Código de práctica ecuatoriana

El código de práctica ecuatoriana menciona las fuerzas indelebles (peso propio), cargas vivas, climáticas y accidentales consideradas en el diseño de una estructura o edificación de modo que se avale la correcta ejecución de la obra.

3.5.2. Norma AISC

Normativa americana que define los criterios a seguir en la construcción, izaje y diseño de estructuras metálicas.

4. Materiales y metodología

Se especifica la causa de estructuración de los módulos, cálculo de componentes y simulación de las condiciones de trabajo necesarias para el diseño del puente grúa empleando la metodología de la ingeniería concurrente.

El diseño comienza con la recopilación de requerimientos con los que debe cumplir el puente grúa y se determinen las descripciones sistemáticas del mismo. Se plantea el análisis y selección de alternativas que establecen módulos y funciones con los que se identifica claramente las partes requeridas para cumplir con el funcionamiento global.

Posteriormente, se presentan las disyuntivas consideradas para cada paradigma, con ayuda de un software CAD - ETABS se genera la solución virtual. Así se obtiene un resultado óptimo.

El diagrama de proceso de la metodología se lo aprecia en el Anexo 1.

4.1. Preferencias de relaciones técnicas

4.1.1. Aspectos generales

Se buscará la satisfacción de las necesidades de modularidad, bajos costos de implementación, peso ligero y facilidad de montaje, por lo que, se toman en cuenta diseños existentes como punto de partida para alcance de los objetivos planteados.

a) Voz del usuario. Son requerimientos o expectativas específicas del usuario acerca del producto para tener en cuenta al momento de realizar el diseño, como son:

- Capacidad de izaje de 10 toneladas.
- Dimensiones adecuadas para la capacidad de trabajo de la planta.
- De fácil transporte, montaje y desmontaje.
- Que sea económica.
- Que sea ligera.

b) Idea del diseñador. Conocida la idea básica se los traduce en requerimientos técnicos, como son:

- Capacidad de trabajo: 10 toneladas.

- Dimensiones de la nave: 18 x 18 x 9 m (4 pórticos distanciados cada 6 m).
- Estructura modular.
- Costo aproximado materia prima de \$ 165.000,00.
- Estructura compuesta por perfiles de acero para vigas y columnas

4.1.2. Especificaciones técnicas

En la **Tabla 3** se muestran las consideraciones técnicas que delimitan las exigencias de lo propuesto.

Tabla 3. Detalles técnicos.

Empresa cliente:		Producto:	Fecha inicial: 30/09/2022	
Empresa de ingeniería: UPS		Nave industrial con puente grúa	Última revisión: Hoja 1/1	
Especificaciones				
Detalle	Plantea	R/D	Descripción	
Ocupación	C/I	R	Uso favorable: Elevar - desplazar cargas de 10 t. máx.	
Energía	I	R	Voltaje: 208 V	
	I	R	Combustible: Energía eléctrica	
Movimientos	D	D	Desplazamiento vertical empleando un polipasto	
	D	D	Desplazamiento transversal con carro abierto	
	C+I	R	Desplazamiento longitudinal con ruedas	
Materiales	I	R	Armados de acero estructural	
Mantenimiento	C/D	D	Conformado por elementos galvanizados, resistentes a la corrosión.	
Dimensiones	C/D	D	Dimensiones: 18 x 18 x 7 m	
Aspectos legales	N	R	NEC-SE-CG 26-1 Norma AISC	
Propone	C: Cliente	I: Ingeniería	D: Dibujante	N: Norma
R/D	R: exigencia	D: Aspiración	MR: Reforma de Exigencia	

4.2. Elección de opciones y análisis

4.2.1 Estructura modular y eficaz para el diseño

a) **Estructura eficaz.** Para que se cumplan las especificaciones técnicas propuestas, se introduce el término “función”, que hace referencia al conjunto de tareas a combinarse para que la estructura cumpla su objetivo principal de izaje y desplazamiento de cargas de 10 toneladas.

A continuación, se detallan las funciones y subfunciones requeridas por el diseño propuesto

Nivel 0



Figura 8. Estructura eficaz de nivel.

Nivel 1

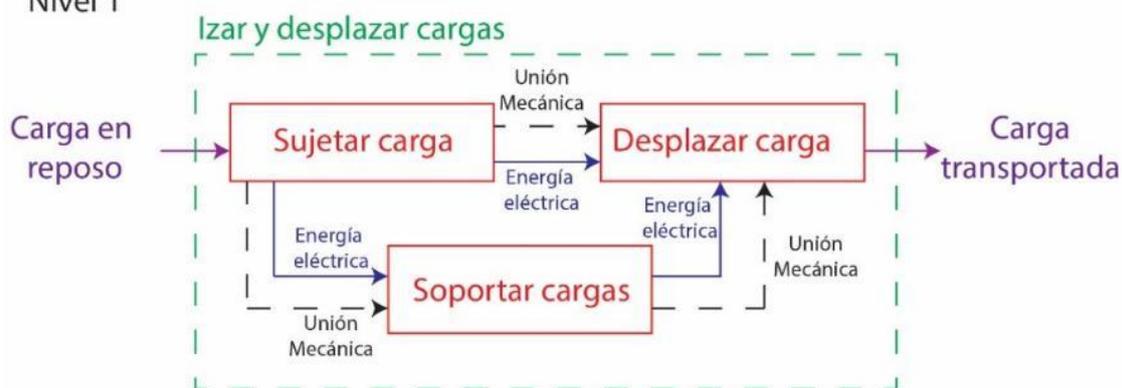


Figura 9. Estructura eficaz de nivel.

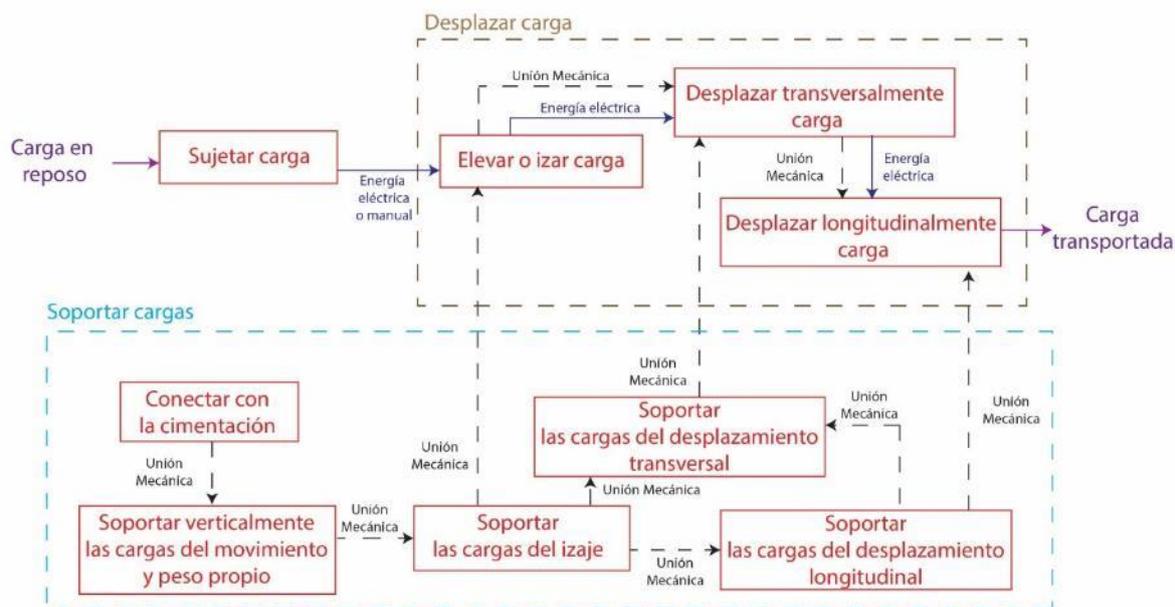


Figura 10. Estructura funcional de nivel 2.

b) Estructura modular. A partir de la **Figura 10** se definen los siguientes módulos que forman parte del diseño propuesto. Ver Tabla 4.

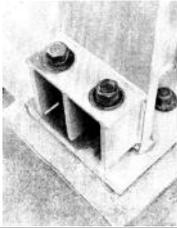
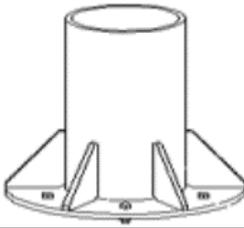
Tabla 4. Tipos de carga viva móvil

Módulo	Funciones	Código
Módulo 1: Soporte vertical		M1F1
	Soportar las cargas totales del puente grúa	M1F2
Módulo 2: Desplazamiento longitudinal – vigas carrileras y testeras	Desplazar longitudinalmente la carga	M2F1
	Soportar las cargas de desplazamiento longitudinal	M2F2
Módulo 3: Desplazamiento transversal e izaje – viga puente, carro y polipasto	Desplazar transversalmente la carga	M3F1
	Elevar o izar carga	M3F2
	Soportar las cargas de desplazamiento transversal	M3F3
Módulo 4: Sujeción	Sujetar carga	M4F1

4.2.2. Matriz morfológica

Para poder conocer las alternativas de solución de cada uno de los módulos y sus funciones como se muestra en la Tabla 5 se emplea la matriz morfológica de Zwicky [2].

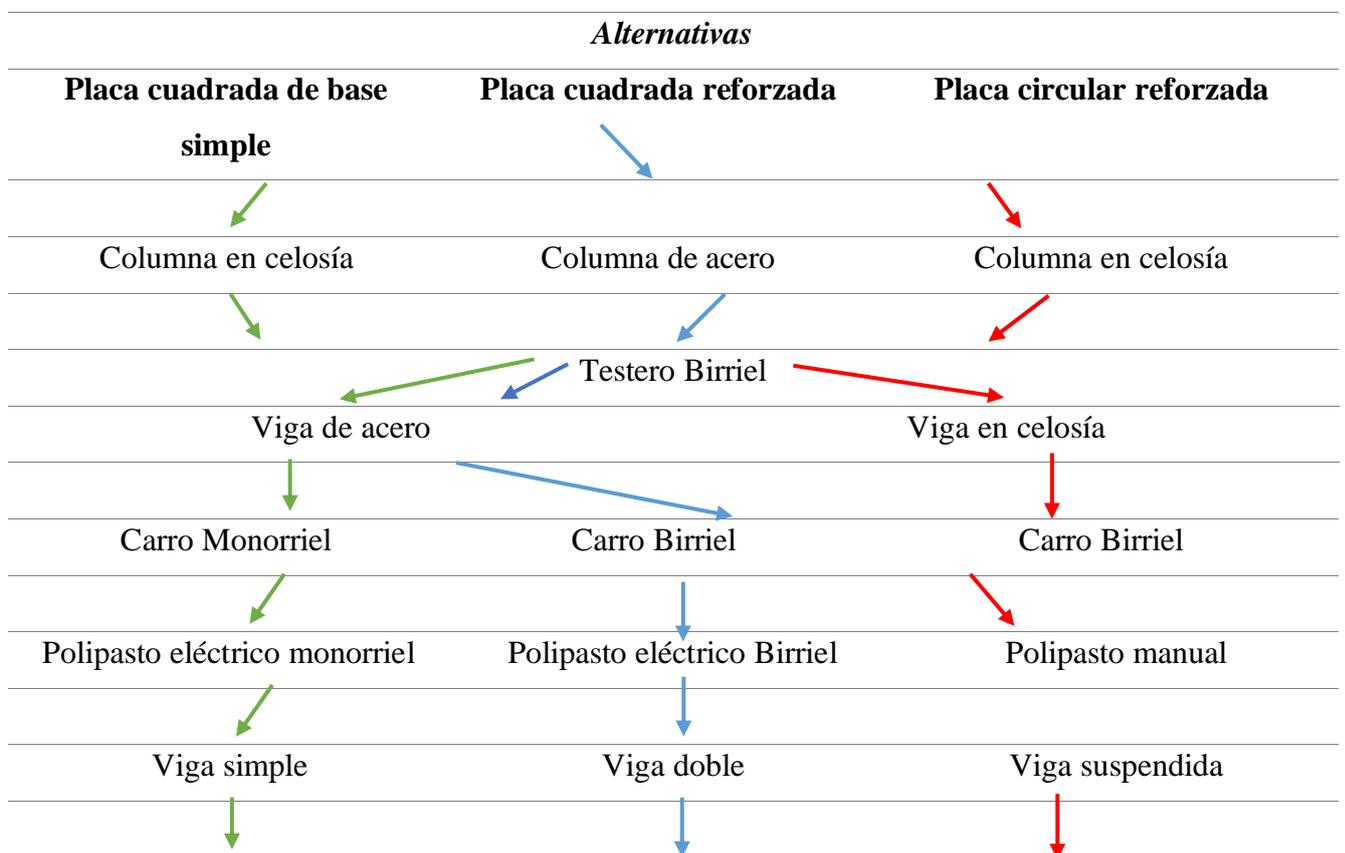
Tabla 5. Estructura morfológica

Valor	Detalle	Alternativas		
1	M1F1			
		Placa cuadrada de base simple	Placa cuadrada reforzada	Placa circular reforzada
2	M1F2			
		Columna de acero	Columna en celosía	
3	M2F1			
		Testero birriel		
3	M2F2			
		Viga de acero	Viga en celosía	
4	M3F1			
		Carro monorriel	Carro birriel	Carro birriel con testeros
5	M3F2			

		Polipasto eléctrico monorriel	Polipasto eléctrico birriel	Polipasto manual
6	M3F3			
		Viga simple	Viga doble	Viga suspendida
7	M4F1			
		Gancho agarrador	Gancho con polea	Gancho rotatorio

Una vez establecidas las alternativas se definen las combinaciones que dan origen a las posibles soluciones a evaluar (Ver Tabla 6).

Tabla 6. Combinación de soluciones.





4.2.3. Evaluación de soluciones

Lo óptimo de acuerdo con los requisitos del proyecto se aprovecha la técnica ordinal de los criterios contenidos (Riba, 2002).

Es fundamental definir los criterios de evaluación como paso inicial, para lo cual se han considerado los principales criterios:

- **Peso:** esto se debe a que el proyecto busca generar una alternativa que posea el menor peso u optimizado en estructuras de acero.
- **Capacidad de carga:** debido a que el diseño propuesto debe ser capaz de cumplir con el izaje y desplazamiento de las 10 t. establecidas como capacidad de diseño.
- **Modularidad:** uno de los principales requerimientos que debe tener la nave es la facilidad de montaje y/o desmontaje de sus partes para un reemplazo en caso de fallo.
- **Costo de fabricación:** debido a que la estructura propuesta debe presentar el menor valor económico con las mayores prestaciones posibles.

A continuación, en la Tabla 7 se detalla el peso considerado de las opciones.

Tabla 7. Ponderación de opciones.

Criterio	Tonelaje de Carga >Peso=Coste> Modularidad				Σ+1	Ponderación
	Peso	Capacidad carga	Modularidad	Coste		
Peso	0	0	1	0,5	2,5	0,25
Capacidad Carga	1	0	1	1	4	0,40
Modularidad	0	0	0	0	1	0,10
Costo	0,5	0	1	0	2,5	0,25
				Suma	10	1

Según la ponderación establecida se dará un criterio a los siguientes valores de:

- 1: Si el tonelaje, modularidad es mayor al peso.
- 0.5: Si el tonelaje, modularidad es igual al peso.
- 0: Si el tonelaje, modularidad es inferior al peso.

La capacidad tiene mayor relevancia ya que es un indicador directo de la utilidad que tiene la estructura. El peso y el costo tienen una relevancia similar ya que son limitantes del diseño. La modularidad es una característica establecida en el diseño, pero se le ha asignado una menor relevancia con relación al izaje de carga, peso y economía de la estructura.

El siguiente paso es la ponderación de cada una de las alternativas con respecto a los razonamientos establecidos.

Tabla 8. Ponderación de alternativas peso.

Opción 3 > Opción 1 > Opción 2					
Criterio	Opción 1	Opción 2	Opción 3	$\Sigma+1$	Ponderación
Opción 1		1	0	2	0,333
Opción 2	0		0	1	0,166
Opción 3	1	1		3	0,500
			Suma	6	1

La alternativa 3 es mejor que la 1 ya que, al ser hecha completamente en celosía, su peso se reduce considerablemente. La alternativa 1 es mejor que la 2 ya que tiene columna en celosía, la alternativa 2 es completamente maciza o conformada por perfiles huecos.

Tabla 9. Ponderación de alternativas capacidad de carga y manejo de levantamiento.

Alternativa 2 > Alternativa 1 > Alternativa 3					
Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa 1		0	1	2	0,333
Alternativa 2	1		1	3	0,500
Alternativa 3	0	0		1	0,166
			Suma	6	1

Las alternativas 1 y 2 tienen vigas de acero, la diferencia es que la opción 1 tiene columna en celosía y la alternativa 2 tiene columna en acero. Una columna de alma de acero va a resistir más que una en celosía. La viga en celosía se la diseña de esa forma para economizar peso y costo, pero siempre tiene mayor capacidad de carga una columna en acero macizo.

El manejo de levantamiento por el peso se requiere incorporar una grúa que supere las 10 t. de carga para evitar algún problema, ya que los materiales mencionados son de gran peso y requieren el mismo desplazamiento para su izaje.

Tabla 10. Ponderación de alternativas modularidad y facilidad de construcción.

Alternativa 1 = Alternativa 2 = Alternativa 3					
Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	$\sum+1$	Ponderación
Alternativa 1		0,5	0,5	2	0,333
Alternativa 2	0,5		0,5	2	0,333
Alternativa 3	0,5	0,5		2	0,333
			Suma	6	1

La modularidad y facilidad de construcción se ha considerado similar en las tres alternativas ya que se pueden prefabricar las columnas o vigas de celosía en taller antes de transportar a la obra haciendo que el ensamblaje en obra sea muy similar en las tres alternativas.

Tabla 11. Ponderación de opciones costo.

Alternativa 2 > Alternativa 3 = Alternativa 1					
Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	$\sum+1$	Ponderación
Alternativa 1		0	0,5	1,5	0.25
Alternativa 2	1		1	3	0.5
Alternativa 3	0,5	0		1,5	0.25
			Suma	6	1

La alternativa 2 es más barata que la 3 y la 1, esto se debe a que, si bien se gasta más dinero en el material, una celosía implica mayor gasto en mano de obra. La alternativa 1 disminuye costos en mano de obra porque tienen vigas dobles y de acero laminado, pero mantiene los costos de material en la columna, por tanto, se ha considerado el costo similar a la alternativa 3.

Finalmente, se muestra la Tabla 12 donde se resume y pondera cada uno de los cálculos con los que se establece el precepto de prelación de cada una de las alternativas analizadas.

Tabla 12. Conclusiones del análisis.

criterio	Peso	Capacidad	Modularidad	Costo	Sumatoria	Ponderación
Alternativa 1	0,33	0,33	0,33	0,25	1,25	0,31
Alternativa 2	0,17	0,50	0,33	0,50	1,50	0,38
Alternativa 3	0,50	0,17	0,33	0,25	1,25	0,31
Sumatoria	1,00	1,00	1,0	1,00	3,99	1,00

Teniendo como resultado que la Alternativa 2 será la prioridad para diseñar ya que es la que más se ajusta a las especificaciones técnicas planteadas en la sección. La misma que consta de los siguientes componentes:

- Gancho con polea
- Placa cuadrada reforzada en la cimentación
- Columnas de chapa de acero
- Testero Birriel
- Vigas de acero
- Carro Birriel
- Polipasto eléctrico Birriel
- Viga doble de acero

4.2.4. Solución virtual

En la Figura 11 se observa un bosquejo de la solución propuesta desarrollada en SolidWorks.



Figura 11. Solución virtual.

4.3. Diseño mecánico

Se aplicará la ingeniería mecánica y se mostrará de manera de cálculo, gráficos la selección y dimensionamiento de los diferentes componentes de la propuesta de grúa puente y nave industrial.

4.3.1. Diseño del grúa puente

El primer módulo para diseñar corresponde al Puente Grúa debido a que sobre este se soporta la carga de diseño de 10 t. establecida como la especificación técnica principal para el diseño. Adicionalmente, en la Figura 12 indica los mecanismos estructurales que componen a esta porción de la estructura.

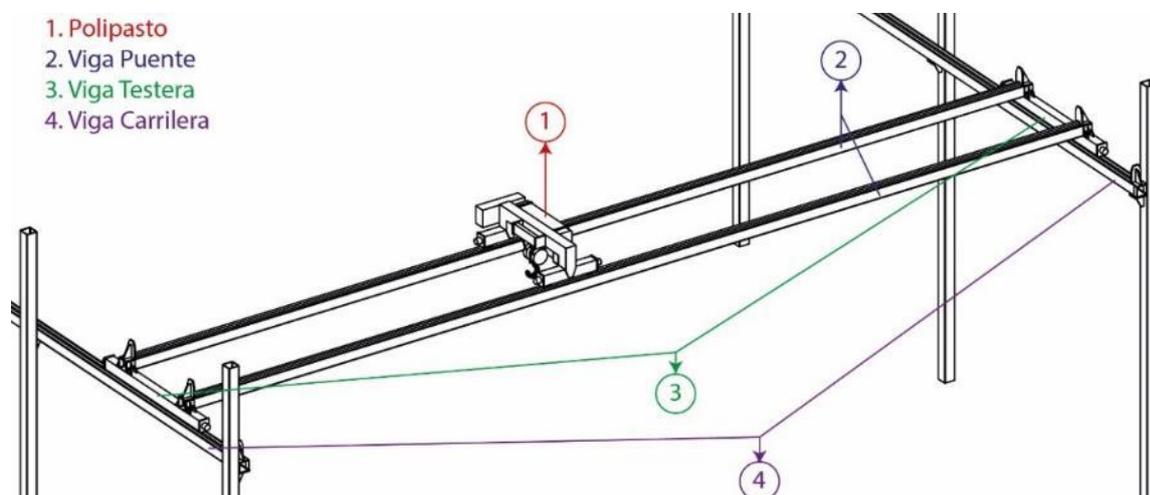


Figura 12. Partes del puente grúa.

a) **Selección de polipasto.** Al ser el mecanismo que permite el izaje de la carga requerida es el primer elemento en ser seleccionado. Para lo cual, se ha considerado las alternativas propuestas por ABUS [9] en su catálogo (ver Tabla 13) para este tipo de aplicaciones.

Tabla 13. Catálogo ABUS. Fuente: [9]

Modelo	Ramales de cable	Carga (t)	Recorrido del gancho (m)			
GM 800	4/1	3.2	6	9	-	-
GM 1000	1/1	5.0	6	9	12	-
GM 2000	2/1	3.2	12	18	24	-
GM 3000	4/1	6.3	6	9	12	-
	2/1	6.3	12	20	30	-
	4/1	12.5	6	10	15	-
GM 5000	2/1	10	12	20	30	37
	4/1	20	6	10	15	18.5
	4/2"	10	9	15	20	-
GM 6000	2/1	12.5	12	20	30	37
	4/1	25	6	10	15	18.5
	6/1	40	4	6.6	10	12.3

**Figura 13.** Partes del puente grúa. Fuente: [9]

Por lo tanto, se ha seleccionado el modelo GM 5000 4/2", ya que efectúa con las exigencias de fuerza y altura de la nave propuesta a diferencia del modelo GM 5000 2/1, que

presenta la misma capacidad de carga, sin embargo, el recorrido del gancho es mayor al requerido en el galpón objeto de estudio, se puede ver más información del polipasto en el anexo 6.

b) **Espectro de carga.** Es una referencia la cual indica el momento en el que el polipasto estará sometido a una determinada operación con respecto al tiempo. Ver Figura 14. Se identifica los espectros de carga ya sean leve, intermedio, pesado y extrapesado.

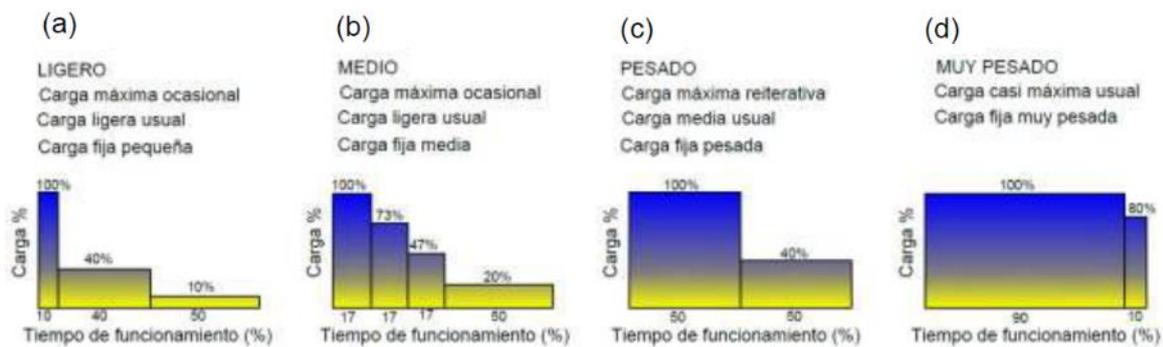


Figura 14. Espectro de carga. Fuente: [10]

Se procede a seleccionar de la figura 14(b) el caso Medio, ya que se ha considerado que el levantamiento de la carga máxima no será ocupado en su totalidad todo el tiempo, es decir se trabajará con la carga máxima (100 %) un 17 % del tiempo de funcionamiento.

Funcionamiento promedio con relación al tiempo. Se puede determinar el tiempo establecido considerando varios factores tales como, alturas de elevación, períodos de hora, lapso de ocupación y velocidades a elevar, esto indicará el tiempo promedio para poder emplear el polipasto. El número de ciclos (8 ciclos/hora) se establece mediante el lapso en el que el polipasto realiza el descenso y ascenso para levantar y descargar el peso deseado, también se establece una velocidad de 6.4 m/min con una carga media conforme lo menciona la norma CMMA 70. [11].

Ecuación 1.

Funcionamiento promedio [tiempo de operación diario]

$$t = \frac{2 \cdot H \cdot N \cdot T}{V \cdot 60} \text{ (h/día)}$$
$$t = \frac{2 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 4}{6,4 \cdot 60} \text{ (h/día)}$$
$$t = 1 \text{ h/ día}$$

Dónde:

t = Funcionamiento promedio con relación al tiempo medio (h/día)

H = Elevación media (m)

N = Período de ocupación (ciclos/hora)

T = Espacio de trabajo diario (h/día)

V = Rapidez de elevación (m/min)

Según Figura 15 que se muestra a continuación se determinará el trabajo mínimo que solicita el polipasto para que trabaje de manera fiable.

Figura 15.
Funcionamiento de polipasto

Espectro de carga	Tiempo de funcionamiento medio diario (horas diarias) ISO/FEM					
	≤ 0.5	≤ 1	≤ 2	≤ 4	≤ 8	≤ 16
Ligero			M3 1Bm	M4 1Am	M5 2m	M6 3m
Medio		M3 1Bm	M4 1Am	M5 2m	M6 3m	M7 4m
Pesado	M3 1Bm	M4 1Am	M5 2m	M6 3m	M7 4m	
Muy pesado	M4 1Am	M5 2m	M6 3m	M7 4m		

Fuente: [10]

Identificado el espectro de carga, el funcionamiento con relación al tiempo y con lo que se aprecia en la figura 14 un régimen de carga medio y un tiempo de funcionamiento 1 hora diaria, se obtiene un polipasto de tipo M3 1Bm ISO/FEM.

Análisis de cargas en el puente grúa (CMMA 70). Los componentes actuantes en un puente grúa quedan sometidas a cargas iterativas, las cuales cambian con el tiempo, por lo que emparejar la cargas es primordial para un correcto diseño y funcionamiento. Se cataloga las cargas a emplear para un correcto desempeño según la norma [11].

Carga muerta DL. Se refiere al peso de todos los componentes del grúa puente, tal como: rieles, ruedas, vigas puentes, testeras y carrileras, etc.

Carga del Trolley o nominal TL. Trata sobre el peso del trolley, y todo el conjunto que lo conforma, según el fabricante el polipasto tiene un peso de 500 Kg.

Carga levantada o nominal LL. Son los pesos para elevar para realizar el trabajo, una capacidad de 10 toneladas de trabajo junto con los accesorios que incluyen tales como gancho, viga de elevación, etc.

Fuerzas de inercia verticales VIF. Fuerzas derivadas por el desplazamiento del grúa puente, ya sea mediante elevación de la carga del polipasto.

Factor de carga muerta DLF. Abarca la carga muerta y la carga del trolley a raíz de la rapidez. La rapidez de Trolley varía entre 5 – 20 m/min. [9]. El factor de carga muerta se asume su valor mayor que es de 20 m/min (66ft/min).

Ecuación 2.

Factor de carga muerta

$$DLF = 1.1 \leq 1.05 + \frac{\text{Velocidad de desplazamiento(FPM)}}{2000} \leq 1.2$$

$$DLF = 1.1 \leq 1.05 + \frac{66}{2000} \leq 1.2$$

$$DLF = 1.1 \leq 1.083 \leq 1.2$$

$$DLF = 1.1$$

Factor de carga de alzamiento HLF. Se basa en el corriente de carga en trayectoria vertical y cubre las fuerzas ficticias, dicho factor es 0.5 % de velocidad del polipasto, pero no debe ser menor al 15% o mayor al 50%, ver ecuación 3.

Ecuación 3.

Factor de carga de alzamiento

$$HLF = 0.15 \leq 0.005 * \text{Velocidad de elevación} \leq 0.5$$

$$HLF = 0.15 \leq 0.005 * 21 \leq 0.5$$

$$HLF = 0.15 \leq 0.105 \leq 0.5$$

Por lo antes expuesto el resultado es 0.105, este valor no está dentro del rango admisible para el HLF, por lo tanto, se utiliza el valor mínimo de HLF (15%) por razones de seguridad.

Cargas de inercias debido al manejo IFD. Dichas fuerzas son producidas por el cambio de aceleraciones del grúa puente. [11].

Las fuerzas ficticias a origen de la rapidez o desaceleración serán un valor de cargas vivas y/o muertas. Véase la ecuación 4.

En la Figura 16 indica las tasas de desaceleraciones por unidad de tiempo en función a su velocidad, para una velocidad del Trolley de 60 FPM la tasa de aceleración por unidad de tiempo es de 0.25 pies/seg²/seg.

TABLE 5.2.9.1.2.1 -A GUIDE FOR TRAVEL MOTION TYPICAL ACCELERATION RATES RANGE		
Free Running FULL Load Speed		a = Acceleration Rate in Feet per Sec. For AC or DC ² Motors
Ft. Per Min.	Ft. Per Sec.	
60	1.0	.25 Min
120	2.0	.25 - .80
180	3.0	.30 - 1.0
240	4.0	.40 - 1.0
300	5.0	.50 - 1.1
360	6.0	.60 - 1.1
420	7.0	.70 - 1.2
480	8.0	.80 - 1.3
540	9.0	.90 - 1.4
600	10.0	1.0 - 1.6

Figura 16. Aceleración en función de la velocidad. Fuente: [11]

Ecuación 4.
Factor IFD

$$\text{Factor IFD} = 7.8 \times \text{razón de aceleración} \left(\frac{\text{Ft}}{\text{sec}^2} / \text{sec} \right) \geq 2.5\%$$

$$\text{Factor IFD} = 7.8 \times 0.25 (\text{Ft}/\text{sec}^2) / \text{sec} \geq 2.5\%$$

$$\text{Factor IFD} = 1.95\% < 2.5\%$$

$$\text{Factor IFD} = 2.5\%$$

El factor IFD calculado fue de 1.95%, es decir menor a lo establecido como límite inferior de 2.5% para las condiciones de trabajo requeridas, por lo tanto, se utiliza el valor de 0.025 como factor de IFD, el cual se multiplica por la carga levantada de 10000kg y resulta un valor de carga IFD de 250 Kg.

Combinación de cargas (P). En el inciso 3.3.2.4 de la norma CMMA 70 [11] menciona sobre la carga que soporta el polipasto en sus cuatro ruedas, y a su vez descansan en las dos vigas puentes y su resultado es dividido para el número de ruedas, su expresión se refleja en la ecuación 5.

Ecuación 5.

Combinación de cargas

$$P = \frac{DL(DLFt)+TL (1+HLF)+IFD}{4}$$

$$P = \frac{500Kg(1.1) + 10000Kg (1 + 0.15) + (250)}{4}$$

$$P = 3075.00 \text{ Kg/rueda}$$

La carga que soporte la viga puente será de 6150.00 Kg. (dos ruedas)

Tabla 14. Análisis de cargas con la CMMA

ITEM	VALOR	ITEM	VALOR
Carga por viga	6150	DLF	1.1
Velocidad de desplazamiento (ft/min) Trole	66	Peso del Trole (Kg)	500
Carga Total (Kg)	12 300	Carga a levantar (Kg)	10000
IFD (Kg)	250		
HLF	0.15		
Velocidad de elevación Hoist (Ft/min)	21		

Con lo expuesto anteriormente se trabajará con la norma CMAA para el cálculo del puente grúa, mientras que los demás elementos que conforman la nave se diseñan bajo la Norma ASCE y AISC.

Se obtienen las cargas que se necesita para la correcta selección de viga puente como se aprecia en la tabla 14, la carga total mayorada será de 12.3 toneladas, actuando por cada rueda de las cuatro una carga de 3.075 toneladas como cargas puntuales y el doble de esta carga será la que soporte cada viga puente (birriel).

c) **Diseño de la viga puente.** Los datos obtenidos mediante simulación y cálculos permiten establecer el acero A36 para la fabricación de secciones armadas del puente grúa, debido a las propiedades mecánicas que posee, es el material más idóneo para su fabricación y existe en el mercado nacional.

Una vez definidas las cargas sobre los apoyos del polipasto se procede a diseñar la viga puente que es el primer elemento en brindar soporte. En la Figura 17 indica el esquema de cargas consideradas y en la figura 18 indica el cortante y momento máximo, por lo que el caso más crítico es cuando el carro se encuentra en el centro de la viga puente.

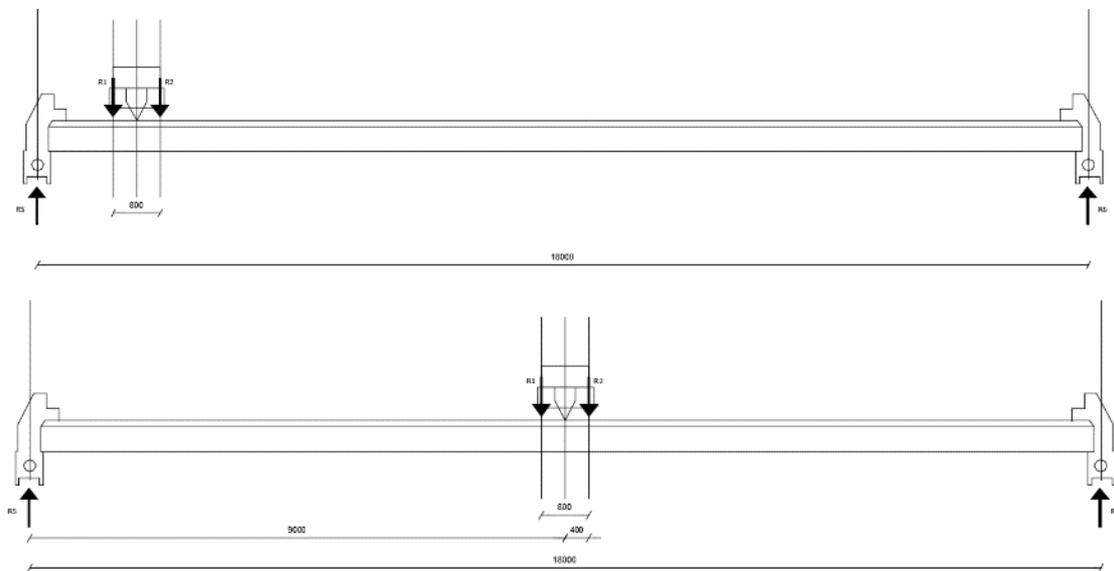


Figura 17. DCL Viga Puente.

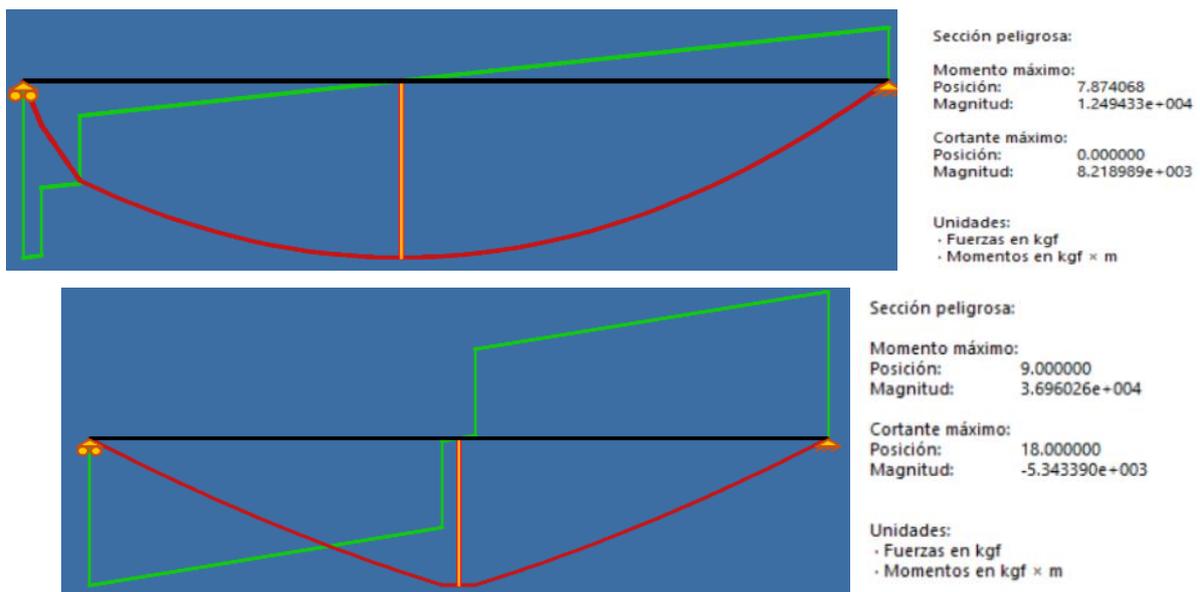


Figura 18. Diagrama de cortante y momento.

Selección del perfil. La selección del perfil se realiza mediante cálculos iterativos según el anexo 1, además, se analizan planchas de 3 espesores disponibles en el mercado ecuatoriano que son de 1.2 - 1.5 - 2 cm. y considerando una solución de tipo caja armada. Se determina que se utilizará el perfil 350 x 850 x 12 mm como se muestra en el anexo 2. Se selecciona este perfil, ya que cumple con las características impuestas en el diseño, su fabricación se realiza mediante planchas y es la más económica al momento de realizar su producción.

Basado en la normativa de la CMAA el puente grúa de tipo birriel será conformado por una plancha de espesor 12 mm, tipo tubo rectangular de altura 850 mm y base 350 mm.

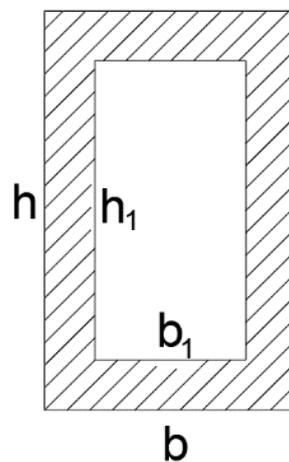


Figura 19. Dimensiones para considerar en un perfil tipo rectangular.

Cálculo del área de la sección transversal (S). Para establecer el área del perfil tipo tubo rectangular se utiliza la subsiguiente fórmula.

Ecuación 6.

Área de la sección transversal (S)

$$\begin{aligned} S &= (b \cdot h - b_1 \cdot h_1) \\ S &= (350 \cdot 850 - 326 \cdot 826) \\ S &= (297500 - 269276) \\ S &= 28224 \text{ mm}^2 \\ S &= 282.24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dónde:

S = Área (mm²)

b = Base exterior (mm)

h = Altura exterior (mm)

b₁ = Base interior (mm)

h₁ = Altura interior (mm)

Cálculo del momento de inercia (I). Para el cálculo el momento de inercia del perfil tipo tubo rectangular se utiliza la siguiente fórmula.

Ecuación 7.

Momento de inercia para un perfil rectangular hueco

$$I = \left(\frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} \right)$$

$$I = \left(\frac{350 \cdot 850^3}{12} - \frac{326 \cdot 826^3}{12} \right)$$

$$I = \left(\frac{214943750000}{12} - \frac{183720552176}{12} \right)$$

$$I = (17911979167 - 153100046015)$$

$$I = 2601933152 \text{ mm}^4$$

$$I = 260193.315 \text{ cm}^4$$

Dónde:

I = Momento de inercia (mm⁴)

A = Área transversal

Cálculo de la carga repartida por el propio peso (q). Se ha decidido trabajar con un perfil rectangular hueco, para calcular la carga repartida de la viga puente por peso propio se utiliza la ecuación 8, donde el **1.1** indica el componente de amplificación de carga muerta según la norma CMAA y los demás términos se describen en la leyenda.

Ecuación 8.

Carga repartida por su peso

A_g = Área de sección

$$q = 1.1(A_g \cdot \rho_{\text{acero}})$$

$$q = 1.1 \left(0.028224 \text{ m}^2 * 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$q = 1.1(221.56)$$

$$q = 243.71 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$q = 2.43 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

Dónde:

q: Carga repartida por el peso propio ($\frac{\text{Kg}}{\text{m}}$)

ρ_{acero} : Densidad del acero ($\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$)

El valor de la carga repartida por peso propio da un valor de $q = 2.43 \text{ Kg/cm}$

Cálculo de la flecha (f). Para el análisis de la flecha de la viga puente se considera la carga vertical ($F = C_v = 6150 \text{ Kg}$), que es una carga puntual en el foco de la viga puente, y adicionalmente es considerada en este análisis, la carga muerta de la viga puente (q), que es una carga repartida uniformemente, aplicada en toda la longitud de esta (L).

El perfil seleccionado de 350 x 850 x 12mm deberá cumplir con la condición de que la deflexión máxima vertical no supere el valor de $L/888$, establecida en la norma CMMA 70, en el inciso 3.5.5.1.

Ecuación 9.

Cálculo de la flecha máxima

$$y_{max} \leq \frac{L}{888}$$
$$y_{max} = \frac{18000 \text{ mm}}{888}$$
$$y_{max} = 20.27 \text{ mm}$$

Dónde:

y_{max} = Flecha máxima (mm)

L = Longitud de la viga (mm)

Máxima deflexión vertical permisible en la viga es de 20.27 mm.

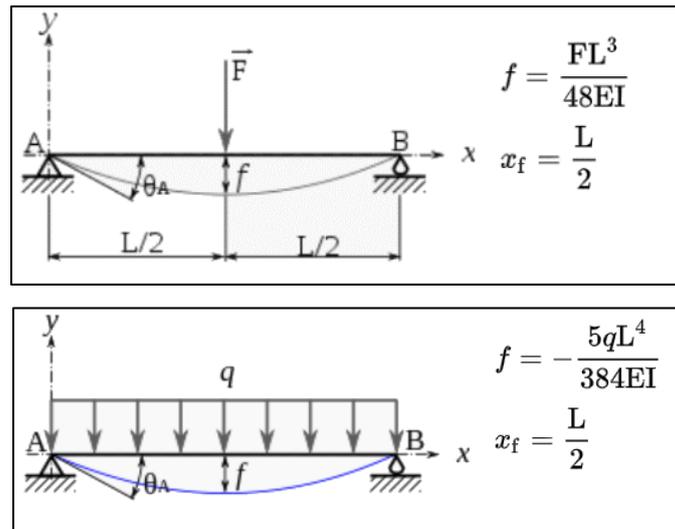


Figura 20. Flechas máximas con carga puntual y carga repartida.

$$x_f = \frac{18000 \text{ mm}}{2}$$

$$x_f = 9000 \text{ mm}$$

$$f = \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} + \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq 20.270 \text{ mm}$$

$$f = \frac{6150\text{Kg} \cdot (1800\text{cm})^3}{48 \cdot \frac{2100000\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 260193.315 \text{ cm}^4} + \frac{5 \cdot 2.43\text{Kg/cm} \cdot (1800\text{cm})^4}{384 \cdot \frac{2100000\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 260193.315 \text{ cm}^4}$$

$$\leq 20.270 \text{ mm}$$

$$f = 1.3675 + 0.6078 \leq 20.27 \text{ mm}$$

$$f = 1.9754\text{cm} \leq 20.27 \text{ mm}$$

$$f = 19.754\text{mm} \leq 20.27 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 20.27 \text{ mm}$$

Dónde:

x_f = Distancia desde los apoyos al centro de la viga (mm)

f = Flecha (mm)

f_{\max} = Flecha máxima (mm)

F = Carga vertical puntual (Kg)

E = Módulo de elasticidad (Kg/cm^2)

q = carga repartida uniformemente (kg/cm)

Cálculo de esfuerzos en la viga puente. En la viga puente se presentan esfuerzos cortantes y esfuerzos producidos por momento flector.

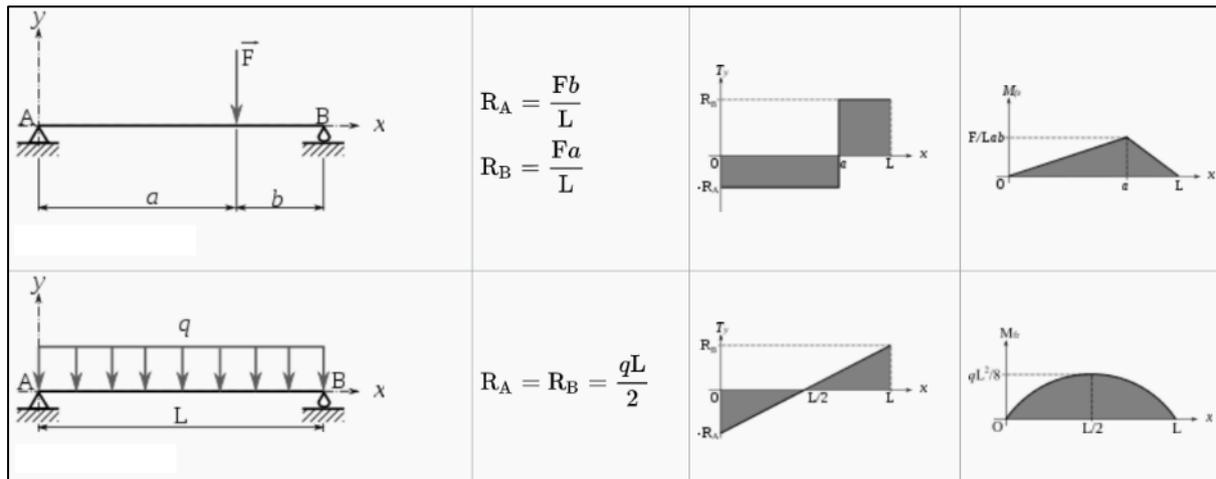


Figura 21. Esfuerzo cortante y esfuerzo de momento flector.

Cálculo del momento flector máximo. Se encuentra cuando la carga está en el centro de la estructura.

Ecuación 10.

Momento flector máximo

$$M_{fx} = \frac{F \cdot L}{4} + \frac{q \cdot L^2}{8}$$

$$M_{fx} = \frac{6150(\text{Kg}) \cdot 1800 \text{ cm}}{4} + \frac{2.43\text{Kg/cm} \cdot (1800 \text{ cm})^2}{8}$$

$$M_{fx} = 3751650 \text{ Kg cm}$$

$$M_{fx} = 37516.5 \text{ Kg m}$$

$$M_{fx} = 37.51 \text{ tn m}$$

Dónde:

M_{fx} = Momento flector en el foco de la viga (Kg.cm)

Cálculo de la fuerza cortante máxima. Se encuentra cuando el polipasto se sitúa en un extremo.

Ecuación 11.

Cortante máxima

$$T_y = F + \frac{q \cdot L}{2}$$

$$T_y = 6150 \text{ (Kg)} + \frac{2.43 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}}\right) * 1800(\text{cm})}{2}$$

$$T_y = 6150 \text{ (Kg)} + 2187 \text{ (Kg)}$$

$$T_y = 8337 \text{ kg}$$

Dónde:

T_y = Cortante máximo en el apoyo (Kg)

Cálculo de las tensiones y factor de seguridad. Primero se calcula la tensión máxima por flexión (σ_f), luego la tensión media por corte (τ), con estas tensiones, se calcula la tensión de Von Mises (σ_{VM}), finalmente se determina el factor de seguridad (**FS**) de la estructura.

Ecuación 12.

Tensión generada

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I} \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$\sigma_f = \frac{3751650 \text{ (Kg * cm)}}{260193.315 \text{ (cm}^4\text{)}} \cdot \left(\frac{85 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$\sigma_f = 612.79 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$\tau = \frac{T_y}{S}$$

$$\tau = \frac{8337 \text{ (kg)}}{282.24 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

$$\tau = 29.538 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_f^2 + 3(\tau^2)} \text{ [12]}$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{612.27^2 + 3(29.538^2)}$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{378129.06}$$

$$\sigma_{VM} = 614.84 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$FS = \frac{f_y}{\sigma_{VM}}$$

$$F_s = \frac{2530.61 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}{614.84 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}$$

$$F_s = 4.12$$

Dónde:

σ_f = Tensión máxima por flexión

τ = Tensión media por corte

F_s = Factor de seguridad contra la falla

Para formar cada una de las vigas del puente grúa se emplean 3 perfiles de 350*850*12 mm de 6 metros de longitud cada uno para completar los 18m de luz.

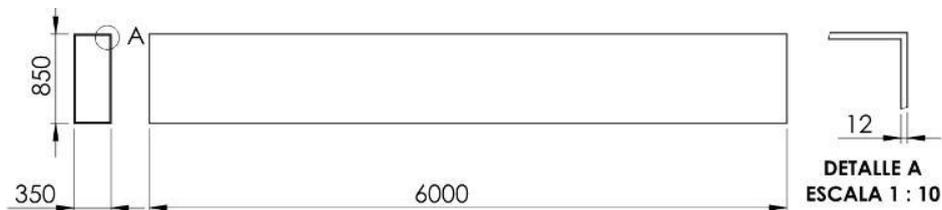


Figura 22. Arreglo de perfiles para construir la VIGA del Puente.

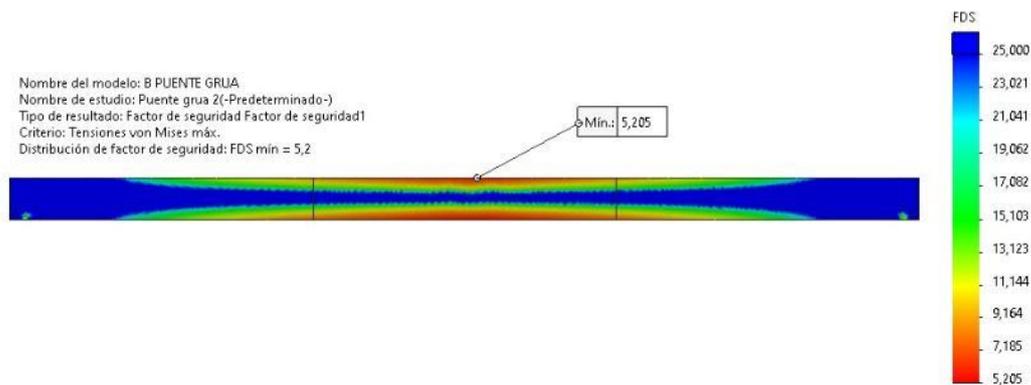


Figura 23. Factor de seguridad calculado en SolidWorks.

La Figura 23 indica el factor de seguridad contra la falla usando el discernimiento de Von Misses del cual resultó un valor mínimo de 5.205 ubicado en el centro del puente grúa y bajo las mismas condiciones de carga previamente analizadas.

Se evidencia cómo el factor de seguridad va aumentando a medida que se aparta de la zona medio de la viga.

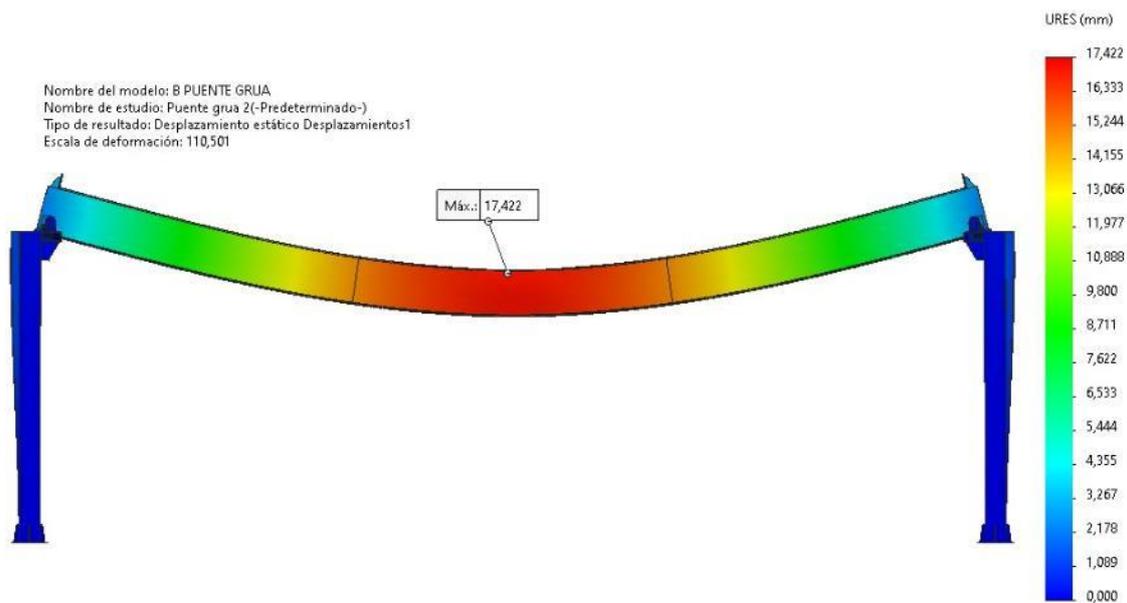


Figura 24. Desplazamiento generado por las cargas (mm).

La Figura 24 permite visualizar el comportamiento de la viga ante las cargas que esta soporta junto con su respectiva deformación expresada en milímetros. En este caso la máxima deformación que se presenta posee un valor de 17.42 mm equivalentes a 1.74 cm, valor que cumple con la situación de que la deflexión de la viga no supera el valor máximo de 20.27 mm.

Sección compacta, no compacta o esbelta.

- Se considera una sección compacta si cumple: $\lambda \leq \lambda_p$.
- Se considera una sección no compacta si cumple: $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$.
- Se considera una sección esbelta si cumple: $\lambda_r \leq \lambda$.

Para realizar la selección del perfil de la viga puente se analizaron los siguientes perfiles: 850*350*12 mm, 800*350*15 mm y de 740*350*20 mm; como se muestra en el Anexo 2. Los perfiles analizados serán armados utilizando planchas de 12, 15 y 20 mm de espesor, existente en el mercado nacional, en cuyo análisis muestra una ligera variación en la flecha obtenida en cada uno de ellos, el factor determinante para la selección fue el costo.

Para determinar si las secciones de la viga son compactas o no, se aplican las fórmulas dadas en la Tabla B4.1b de la Norma ASCE.

TABLE B4.1b (continued)
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements
Members Subject to Flexure

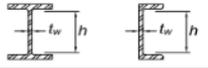
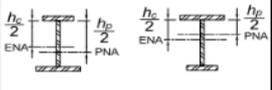
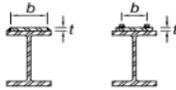
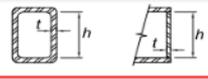
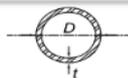
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
16	Webs of singly symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [C] $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2$ $\leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	17 Flanges of rectangular HSS	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Webs of rectangular HSS and box sections	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Round HSS	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Figura 25. Guía para análisis de vigas esbeltas y compactas.

Se procede a verificar si el ala del elemento es compacta, no compacta o esbelta:

Ecuación 13.

Relación límite entre anchura y grosor

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = \frac{326 \text{ mm}}{12 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 27.167$$

Dónde:

λ = Relación límite entre anchura y grosor

λ_r = Sección esbelta

λ_p = Sección compacta

F_y = Esfuerzo de fluencia (Kg/cm^2)

t = Espesor del perfil seleccionado (mm)

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{2100000}{2530.6173}}$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{829.83705}$$

$$\lambda_p = 32.264$$

La base del perfil es una sección compacta.

Se procede a verificar si el alma del perfil es compacta o no compacta como muestra a continuación:

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$\lambda = \frac{850 \text{ mm}}{12 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 70.833$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{2100000}{2530.6173}}$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{829.83705}$$

$$\lambda_p = 69.71$$

Aplicando las fórmulas para los casos 17 y 19 de la Tabla B4.1b de la norma ASCE se determina que la viga del puente grúa es de sección no compacta., en este caso en el anexo 2 se determina el momento de falla de perfiles no compactos usando [13] en el inciso F7.

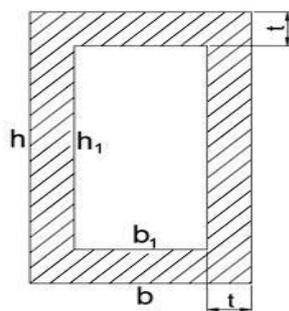
Los resultados obtenidos en el momento de falla son de 191.11 ton*m mientras que el momento de carga máximo mayorado es de 37.51 ton*m, por lo que se considerará que el perfil posee la capacidad suficiente para poder absorber los momentos actuantes y la flecha no supera el valor máximo de 20.27mm.

Se realizó el mismo análisis para los tres tipos de perfiles como se puede apreciar en el anexo 2, llegando a la conclusión que el perfil más liviano y el más económico resultó el perfil 350x850x12mm.

Pandeo local. De acuerdo con AISC-360-16 [13], al ser secciones no compactas en el alma se ha determinado que la capacidad de momento de este tipo de sección supera ampliamente el momento actuante.

Pandeo lateral torsional. Según con la sección F7 de la AISC 360-16 [13], el pandeo lateral torsional no se produce en miembros cuadrados a flexión.

Se calcula el valor de la longitud (L_p) a fin de verificar de que no se necesita soporte lateral.



Para paredes de estructura delgada

$$J_t = \frac{2t^2(b-t)^2(h-t)^2}{(b+h)t - 2t^2}$$

$$t = \frac{b-b_1}{2} ; t = \frac{h-h_1}{2}$$

Figura 26. Cálculo del momento polar de inercia.

$$L_p = 0.13E \cdot r_y \frac{\sqrt{J \cdot A_g}}{M_p}$$

$$J = \frac{2t^2 \cdot (b-t)^2 \cdot (h-t)^2}{(b+h)t - 2t^2}$$

$$J = \frac{2(12)^2 \cdot (350-12)^2 \cdot (850-12)^2}{(350+850)(12) - 2(12)^2}$$

$$J = 1637289052 \text{ mm}^4$$

$$J = 163728,9052 \text{ cm}^4$$

Ecuación 14.

Área de la sección transversal

$$A_g = (b \cdot h - b_1 \cdot h_1)$$

$$A_g = (350 \cdot 850 - 326 \cdot 826)$$

$$A_g = 28224 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 282.24 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{65218.11}{282.24}}$$

$$r_y = 15.2 \text{ cm}$$

$$M_p = F_y \left(\frac{b \cdot h^2}{4} - \frac{b_1 \cdot h_1^2}{4} \right)$$

$$M_p = 2530.6173 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \left(\frac{35 \cdot 85^2}{4} - \frac{32.6 \cdot 82.6^2}{4} \right) \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$M_p = 19266237.3 \text{ (Kg cm)}$$

$$L_p = 0.13 \left(2100000 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right) * (15.2 \text{ cm}) * \frac{\sqrt{163728.9052 \text{ (cm}^4\text{)} * 282.24 \text{ (cm}^2\text{)}}}{19266237.3 \text{ (Kg cm)}}$$

$$L_p = 1464 \text{ cm}$$

$$L_p = 14.64 \text{ m}$$

Dónde:

L_p = Longitud pandeo (m)

r_y = Radio de giro en función del eje Y(cm)

J = Momento polar del área de la sección colateral (cm⁴)

A_g = Área transversal (cm²)

M_p = Módulo plástico (Kg cm)

E = Módulo de elasticidad (Kg/cm²)

El espacio no arriostrada de la viga puente (L_b) es de 18m por lo cual su capacidad a momento considerando el efecto del pandeo lateral torsional se ve reducido utilizando la ecuación tomado de la AISC para secciones rectangulares HSS:

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1.25 \left(19266237 - (19266237 - 0.7 * 2530.6 * 6122.1) \left(\frac{1800 - 1464}{40018.8 - 1464} \right) \right)$$

$$M_n = 23991056.72 \text{ Kg * cm}$$

$$M_n = 239.91 \text{ Ton * m}$$

Donde:

Mn= momento nominal o de falla para caso de pandeo lateral torsional

Cb = factor modificador por pandeo lateral torsional

Mp = Momento plástico

Fy = Modulo de elasticidad del acero

Sx = Modulo de sección elástico

Lb = Distancia no arriostrada (18 m)

Z= Módulo plástico

S =Modulo de sección

Lp = Distancia no arriostrada límite para pandeo lateral

Lr = Distancia no arriostrada límite, estado inelástico por pandeo lateral torsional

$$C_b = \frac{Z}{s}$$

$$C_b = \frac{192.66 \text{ Ton m}}{154.8 \text{ Ton m}}$$

$$C_b = 1.25$$

Para las cargas impuestas de la viga puente resultó un valor 1.25 y el momento Mn resultó un valor de 239.9 ton * m, el cual se limita a un valor máximo correspondiente al momento plástico (192.66 ton * m), el cual supera ampliamente al valor de momento máximo mayorado actuante en la viga de 37.54 ton * m, como se aprecia en el anexo 2.

d) **Diseño de la viga testera.** Una vez definidas las especificaciones de la viga primordial se diseña la viga testera sobre la que esta se asienta. El valor de la reacción R5 será de 6150Kg.

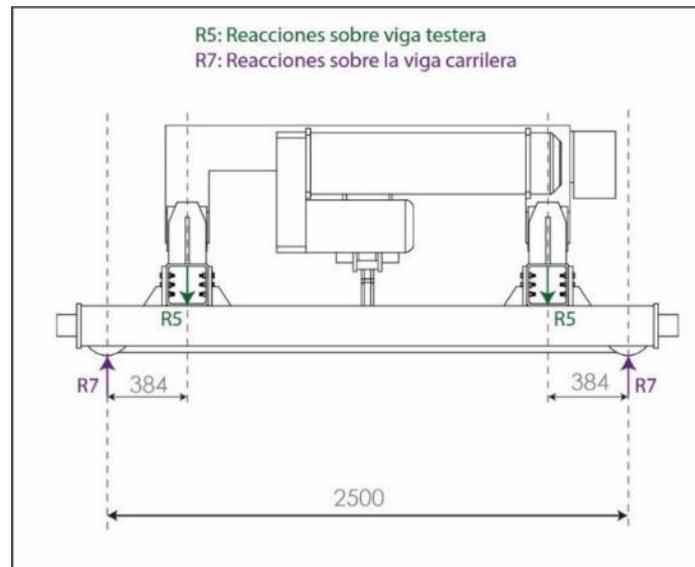


Figura 27. DCL Viga Testera.

La Figura 27 se muestra el bosquejo de la viga testera donde se consideran el estudio de dos cargas máximas, ubicadas en el extremo de la viga.

Solicitaciones verticales. Es el valor correspondiente a la combinación de cargas.

Se selecciona un perfil estructural de dimensiones de 10 x 25 x 1.2 cm según anexo 3, para realizar los cálculos correspondientes.

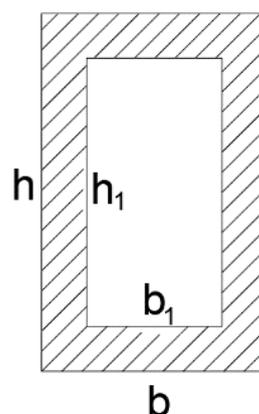


Figura 28. Perfil rectangular hueco.

Cálculo del momento de inercia.

$$I_x = \left(\frac{10 * 25^3}{12} - \frac{7.6 * 22.6^3}{12} \right)$$

$$I_x = 5710.15 \text{ cm}^4$$

Ecuación 15.

Solicitaciones verticales

Donde:

Ag: Área de sección

L: Longitud de la viga

P_{vp} : Reacción más desfavorable de apoyo de la viga puente, cuando el trole se ubica en algún extremo (8240 Kg)

P_{vpm} : Peso total viga testera

R: Reacción en el apoyo de la viga testera

D_a : Distancia del apoyo al carro 0.384 m ver Figura 27

M_u : Momento máximo actuante mayorado

Área de sección

$$A_g = (10 * 25 - 7.6 * 22.6) \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_g = 78.24 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_g = 0.078 \text{ (m}^2\text{)}$$

Reacción en el apoyo de la viga

$$R = (P_{vp} + \frac{P_{vpm}}{2})$$

$$P_{vpm} = 1.1 (7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0.078 \text{ m}^2 * 2.7 \text{ m})$$

$$P_{vpm} = 1818.53 \text{ Kg}$$

$$R = 8240 \text{ Kg} + 1818.53/2$$

$$R = 9149 \text{ Kg}$$

Momento máximo actuante mayorado

$$M_u = D_a * R$$

$$M_u = 0.384 * 9149$$

$$M_u = 3513.32 \text{ Kg m}$$

$$M_u = 3.5 \text{ Tn m}$$

Flecha admisible

$$f = \frac{L}{888}$$

$$f = \frac{2.5}{888}$$

$$f = 0.0028m$$

$$f = 0.28cm$$

Con lo ya establecido se elige el acero al carbono ASTM A36 para la construcción de los perfiles estructurales, considerando el valor del límite de fluencia (F_y) que es 250 MPa, tomado de United Steel Industry [14]. A36 significa que tiene un F_y de 36 KSI (248 MPa). Para determinar el momento nominal de falla de la viga se tomará el momento máximo actuante mayorado en la viga ($M_u = 351332 \text{ Kg cm}$) que es dividido para el valor de 0.9 que se muestra a continuación;

Ecuación 16.

Momento nominal actuante

$$M_n = \frac{M_u}{0.9}$$

$$M_n = \frac{351332}{0.9}$$

$$M_n = 390368.7 \text{ Kg cm}$$

Una vez encontrado el momento nominal de falla se calculará el módulo de sección requerido.

$$M_n = F_y Z$$

Así se obtiene:

$$Z \geq \frac{M_n}{F_y}$$

$$Z = \frac{M_n}{F_y}$$

$$Z = \frac{390368.7}{2530}$$

$$Z = 154.3 \text{ cm}^3$$

$$Z = 9.42 \text{ in}^3$$

Dónde:

M_n = Momento nominal o de falla (Kg cm)

M_u = Momento máximo actuante mayorado (Kg cm)

Z = Módulo Plástico (cm^3)

F_y = Límite de fluencia [kg/cm^2]

q = Peso de la viga mayorada

$$q = 1.1(A_g \cdot \rho_{\text{acero}})$$

$$q = 1.1 \left(0.078 \text{ m}^2 * 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$q = 66.49 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Corte nominal del acero

Donde:

V_n : corte nominal del acero

A_{st} : Área del alma de la caja

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_{st}$$

$$V_n = 0.6 \times 2530 \times (25 - (2 \times 1.2)) \times 1.2 \times 2$$

$$V_n = 0.6 \times 2530 \times 54.24 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 82336.32 \text{ Kg}$$

Cálculo de la flecha. Se considera la carga vertical ($F = 9149 \text{ Kg}$), que toma en cuenta el polipasto con su carga viva en un extremo de la viga puente y el peso viga puente.

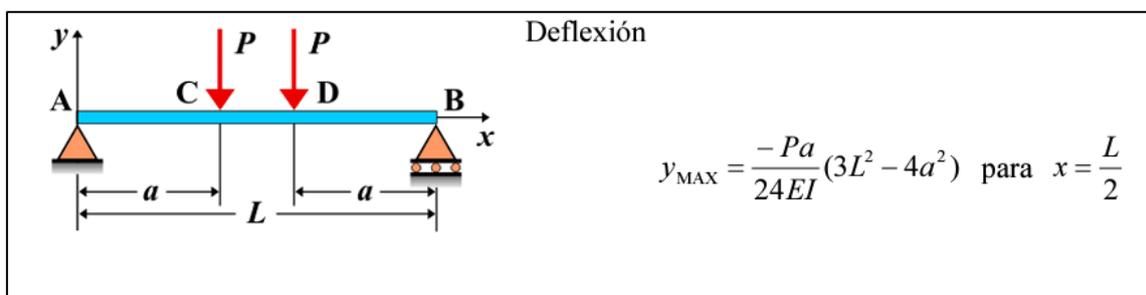


Figura 29. Flechas máximas con carga puntual y carga repartida.

Ecuación 17.

Flecha aproximada

$$f = \frac{F * a}{24 * E * I} * (3L^2 - 4a^2)$$

$$f = \frac{9144 \text{ Kg} * 38.4 \text{ cm}}{24 * 2100000 \text{ Kg/cm}^2 * 5710.15 \text{ cm}^4} * (3 * (250 \text{ cm})^2 - 4 * (38.4 \text{ cm})^2)$$

$$f = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.28 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el criterio que controla la selección de la viga es la flecha, además de que se debe proveer una altura suficiente a la viga testera para alojar los mecanismos que controlan los movimientos de las ruedas.

Cálculo de la cortante máxima.

La cortante máxima se origina en la reacción del apoyo de la viga testera cuyo valor es de 9144 Kg

Ecuación 18.

Cortante máxima en la viga

$$T_y = 9144 \text{ kg}$$

Cálculo de tensiones y factor de seguridad. Primero se calcula la tensión máxima por flexión, luego la tensión máxima por corte, con estas tensiones, se podrá calcular la tensión de Von Mises, y finalmente determinar el componente de seguridad de la estructura.

Ecuación 19.

Esfuerzo máximo por tensión

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I} * \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$\sigma_f = \frac{390368.7 \text{ kg cm}}{5710.15 \text{ cm}^4} * \left(\frac{25 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$\sigma_f = 854.55 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$\tau = \frac{T_y}{A_{st}}$$

$$\tau = \frac{9144 \text{ kg}}{54.24 \text{ cm}^2}$$

$$\tau = 168.58 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_f^2 + 3(\tau^2)}$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{854.55^2 + 3(168.58)^2}$$

$$\sigma_{VM} = 903.05 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$s = \frac{f_y}{\sigma_{VM}}$$

$$s = \frac{2530 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}{903.05 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}$$

$$s = 2.8$$

El elemento indica un componente de seguridad $s = 2.8$, es decir no presentará falla cuando se ejecute la operación de trabajo.

Dónde:

σ_f = Esfuerzo máximo por flexión $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$

τ = Tensión máxima por corte $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$

σ_{VM} = Esfuerzo de Von Mises $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$

s = Factor de seguridad.

e) Diseño de viga carrilera. Una vez definida las cargas de la viga testera, se diseña la viga carrilera la cual cumple la función de guía del puente grúa y de todos sus elementos que las conforman.

La selección del perfil estructural se ha realizado mediante cálculos iterativos para que no supere su módulo plástico y se obtuvo el perfil tipo tubo rectangular, fabricado con plancha de 12 mm, altura del perfil ($h = 380 \text{ mm}$), base ($b = 300 \text{ mm}$). Como se muestra en el anexo 4.

Se utilizará el programa X vigas para la simulación de esta viga, para lo cual se pudo incluir una viga continua con tres vanos distribuidos cada 6 metros con sus respectivos apoyos.

Se hicieron varias iteraciones variando la posición del tren de carga, mostrándose a continuación los dos casos más desfavorables.

En el primer caso más desfavorable se corresponde con el tren de carga centrado en el primer tramo.

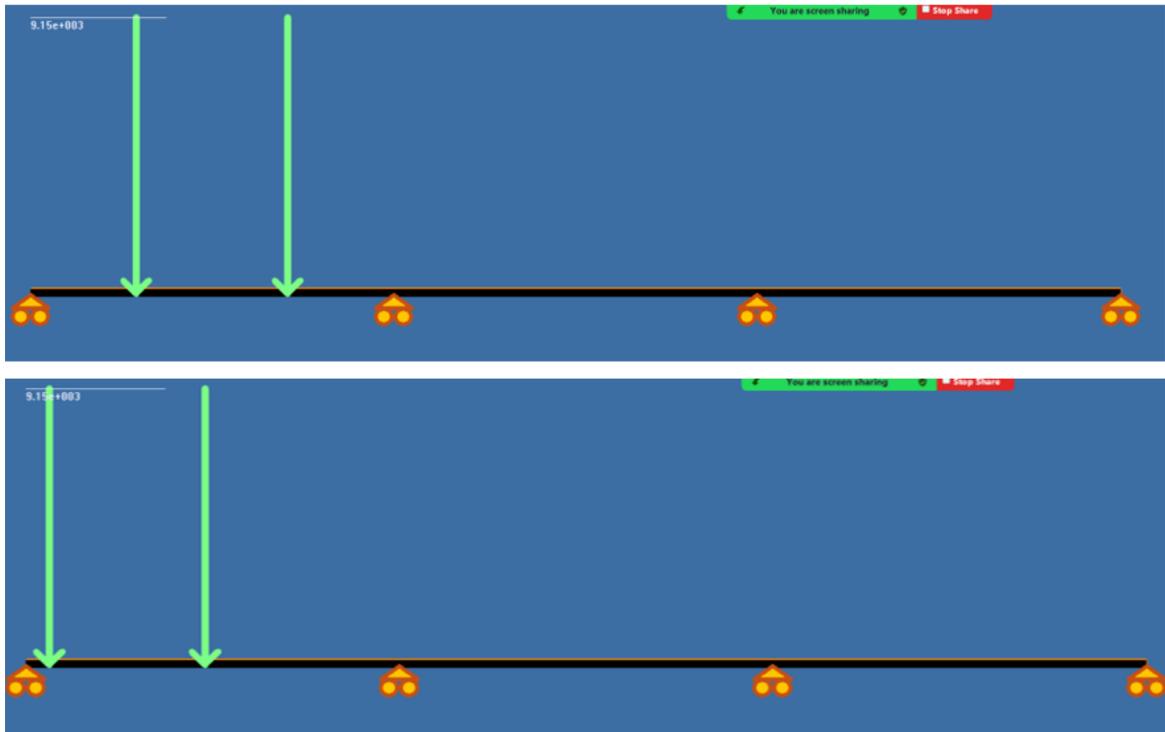


Figura 30 Primer y segundo caso más desfavorable.

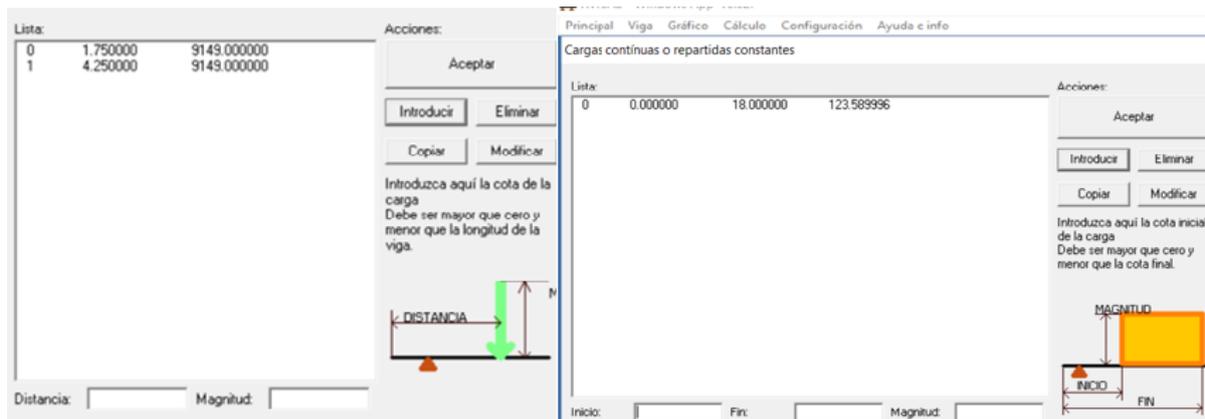


Figura 31 Cargas en la viga carrilera.

Una vez insertado los valores de carga en el centro del primer tramo y carga distribuida como peso propio de la viga carrilera se obtienen sus respectivas reacciones, Ver Figura 32.

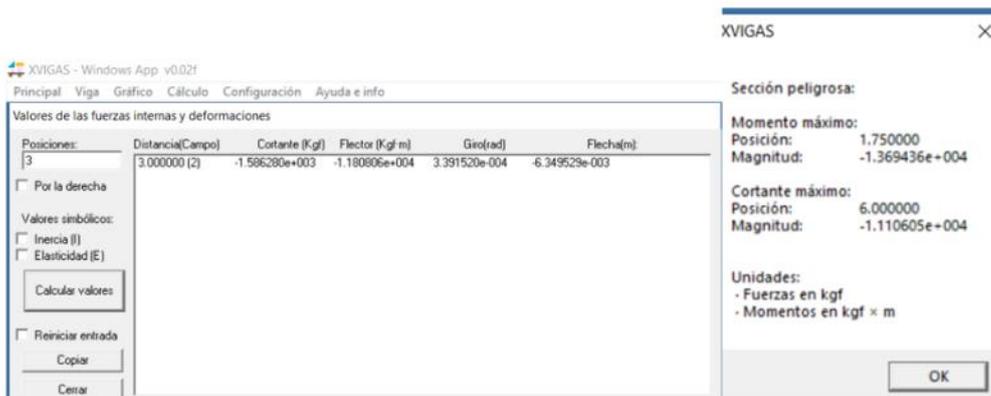


Figura 32 Diagrama de la viga carrilera, reacciones.

En la figura 33 se indica la flecha, el esquema de corte y el esquema de momento a lo largo de la viga analizada en sus dos casos desfavorables.

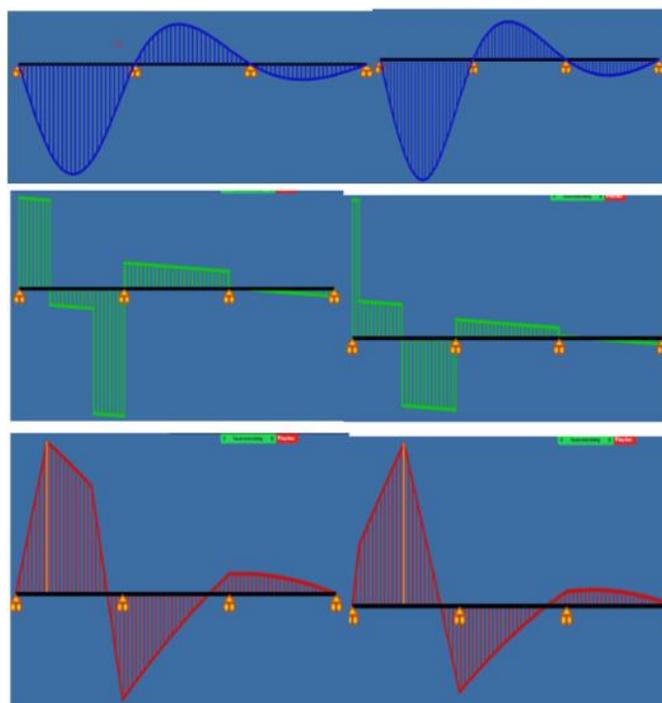


Figura 33 Solicitaciones a lo largo de la viga.

Con lo antes expuesto se concluye que el cortante máximo fue 12554.2 Kg, el momento máximo fue 13694.3 Kg m y la flecha máxima fue 0.63 cm en una posición de 2.88m.

Momento de falla de la viga

$$M_n = F_y Z$$

$$M_n = 2530 \times 2085.21$$

$$M_n = 5275581 \text{ Kg cm}$$

$$M_n = 52755 \text{ Kg m}$$

El momento de falla supera ampliamente al momento actuante mayorado de 13694.3 Kg m

Corte de falla en la viga

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_{st}$$

$$V_n = 0.6 \times 2530 \times (38 - (2 \times 1.2) \times 1.2 \times 2)$$

$$V_n = 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times 85.44 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 129697.9 \text{ Kg}$$

El valor de corte nominal de falla supera ampliamente al cortante actuante mayorado de 12554.2 Kg

Flecha Máxima

Se determinó que la flecha máxima tiene un valor de 0.63 cm, siendo ligeramente menor a la flecha admisible de 0.67 cm (600 cm/888).

Según lo conseguido se indica que los factores de seguridad contra la falla en terminos de corte y flexión se muestran a continuación:

$$F_{S_{corte}} = V_n / V_u = 129697.9 \text{ Kg} / 12554.2 \text{ Kg}$$

$$V_n / V_u = 10.33$$

$$F_{S_{flexión}} = M_n / M_u = 52755 \text{ Kg m} / 13694.3 \text{ Kg m}$$

$$M_n / M_u = 3.85$$

Por lo cual el perfil 30 x 38 x 1.2 cm absorbe adecuadamente las solicitaciones a las que se verá sometido y la flecha máxima no supera el valor permisible.

4.3.2. Diseño de la nave

Para comenzar el diseño de la nave es importante definir la geometría del pórtico base sobre el que se asentarán los diferentes elementos, ver Figura 34.

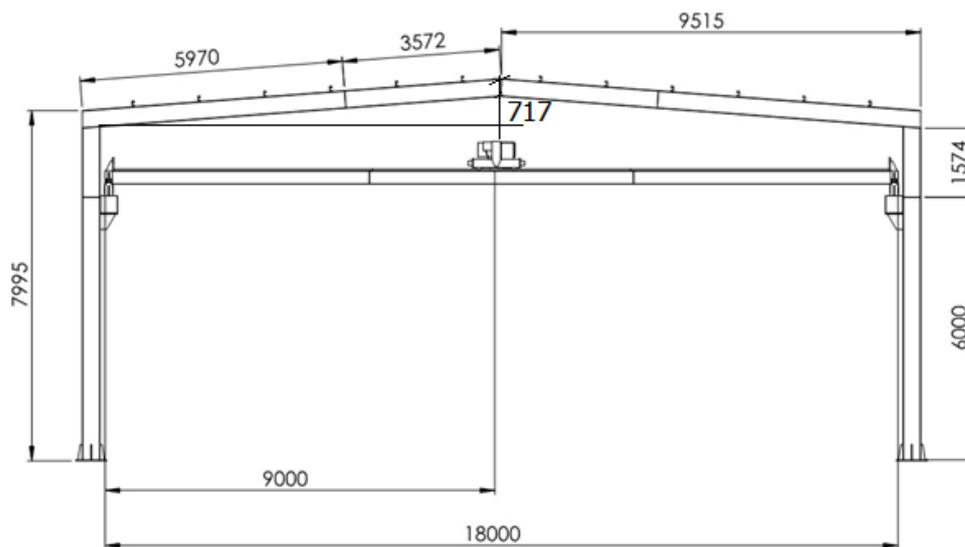


Figura 34. Estructura del pórtico.

f) **Cargas permanentes (CP).** Conjunto de cargas producto del peso propio de los elementos en una posición fija dentro de la construcción en forma constante.

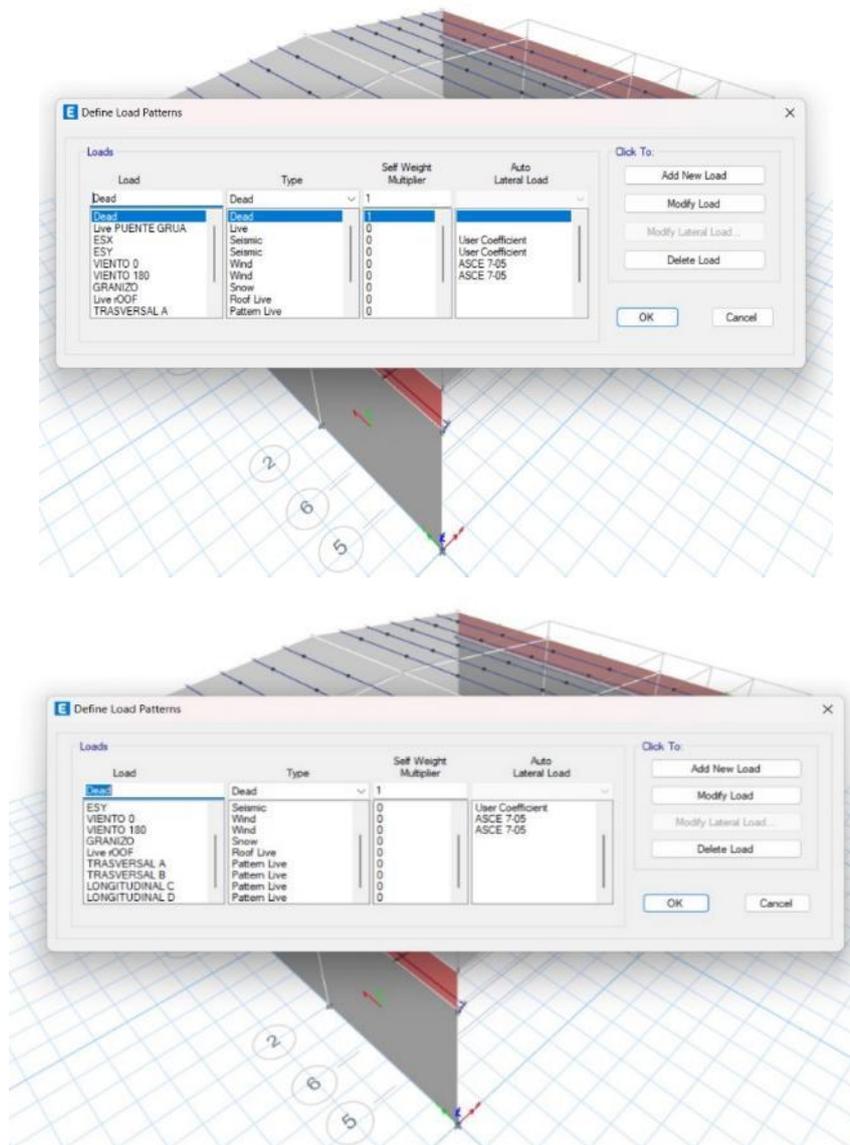


Figura 35. Cargas aplicadas en la simulación.

El programa ETABS computariza el peso conveniente de los componentes atendiendo a los valores de peso específico ingresados por el usuario y las dimensiones que tengan los elementos.

g) Cargas variables. Se consideran como cargas variables a aquellas susceptibles a las condiciones ambientales del lugar de implementación de la nave. Dentro de las que se pueden destacar dos tipos.

Cargas de viento. Es una carga perpendicular a la superficie expuesta a la velocidad de la corriente. De acuerdo con la NEC-SE-GC 26-1 [15] la rapidez del viento (V_V) se aprecia en la ecuación 22. Se toma como referencia la rapidez del viento promedio en la Ciudad de Quito, que es de 21 Km/h [16] Así como también, define que la velocidad instantánea del viento (V) a considerar debe ser mayor o igual a 75.6 KM/H (21m/s) como lo dice en la NEC y el factor de corrección (β) está dado por la tabla 15.

Así se obtiene:

Ecuación 20.

Velocidad del viento

$$V_V = V \cdot \beta$$

Tabla 15. Coeficiente de corrección de la velocidad del viento. Fuente: [15]

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

Se ha considerado que la nave estará en un lugar que se ha categorizado en la zona A que es un lugar sin obstrucción

Así se obtiene:

$$V_V = 21 \cdot 1 = 21 \frac{m}{s}$$

Una vez definido este valor es ineludible calcular el valor de la presión del viento (P_V) para lo cual se emplea la ecuación 21.

Ecuación 21.

Presión del viento

$$P_V = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_V^2 \cdot C_e \cdot C_f \text{ [Pa]}$$

Dónde:

ρ = Densidad del aire con un valor de 1.25 kg/m^3

C_e = Factor de entorno/altura, con un valor de 0.70 [17]

C_f = Coeficiente de forma, cuyos valores se muestran en la Tabla 16

Tabla 16 Coeficiente de forma (C_f). Fuente: [15]

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

En el diseño se consideran los siguientes coeficientes de acuerdo con los valores empelados en la simulación en el software ETABS:

- Columna barlovento y sotavento: $C_f = 0.8$
- Viga barlovento: $C_f = 0.3$
- Viga sotavento: $C_f = -0.6$

Así, se obtiene:

$$P_{V\text{Columna Barlovento}} = \frac{1}{2} \times 1.25 \times (21)^2 \times 0.7 \times 0.8$$

$$P_{V\text{Columna Barlovento}} = 154.35 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$P_{V\text{Columna Barlovento}} = 15.73 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{V\text{Columna Sotavento}} = 15.73 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ahora se obtendrá el área colaborante para las columnas centrales

Donde

h: Altura de la columna

Bc: La mitad entre la separación de ejes estructurales a la izquierda y derecha de la columna de análisis.

$$\text{Área colaborante} = h \times Bc$$

$$\text{Área colaborante} = 7.56 \text{ m} \times (3+3) \text{ m}$$

$$\text{Área colaborante} = 45.36 \text{ m}^2$$

Por lo que la carga de viento (C_v) se obtendrá del área colaborante por la presión del viento se obtendrá una carga puntal en la columna y ésta se divide para la altura de la columna y se obtendrá una carga distribuida.

$$C_v = 15.73 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 45.36 \text{ m}^2$$

$$C_v = 713.51 \text{ Kg Puntual}$$

$$C_v = 713.51 \text{ Kg} / 7.56 \text{ m}$$

$$C_v = 95.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ Distribuida}$$

De igual manera se realiza el mismo proceso para las vigas.

$$P_{V\text{Viga Barlovento}} = \frac{1}{2} \times 1.25 \times (21)^2 \times 0.7 \times 0.3$$

$$P_{V\text{Viga Barlovento}} = 57.88 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$P_{V\text{Viga Barlovento}} = 5.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{V\text{Viga Sotavento}} = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot (21)^2 \cdot 0.7 \cdot (-0.6)$$

$$P_{V\text{Viga Sotavento}} = -115.76 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$P_{V\text{Viga Sotavento}} = -11.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ahora se obtendrá el área colaborante para las vigas centrales

Donde

L: Longitud de la viga

Bc: La mitad entre la separación de ejes estructurales a la izquierda y derecha de la viga de techo de análisis.

$$\text{Área colaborante} = L \times Bc$$

$$\text{Área colaborante} = 9.54 \text{ m} \times (3+3) \text{ m}$$

$$\text{Área colaborante} = 57.24 \text{ m}^2$$

Por lo que la carga de viento (C_v) se obtendrá del área colaborante por la presión del viento se obtendrá una carga puntual en la viga y ésta se divide para la longitud de la viga y se obtendrá una carga distribuida.

- Viga Barlovento

$$C_v = 5.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 57.24 \text{ m}^2$$

$$C_v = 337.72 \text{ Kg Puntual}$$

$$C_v = 337.72 \text{ Kg} / 9.54 \text{ m}$$

$$C_v = 35.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ Distribuida}$$

- Viga Sotavento

- $C_v = -11.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 57.24 \text{ m}^2$

- $C_v = -675.43 \text{ Kg Puntual}$

- $C_v = -675.43 \text{ Kg} / 9.54 \text{ m}$

- $C_v = -70.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ Distribuida}$

Cuyo estado de cargas se puede observar en la Figura 36.

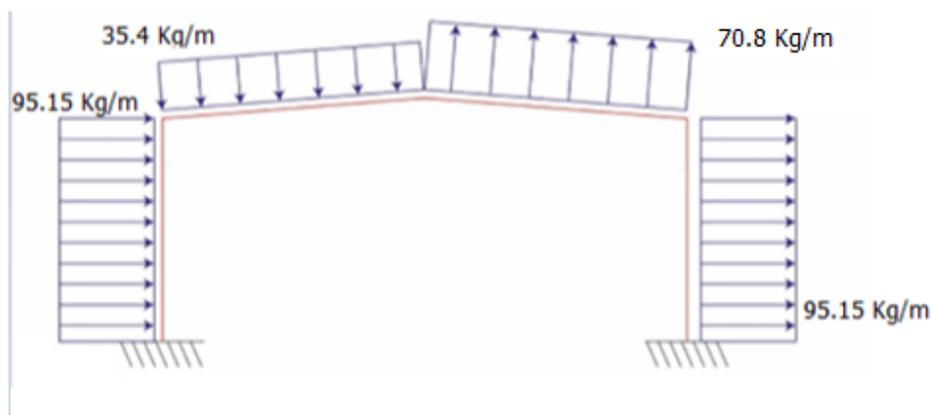


Figura 36. Carga de viento.

En esta figura se muestran los valores obtenidos para entender la distribución de las cargas.

Cargas de granizo. Por la ubicación de nuestra ciudad para localidades sobre los 1500 msnm la NEC-SE-GC 26-1 [15] sugiere considerar una carga por acumulación de granizo en periodo de tiempo corto sobre la cubierta. En el caso del presente diseño se estima una presión debido al granizo (P_G) de 0.5 KN/m^2 al presentar una cubierta con una inclinación menor al 15%.

Se utiliza un valor del ángulo recomendado por normativa de 15° o del 27% de la pendiente, este valor es ligeramente superior al ángulo que tiene el techo del galpón que es 10°

Ecuación 22.

Carga por granizo

$$C_G = P_G \cdot S_P \cdot K_C \cdot \cos(\theta)$$

Así, se obtiene:

$$C_G = 0.5 \cdot 6 \cdot 1.25 \cdot \cos(10)$$

$$C_G = 3.7 \text{ KN / M}$$

Dónde:

S_p = Ancho tributario (6 m)

K_c = Coeficiente de mayoración de cargas (1.25)

θ = Ángulo de inclinación de la cubierta (°)

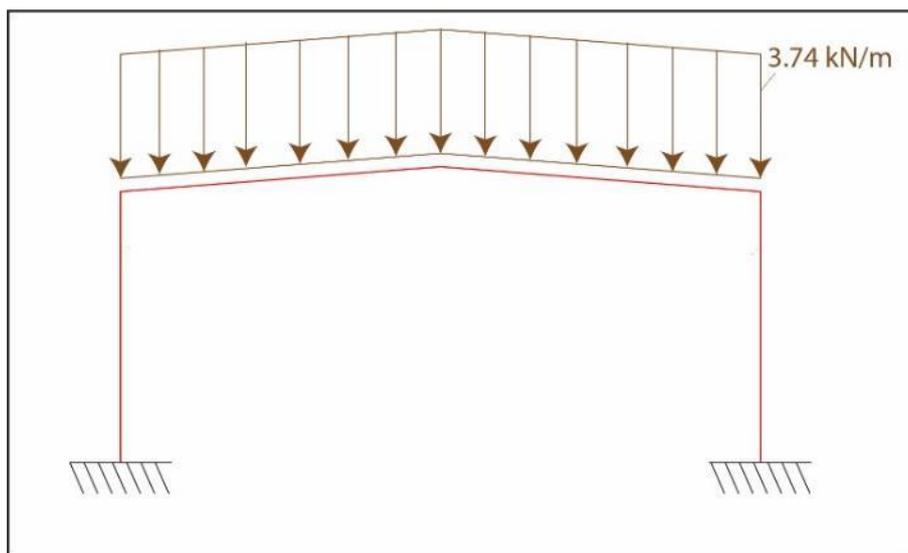


Figura 37. Carga de granizo.

Adicionalmente, Morales [18] sugiere considerar una sobrecarga por mantenimiento debido a posibles reparaciones de la estructura, para lo cual, considera una presión de sobrecarga (P_S) de 0.4 kN/m^2 y su valor de carga lineal está dado por la Ecuación 23.

Ecuación 23.

Presión de sobrecarga

$$C_S = P_S \cdot S_P \cdot K_C \cdot \cos(\theta)$$

Así, se obtiene:

$$C_G = 0.4 \cdot 6 \cdot 1.25 \cdot \cos(10)$$

$$C_G = 2.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

h) Selección de perfil.

Una vez definidas todas las cargas, la Figura 38 muestra el DCL obtenido. Como se puede notar se trata de una estructura hiperestática cuya resolución será obtenida con ayuda del software ETABS.

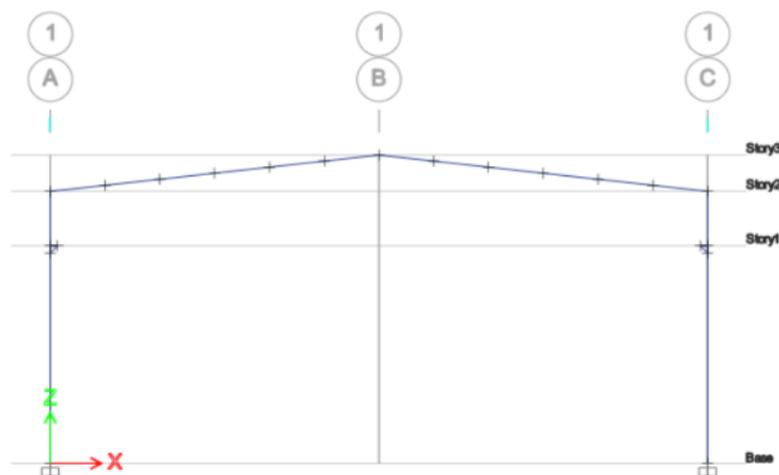


Figura 38. DCL del pórtico.

Para poder simular el pórtico en ETABS, como primer paso es necesario definir las 4 cargas calculadas previamente. (Ver Figura 39).

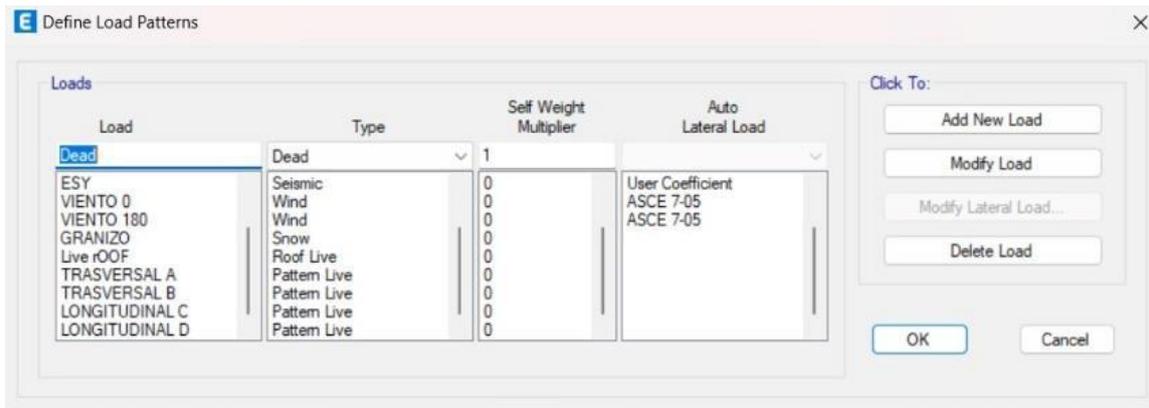


Figura 39. Definición de cargas.

Seguido de esto es necesario verificar que todas las cargas definidas sean consideradas dentro del análisis estático de la estructura (Ver Figura 40).

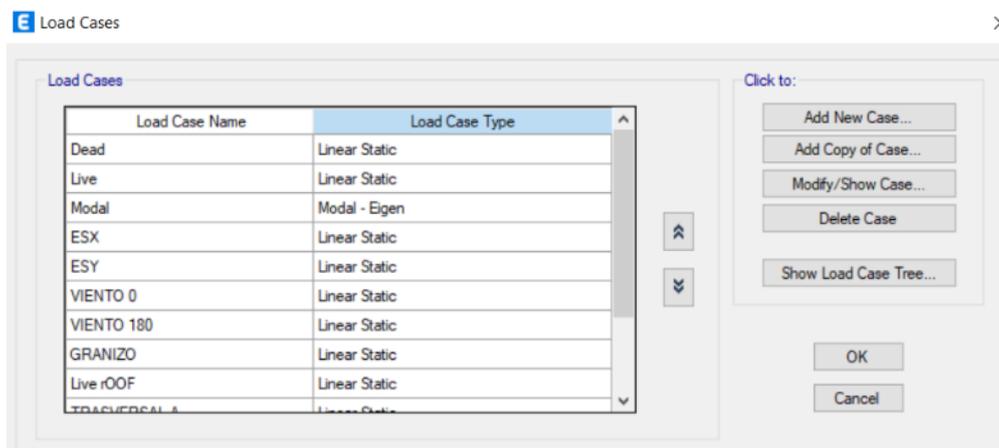


Figura 40. Verificación de cargas.

Finalmente, se definen las magnitudes de las cargas consideradas (ver Figura 41), se verifica que el modelado no contenga errores (ver Figura 42), se establecen los grados de libertad de la simulación (ver Figura 43) y son seleccionados los casos a analizar (ver Figura 44).



Figura 41. Magnitudes de cargas definidas.



Figura 42. Verificación del modelo.

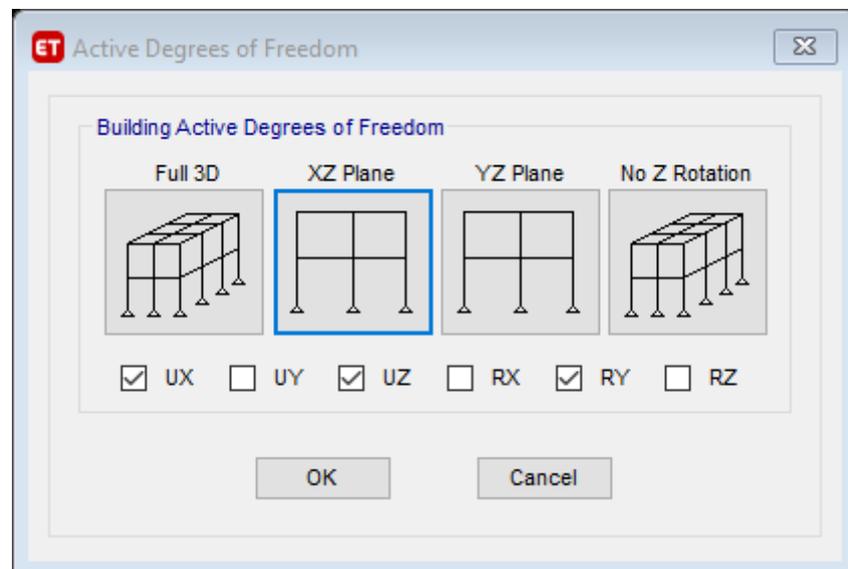


Figura 43. Grados de libertad de la simulación.

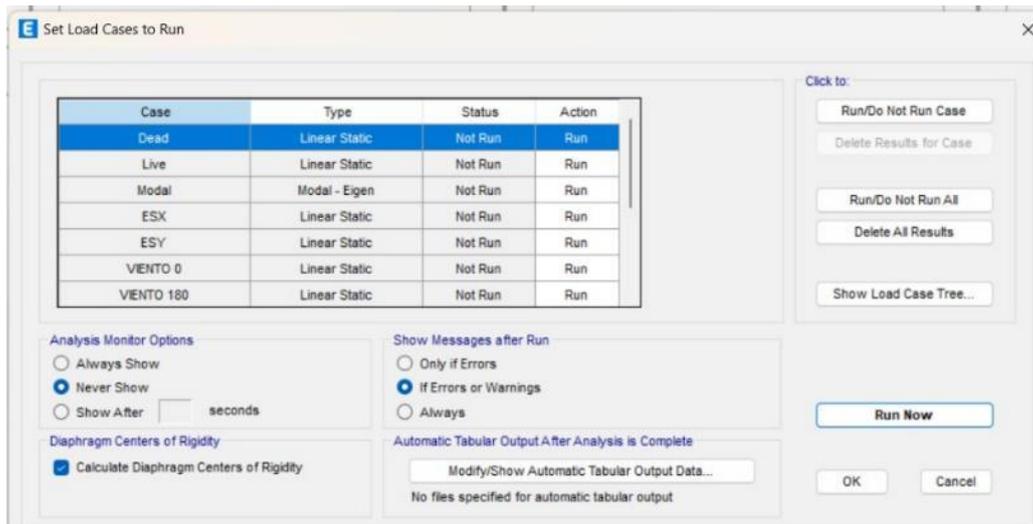


Figura 44. Condiciones por simular.

A continuación, desde la Figura 45 se muestran las soluciones obtenidas para el pórtico diseñado.

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
1.2D+E+L+0.2 S	Combinación	-368,461 5	-368,735 6	1151,622 1	11803,507 3	-13105,149 6	-412,271 3

Figura 45. Reacciones en los apoyos del pórtico (KN).

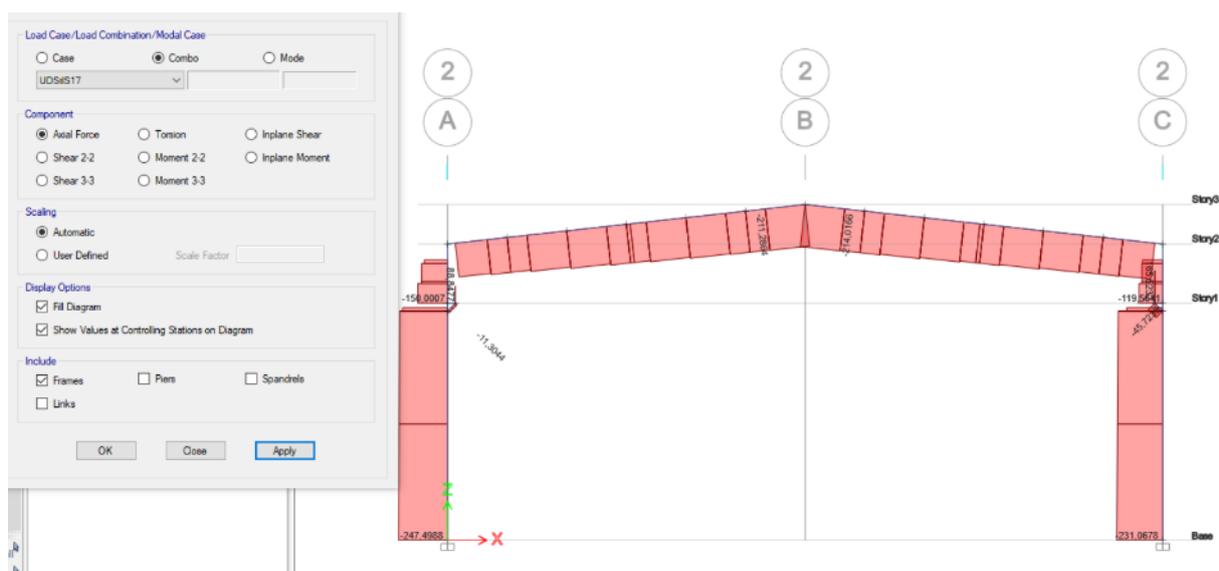


Figura 46. Diagrama de cargas axiales en el pórtico (KN).

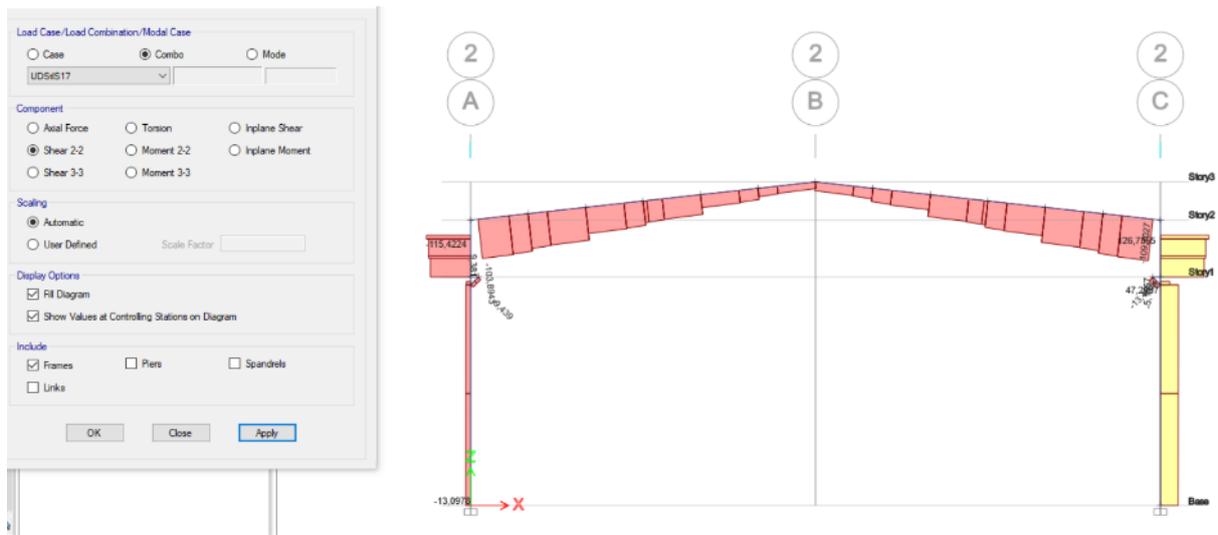


Figura 47. Diagrama de cargas cortantes en el pórtico (KN).

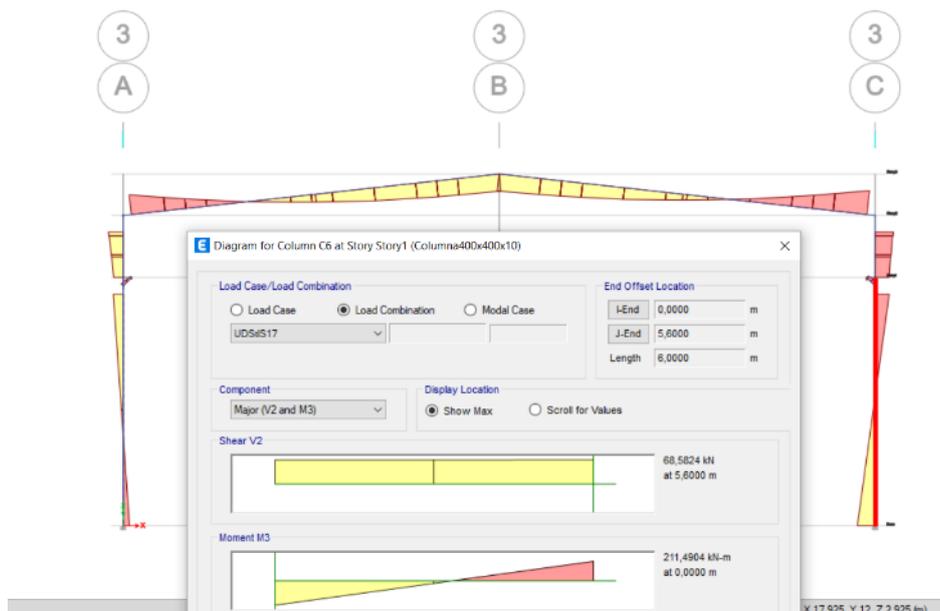


Figura 48. Diagrama de momentos en el pórtico (KN.m).

Una vez identificado el máximo momento flector de 211.49 kN-m (ver Figura 48) que soporta la nave se procede a la selección del perfil mediante la determinación del módulo de sección (Z).

Teniendo como punto de partida la determinación del módulo de sección (Z), para lo cual es importante considerar lo que menciona AISC 360-16 [13] y que el material a emplear es el acero ASTM A36.

Con ayuda del Steel Construction Manual AISC 14 [19], a partir de este valor para $Z = 2282 \text{ cm}^3$ se selecciona un perfil cuadrado de (400mmx400mmx10mm), cumplen con todas las solicitaciones de cargas analizadas, presentan un área (A) de 156 cm^2 , un peso propio por unidad de longitud de 122.46 kg/m cada 6 m . Una vez conocidos estos parámetros se puede determinar el peso propio del perfil y el valor de carga distribuida (q) que representa el mismo.

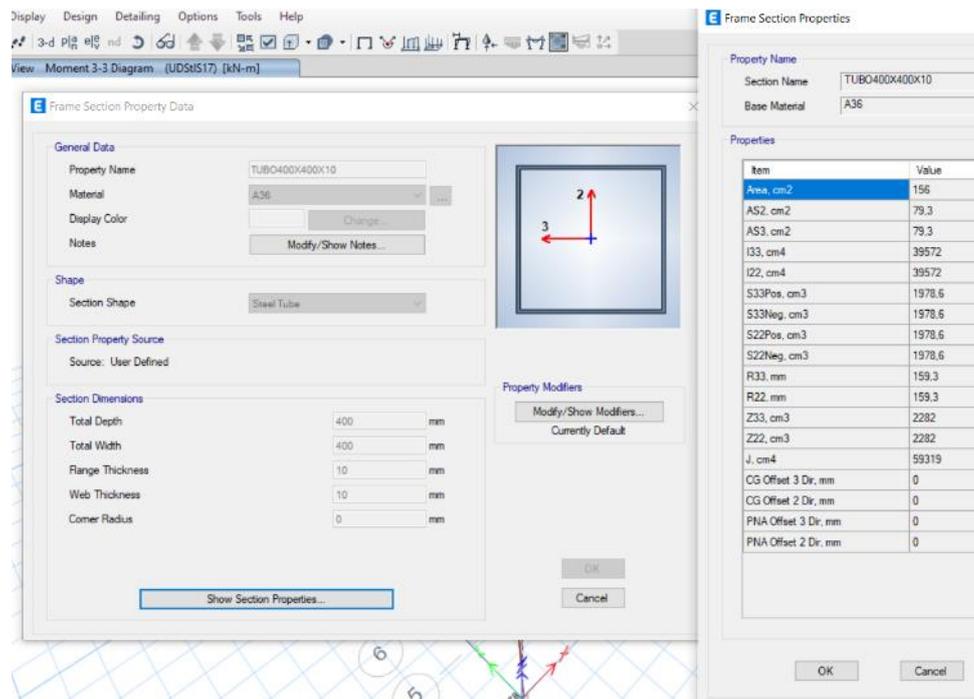


Figura 49. Parámetros del perfil.

i) Verificación de pandeo en las columnas. La columna de barlovento es la que recibe las cargas más altas de compresión, por lo tanto, se debe verificar que el perfil seleccionado en la sección previa soporta estas solicitaciones mecánicas sin fallar. Para lo cual, Morales [18] sugiere determina el radio de giro (r_{\min}) requerido mediante la Ecuación 24

Ecuación 24.

Radio de giro mínimo

$$r_{\min} \geq \frac{kL}{\lambda}$$

Dónde:

r_{\min} = Radio de giro (cm)

k = Coeficiente de longitud segura

L = Espacio de la columna (cm)

λ = Relación de esbeltez

Donde, la longitud columna es de 757.4 cm, un coeficiente de longitud efectiva de 1 y una relación de esbeltez máxima de 200 por recomendación de AISC 360-16 [13].

$$r_{\min} \geq \frac{1 \times 757.4 \text{ cm}}{200}$$

$$r_{\min} = 3.8 \text{ cm}$$

Cuya magnitud es inferior al radio de giro del perfil seleccionado ($r = 15.9 \text{ cm}$, ver Figura 49), seguido de esto, por recomendación de AISC 360-16 [13] se determina el valor de la carga crítica de pandeo mediante la Ecuación 25.

Ecuación 25.

Carga crítica de pandeo

$$P_{\text{critica}} = \frac{P_n}{\Omega_c}$$

Dónde:

P_{critica} = Carga crítica de pandeo

P_n = Carga nominal de compresión

Ω_c = Factor de seguridad de compresión

Se debe calcular el pandeo elástico (S_e) considera un módulo de elasticidad $E = 200 \text{ MPa}$ [13].

Ecuación 26.

Esfuerzo de pandeo máximo

$$S_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$S_e = \frac{\pi^2 \cdot 200 \cdot 10^9}{\left(\frac{1 \cdot 7.57}{0.159}\right)^2}$$

$$S_e = 870.82 \text{ MPa}$$

Dónde:

S_e = Esfuerzo de pandeo elástico (MPa)

Seguido de esto se debe verificar el valor de la siguiente expresión:

$$\frac{S_y}{S_e} = \frac{250}{870.82}$$

$$\frac{S_y}{S_e} = 0.287$$

$$\frac{S_y}{S_e} \leq 2.25$$

De acuerdo con AISC 360-16 [13] el valor del esfuerzo crítico de pandeo queda determinado por la Ecuación 27.

Ecuación 27.

Esfuerzo crítico

$$\sigma_{\text{Crítico}} = (0.658^{\frac{S_y}{S_e}}) \cdot S_y$$

$$\sigma_{\text{Crítico}} = (0.658^{0.287}) \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Crítico}} = 221.7 \text{ MPa}$$

Mientras que el valor de la carga nominal de compresión se aplica sobre un área de 156 cm².

Ecuación 28.

Carga nominal de compresión

$$P_n = \sigma_{\text{Crítico}} \cdot A$$

$$P_n = 221.7 \text{ MPa} \times 1.56 \text{ m}^2$$

$$P_n = 345.85 \text{ MN}$$

Así, se obtiene:

$$P_{\text{crítica}} = \frac{345.85 \text{ MN}}{1.67}$$

$$P_{\text{crítica}} = 207.1 \text{ MN}$$

Con este valor de momento máximo (211.49 kN-m) obtenido en el programa ETABS es necesario recalcular el valor del módulo de la sección requerida por la columna con el fin de evidenciar que el perfil seleccionado es óptimo. Es así como se tiene:

$$Z \geq \frac{M_{\text{max}}}{\phi_b \cdot S_y}$$

$$Z = \frac{211.49 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 250 \cdot 10^6}$$
$$Z = 9.40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$
$$Z = 940 \text{ cm}^3$$

Para el caso de combinaciones de carga a flexo compresión más desfavorables en la columna la ecuación que rige su comportamiento se aprecia en el anexo 5.

Se compara el valor obtenido de $Z = 940 \text{ cm}^3$ con el módulo de sección plástico del elemento estructural que es de 2282 cm^3 , lo que indica que es menor al del elemento estructural escogido por lo que no tendrá deformaciones, fisuras al momento de realizar el montaje y operación del puente grúa.

La cual el programa ETABS ha considerado en su diseño obteniéndose una relación de capacidad demanda de: 0.8 según la [8] lo cual indica que se debe emplear este factor para estructuras sin arriostramientos.

4.3.3. Selección de correas

Con ayuda del software ETABS se obtiene los esquemas de corte y momento a partir de los productos de cortantes y momentos obtenidos se procede a la selección del perfil, para lo cual se emplea el método LRFD y las ecuaciones definidas por la AISC 360-16 [13].

Con las cargas impuestas en la estructura, tales como viento, granizo, peso propio del techo, etc. El programa ETABS ha determinado que el momento máximo actuante mayorado es de 14.61 KN m, por el cual se ha seleccionado un perfil rectangular tipo cajón de 100x50x3mm, que posee un módulo de sección plástico de 27.8 cm^3 .

Con este valor de momento máximo (0.3kN-m), se hace la siguiente verificación:

$$Z \geq \frac{M_{max}}{\phi_b \cdot f_y}$$
$$Z = \frac{0.3 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 250 \cdot 10^6}$$
$$Z = 1.33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$
$$Z = 1.33 \text{ cm}^3$$

Por lo que el módulo plástico no supera al módulo de sección plástica del material que es de 27.8 cm^3 .

4.3.4. Diseño de pernos de anclaje

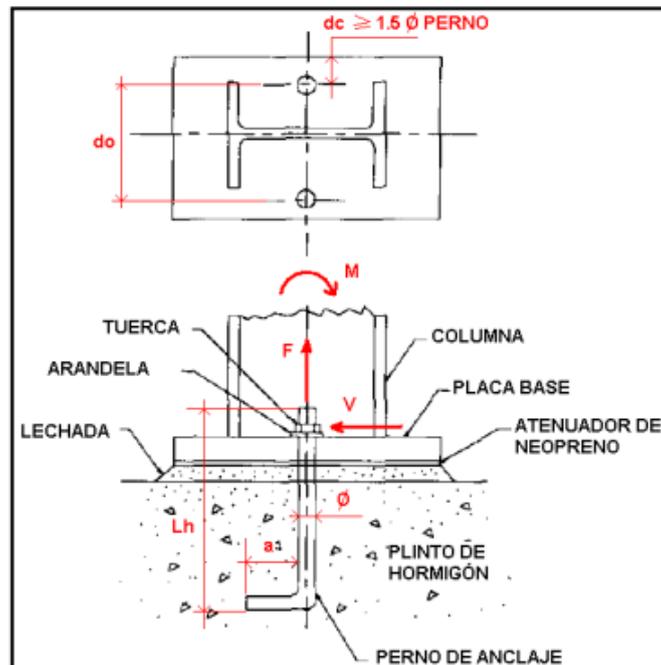


Figura 50. Perno de anclaje. Fuente [20]

Para el diseño del perno de anclaje se emplea la siguiente ecuación

Ecuación 29.

Fuerza de Tensión

$$F = \frac{M}{N * do}$$

Donde

F = Fuerza de tensión requerida del perno. (klbf)

M = Momento de volteo en la base de la columna. (klbf.in)

N = Número de pernos de anclaje a cada lado

do = Distancia entre centros de pernos de anclaje. (in)

Se propone ubicar un total de 8 pernos en cada placa base, por lo que $n = 4$ pernos por cada lado. Para una primera iteración se trabaja con un perno de diámetro $\frac{3}{4}$ in. Para el cálculo de do se toma en cuenta las dimensiones de la columna 40 x 40 cm y el criterio presentado en la figura 50 donde se indica que la distancia del fin de la placa base al centro del perno de anclaje debe ser mayor o igual a 1.5 veces el diámetro del perno. $d0 = 41 / 2$ in. A continuación, se

calcula la fuerza de tensión requerida por el perno a causa del momento en la columna usando la ecuación 28

$$F = \frac{2991.6 \text{ k} \cdot \text{lb} \cdot \text{f} \cdot \text{in}}{3 * \frac{41}{2} \text{ in}} = 48.6 \text{ k} \cdot \text{lb} \cdot \text{f}$$

Para calcular la resistencia máxima del perno se emplea la siguiente ecuación:

Ecuación 30.

Fuerza de tensión máxima

$$F = 0.75 * \varphi * F_u * A_g$$

Donde:

F = Fuerza de tensión máxima. (klbf)

F_u = Esfuerzo último de rotura ($\frac{\text{klbf}}{\text{in}^2}$)

A_g = Área transversal del perno. (in^2)

φ = Factor de resistencia a la tensión

TABLA DE VARILLAS								
Diám /mm	Kg/m	12 m		9m		6 m		TOLERANCIA
		Kg	Var x Qq	Kg	Var x Qq	Kg	Var x Qq	
8	0.395	4.740	9.568	3.555	12.757	2.370	19.136	± 50mm
10	0.617	7.404	6.125	5.553	8.167	3.702	12.251	
12	0.888	10.656	4.256	7.992	5.675	5.328	8.512	
14	1.208	14.496	3.129	10.872	4.171	7.248	6.257	
16	1.578	18.936	2.395	14.202	3.193	9.468	4.790	
18	1.998	23.976	1.892	17.982	2.522	11.988	3.783	
20	2.466	29.592	1.533	22.194	2.043	14.796	3.065	
22	2.984	35.808	1.267	26.856	1.689	17.904	2.533	
25	3.853	46.236	0.981	34.677	1.308	23.118	1.962	
28	4.834	58.008	0.782	43.506	1.042	29.004	1.564	
32	6.313	75.756	0.599	56.817	0.798	37.878	1.197	
36	7.990	95.880	0.473	71.910	0.631	47.940	0.946	

PROPIEDADES MECÁNICAS		MPa	kgf/mm ²
Límite de fluencia mínimo		420	42
Límite de fluencia máximo		540	55
Resistencia a la tracción mínima		550	56

ALARGAMIENTO (%) MÍNIMO CON PROBETA		Lo=200mm
Diámetro nominal (mm)		%
8-20		14
22-32		12

DOBLADO A 180°	
Diámetro nominal (d) mm	Diámetro del mandril
8-18	3d
20-25	4d
28-32	6d

Figura 51. Datos varillas ADELCA. Fuente [21]

El área del perno propuesto ($d = \frac{3}{4}$ in) es 0.44 in², el esfuerzo de rotura de varillas de acero ADELCA ECUADOR es $F_u = 79$ ksi y se trabaja con un factor de resistencia a la tensión de 0.9. A continuación, se presenta el cálculo de la resistencia máxima de tensión del perno usando la ecuación 29.

$$F = 0.75 * 0.9 * 79 * 0.44 = 23 \text{ klf}$$

Se observa que la fuerza de tensión máxima es menor a la que se encuentra aplicada en el perno, lo que indica que el perno no es el adecuado. Para realizar una segunda iteración se propone trabajar con un perno de diámetro 1 pulgada. $D_o = 25$ in.

$$F = \frac{2991.6 \text{ klf} \cdot \text{in}}{3 * 25 \text{ in}} = 39.7 \text{ klf}$$

Se procede a calcular la fuerza de tensión máxima del perno seleccionado para la segunda iteración. $A = 0.78$ in².

$$F = 0.75 * 0.9 * 79 * 0.78 = 41.5 \text{ klf}$$

Se observa que la fuerza de tensión máxima es menor a la fuerza de tensión requerida por lo que aprueba el criterio y es seleccionado. Para calcular la longitud mínima del perno de anclaje se emplea la siguiente ecuación:

Ecuación 31.

Longitud del perno

$$L = \frac{\left(\frac{F}{2}\right)}{0.7 * f'c * d}$$

Donde:

L = Longitud mínima del perno (in)

F = Fuerza de tensión máxima (klbf)

f_c = resistencia de compresión del concreto. $\left(\frac{\text{klbf}}{\text{in}^2}\right)$

d = Diámetro del perno. (in)

A continuación, se muestra el cálculo de la longitud mínima del perno:

$$L = \frac{\left(\frac{41.5}{2}\right)}{0.7 * 2.84 * 1} = 10.44 \text{ in} = 265.18 \text{ mm}$$

Se selecciona una longitud de 300 mm del perno de anclaje dentro del concreto, a este resultado se añade la distancia $a = 5 \cdot d = 100$ mm (Ver figura 50) y la longitud de la parte roscada 50 mm. Por lo tanto, se tiene una varilla de longitud total 450 mm.

4.4 Simulación

Una vez seleccionados los materiales y definida la geometría de los perfiles a emplear para poder validar el modelo planteado es necesario simular las condiciones de trabajo a las que será sometido. Para lo cual, se emplea el software ETABS y se debe considerar los siguientes pasos:

Definir las propiedades del documento, es decir, unidades de medida (SI), Código de diseño [13] y la base de datos de los perfiles [19].

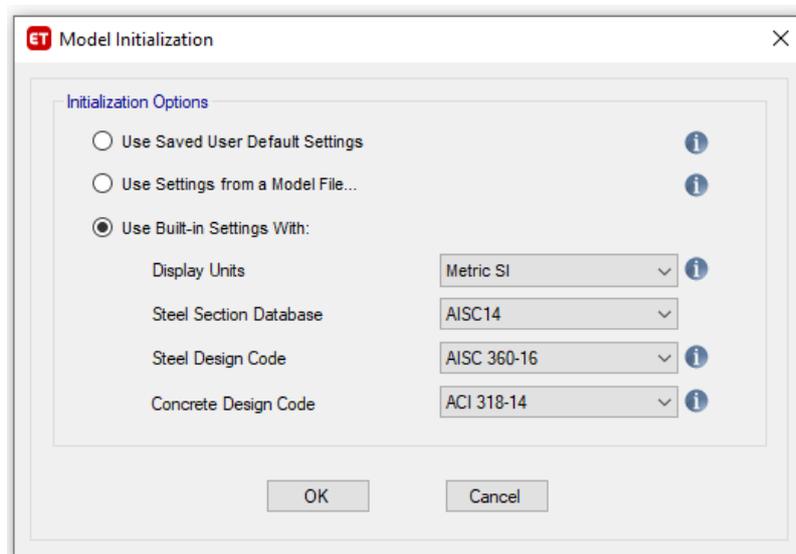


Figura 52. Propiedades del documento.

Para dibujar la geometría de la nave se selecciona una estructura de tipo cuadrícula, se selecciona “Custom Grid Spacing” para poder definir las dimensiones de ancho y profundidad de la nave. Creando así una cuadrícula en 2D con las distancias necesarias para crear los perfiles.

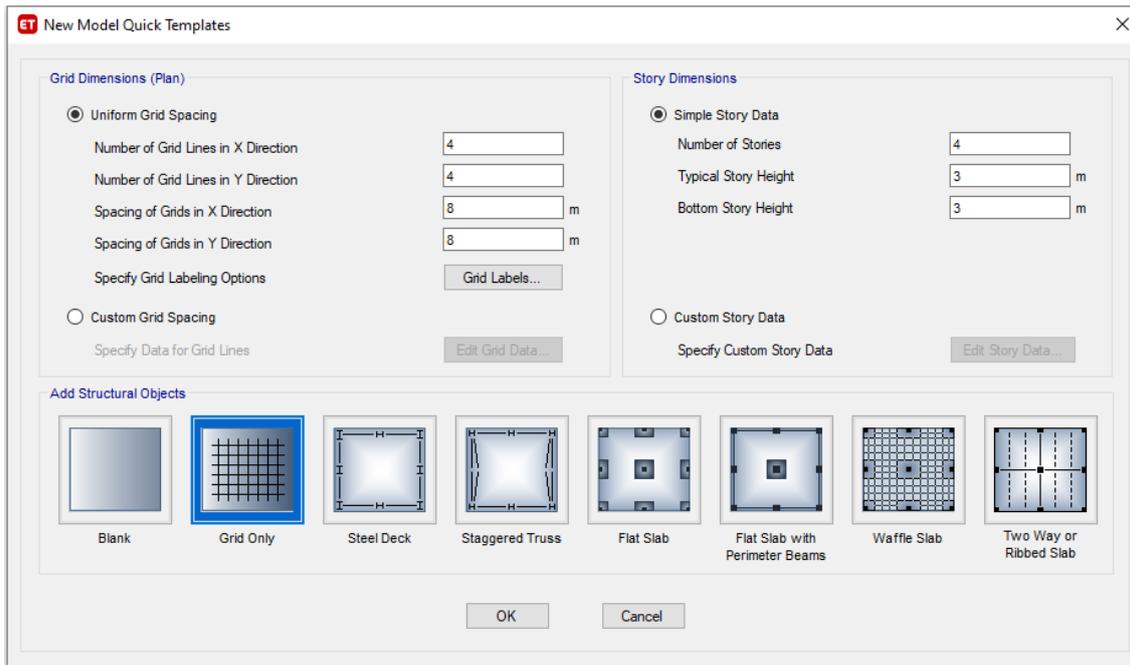


Figura 53. Custom Grid Spacing.

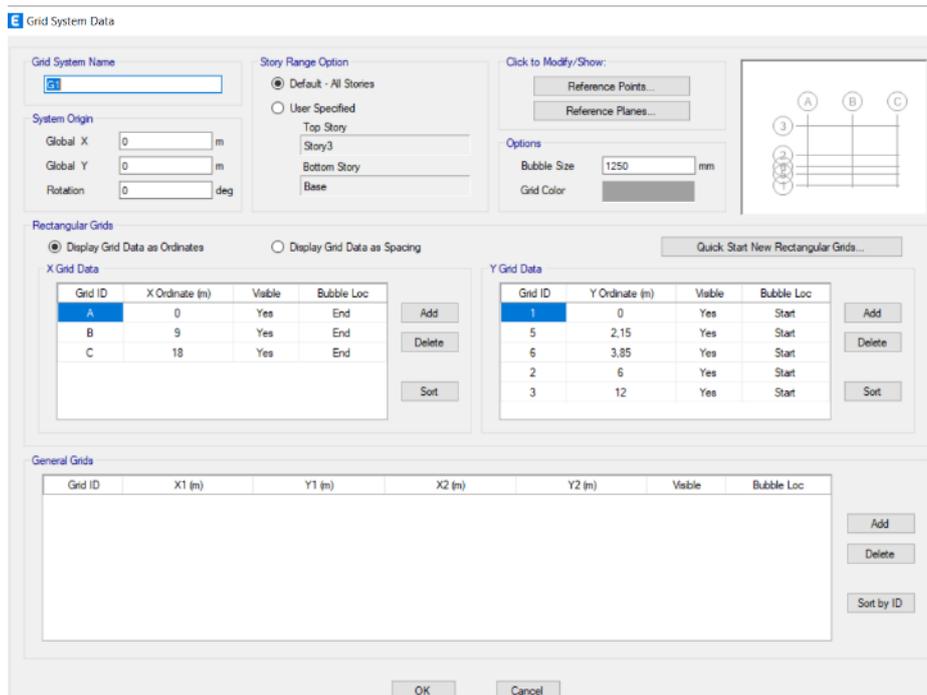


Figura 54. Configuración del espacio de trabajo.

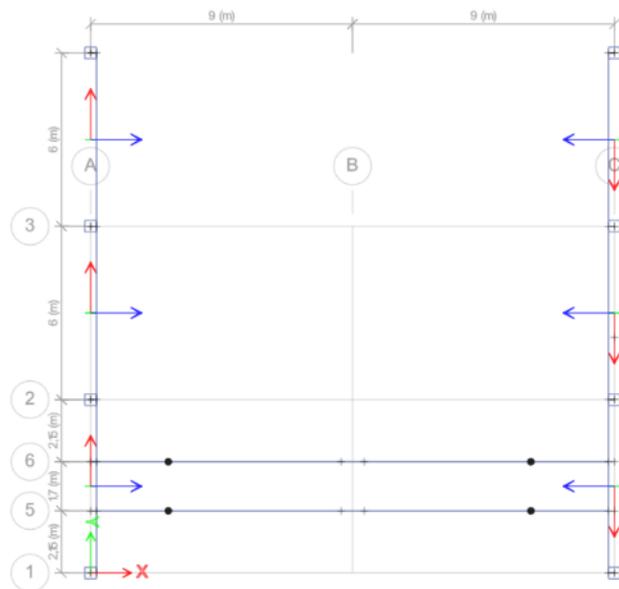


Figura 55. Creación Grid Base.

Una vez definida el Grid 2D base es necesario crear “Story” para poder darle altura al modelado a realizar. Para el modelado de la nave se requirió de 3 Story y con la ayuda de la herramienta “Draw Beam/Column” se dibujaron todos los perfiles y se generó la estructura propuesta, cabe mencionar que se ha considerado también al puente grúa en su posición crítica.

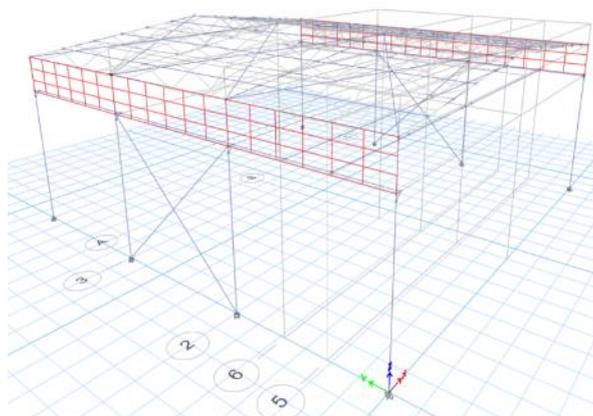


Figura 56. Modelado de la estructura en 3D.

Seguido de esto, se definen los soportes tipo empotramiento en la base de cada una de las columnas

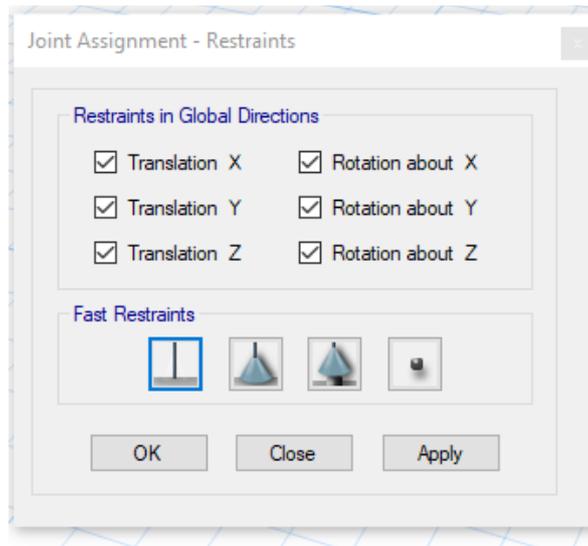


Figura 57. Restricciones.

A continuación, es necesario definir la geometría de los perfiles seleccionados, ver Figura 56, así como también, el tipo de material de estos.

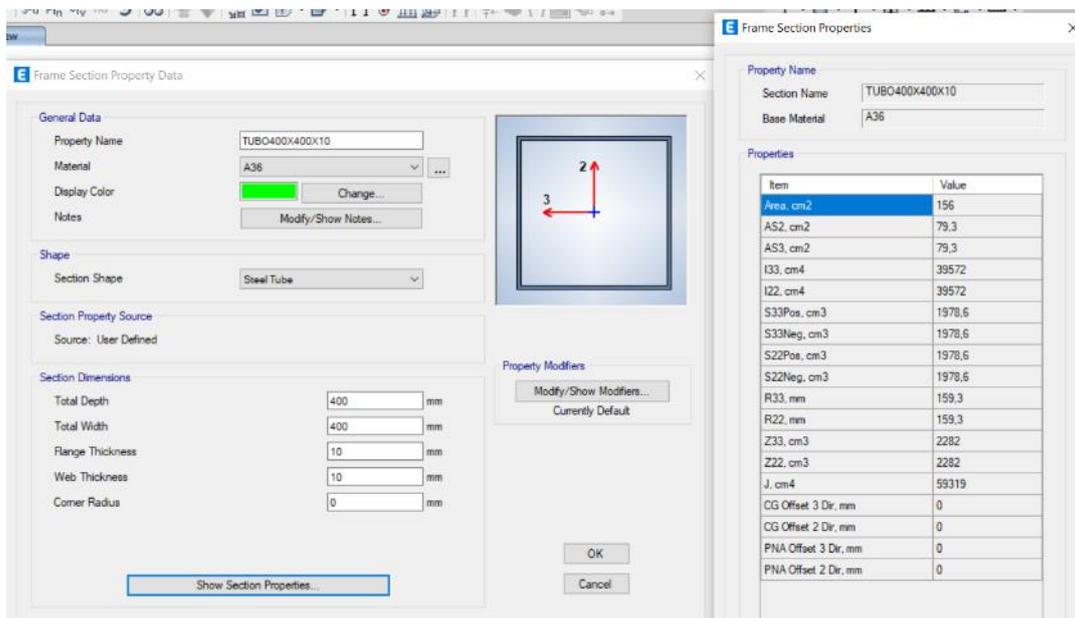


Figura 58. Creación perfil base de la Nave.

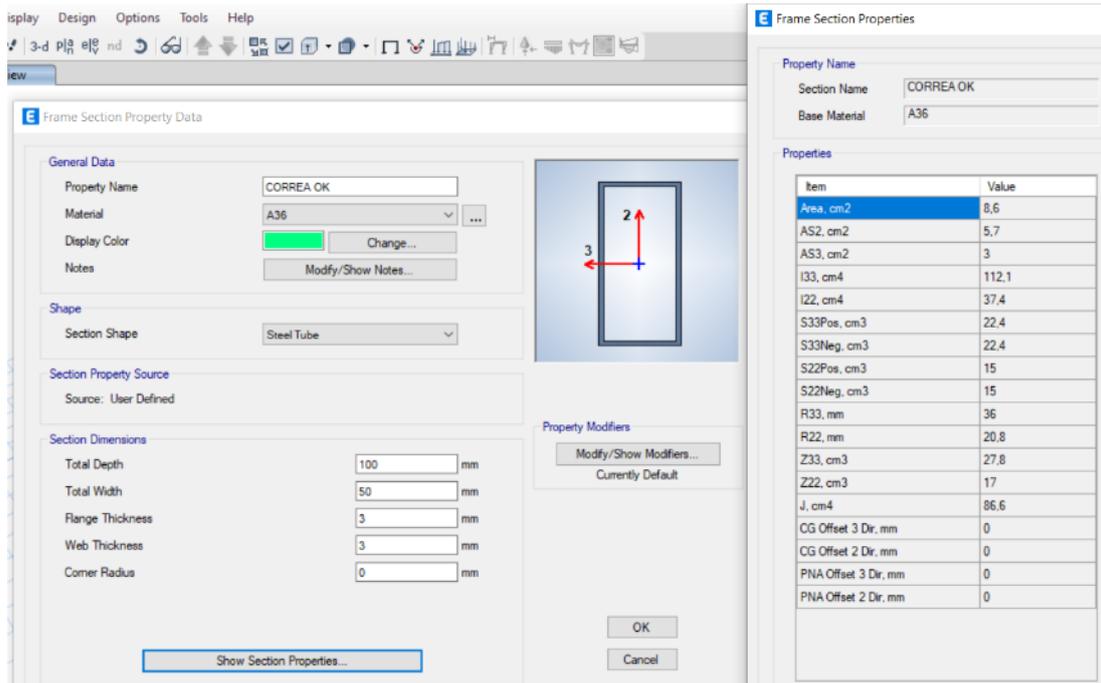


Figura 59. Creación perfil para correas.

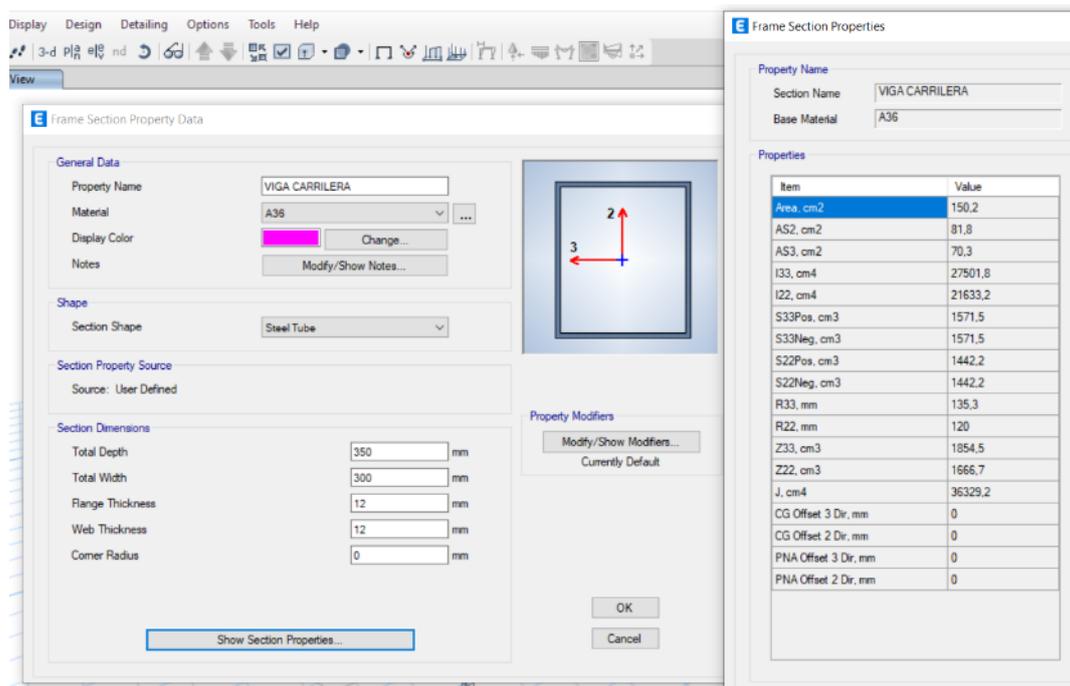


Figura 60. Creación perfil de la viga carrilera.

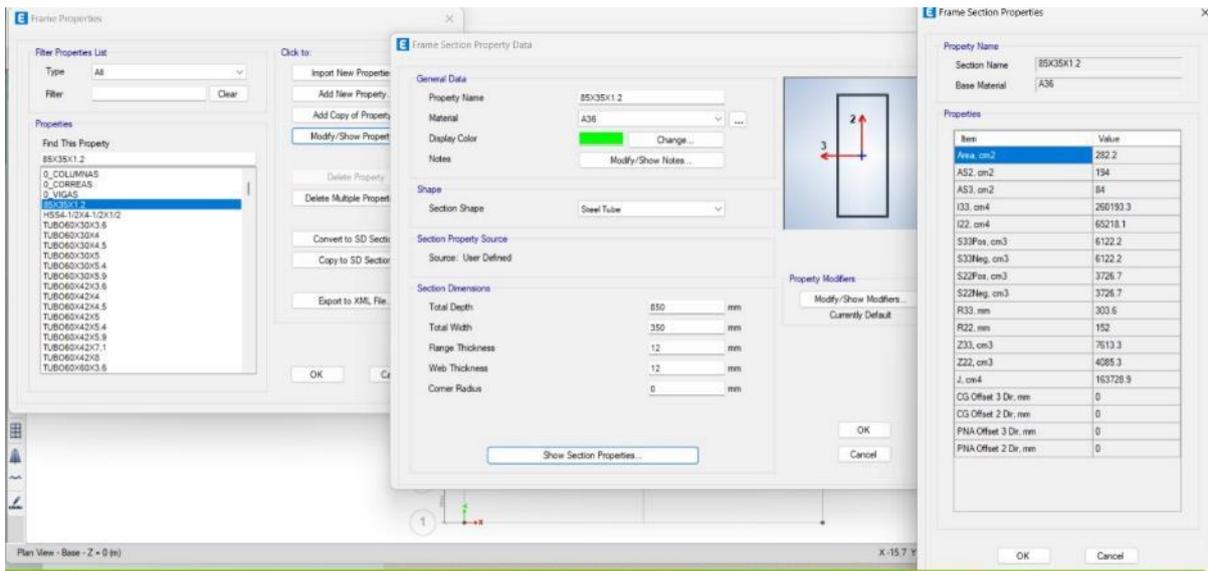


Figura 61. Creación perfil de la viga puente

Una vez finalizado el modelado 3D de la estructura, el siguiente paso es establecer las cargas que se aplicarán sobre el galpón.

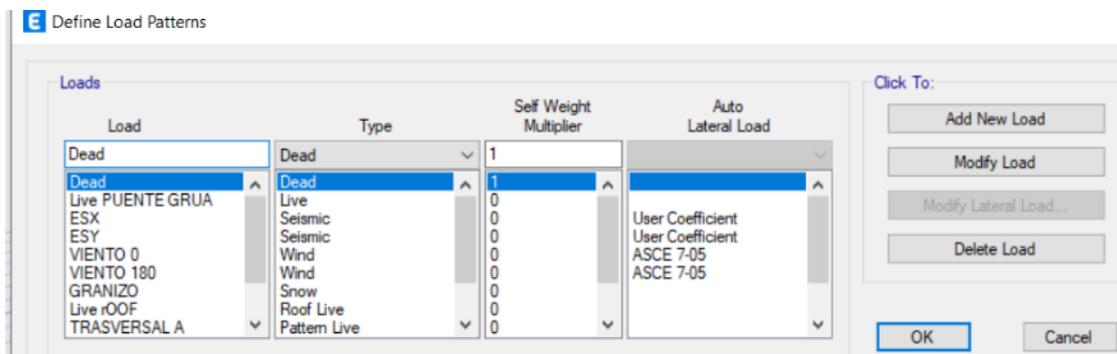


Figura 62. Definición de cargas.

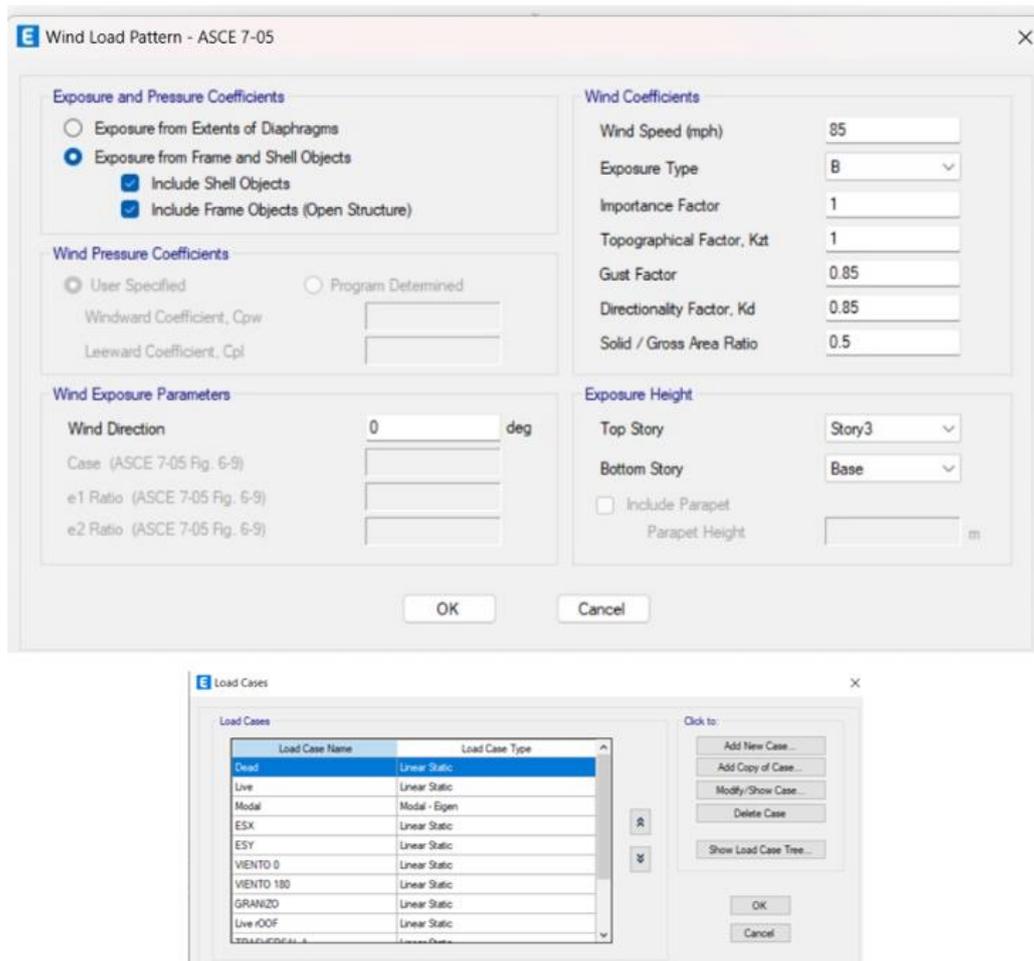


Figura 63. Definición de cargas y normativas.

La norma ecuatoriana define 7 tipos de combinaciones de cargas que deben ser consideradas en diseño de una estructura metálica, con el objetivo de verificar que todos los componentes resistan los efectos de las cargas incrementadas [15]

El siguiente paso consiste en definir la magnitud de las cargas de trabajo, en el presente diseño se consideran las del tipo “Shell Load” (carga por unidad de área), y la dirección sobre la cual se efectúan.

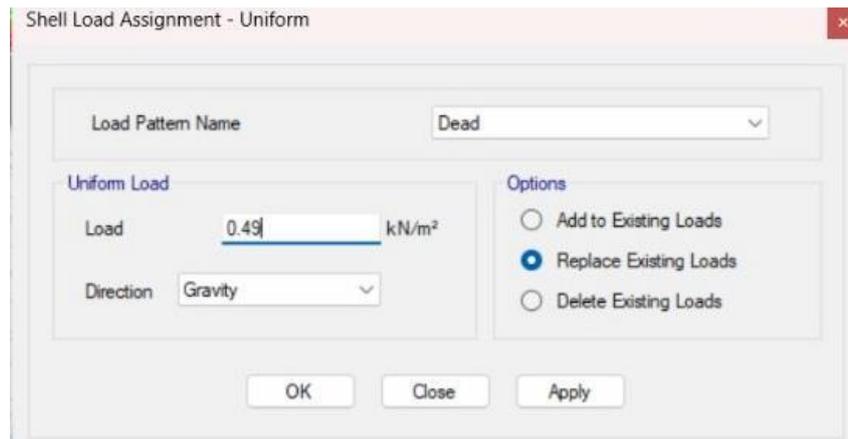


Figura 64. Definición de carga muerta.

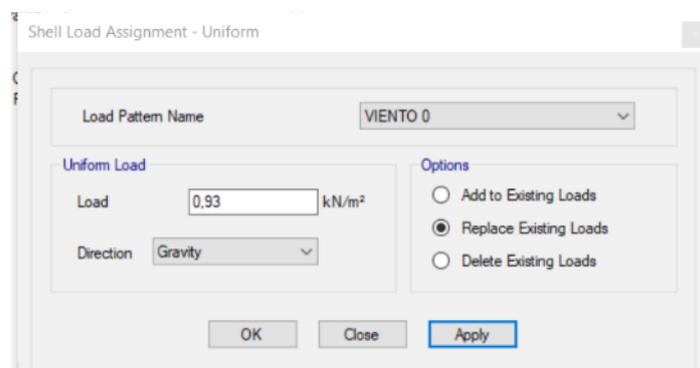


Figura 65. Definición de carga de viento sobre columnas.

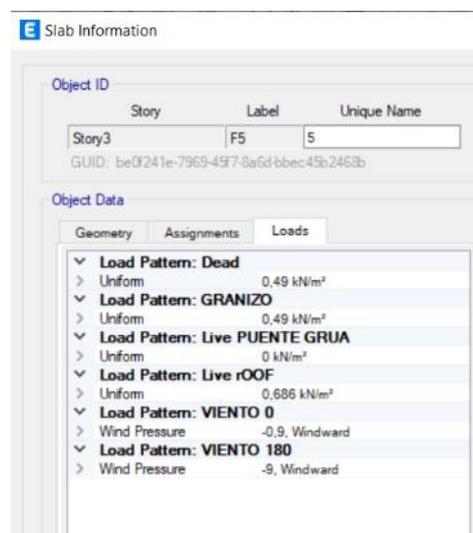


Figura 66. Definición de cargas sobre techo lado barlovento.

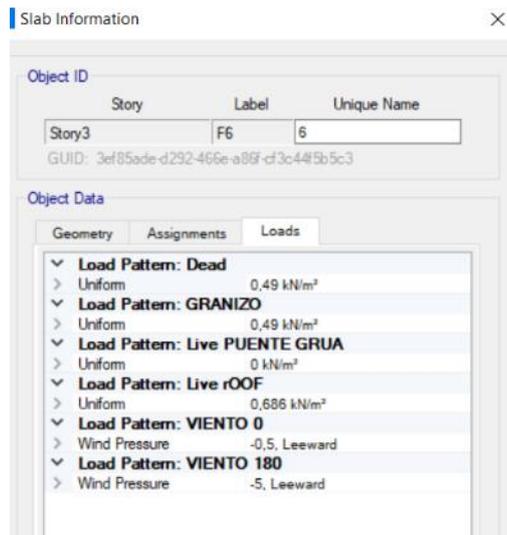


Figura 67. Definición de cargas sobre techo lado sotavento.

Una vez definidas las cargas, se verifica que el modelo no posea ningún error, se definen los grados de libertad en 3D (ver Figura 68).

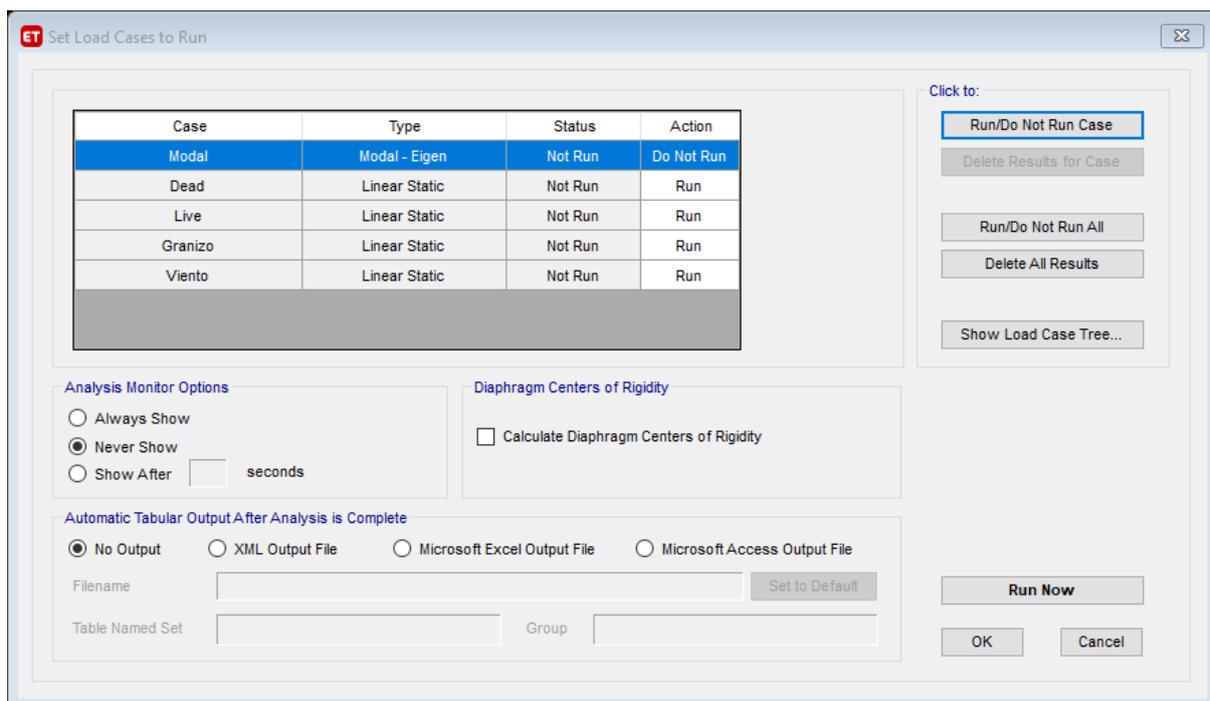


Figura 68. Verificación y definición de grados de libertad.

Finalmente, se procede a la simulación y se obtienen lo concerniente a: reacciones, cargas axiales, cortantes, momentos flectores, deformaciones y validación de perfiles seleccionados (ver Figura 69).

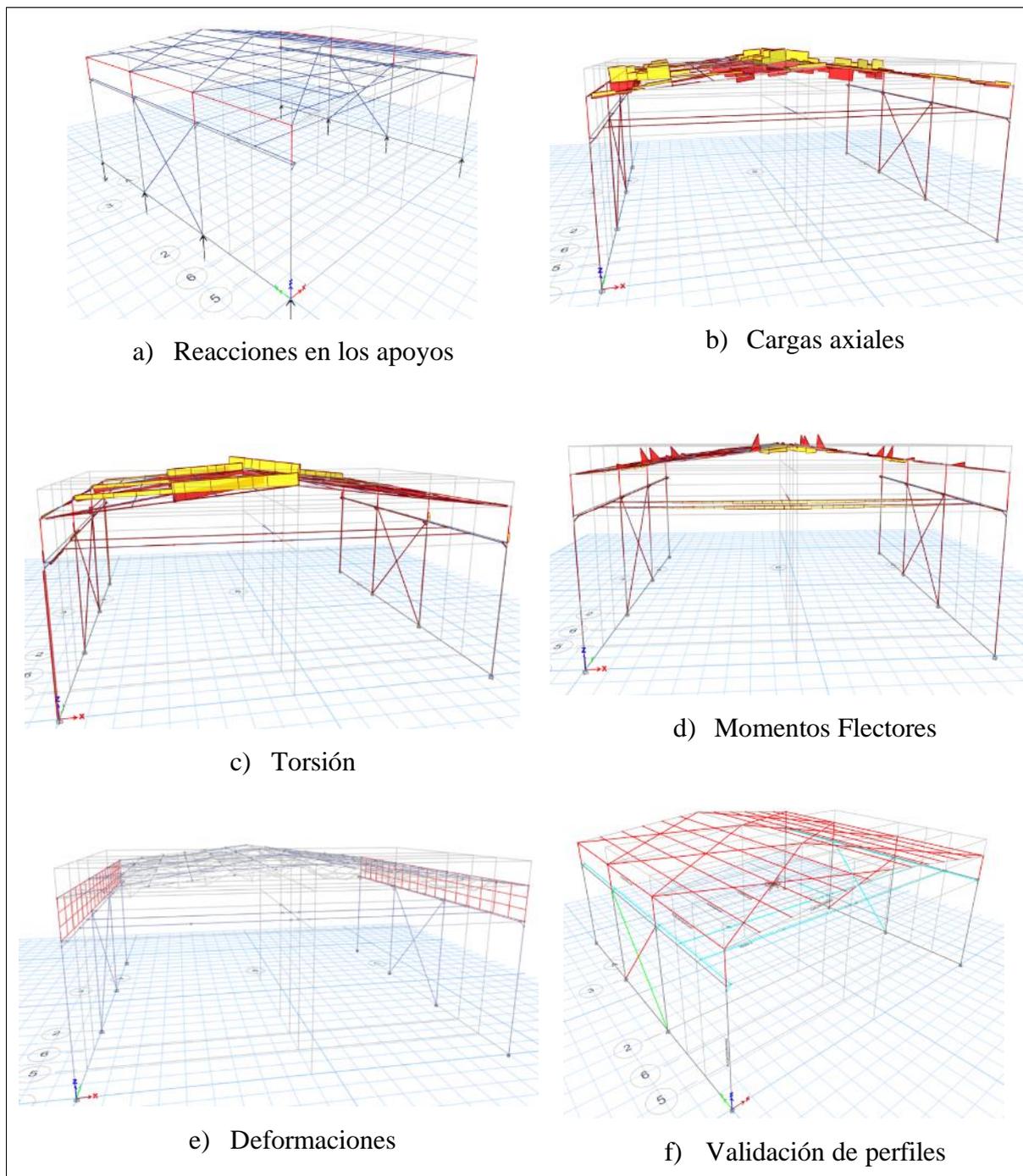


Figura 69. Resultados obtenidos.

4.5 Deformaciones

Los resultados de las deformaciones generadas por los distintos tipos de cargas y combinaciones se muestran a continuación. Las deformaciones están representadas en una escala 50:1.

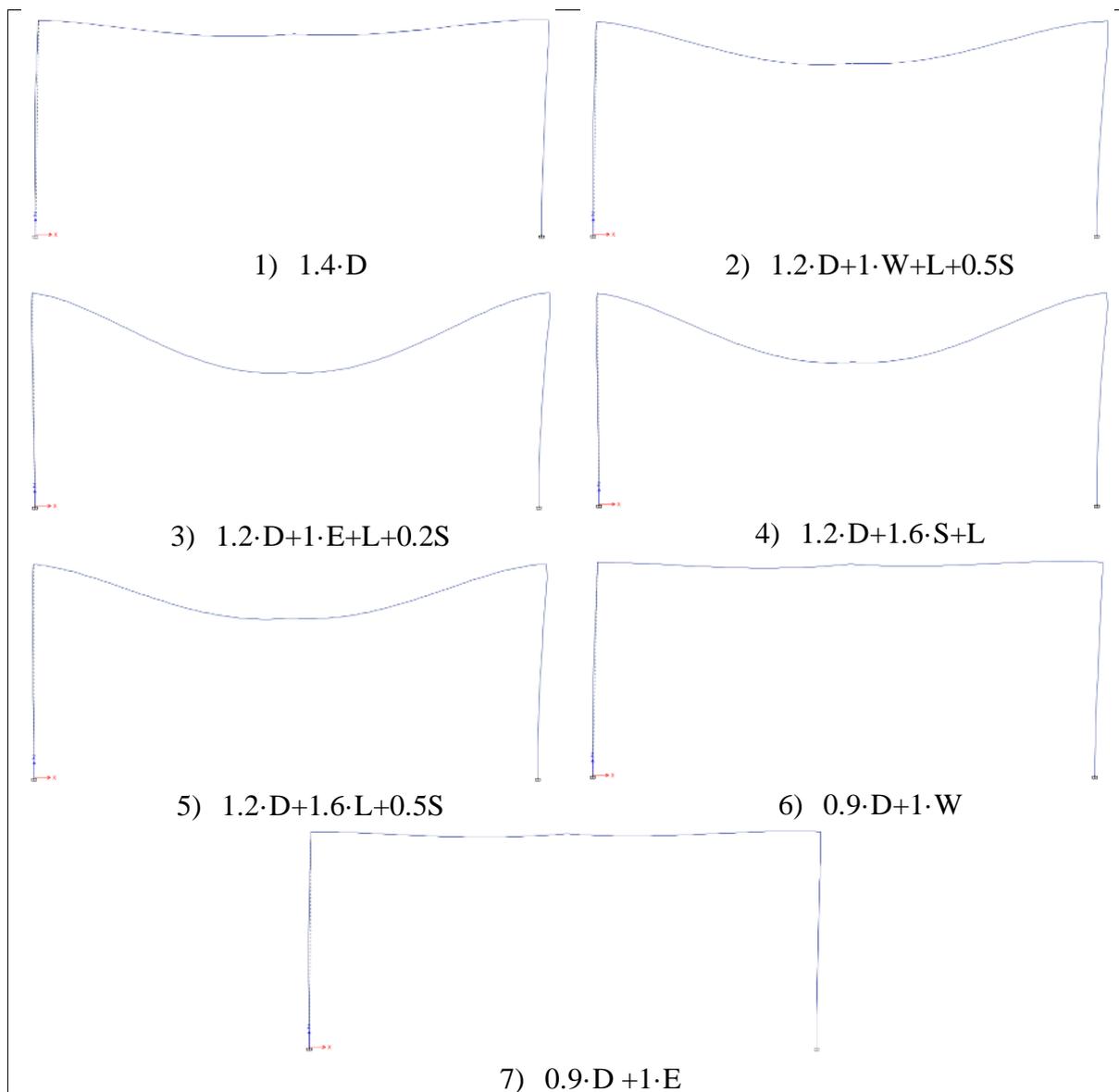


Figura 70. Resultados de deformaciones.

4.6 Validación de los perfiles

La validación de los perfiles seleccionados se realiza después del análisis de las cargas en la estructura mediante el uso del software ETABS, el cual evalúa si los perfiles seleccionados son capaces de soportar las sollicitaciones mecánicas configuradas considerando la relación demanda capacidad.

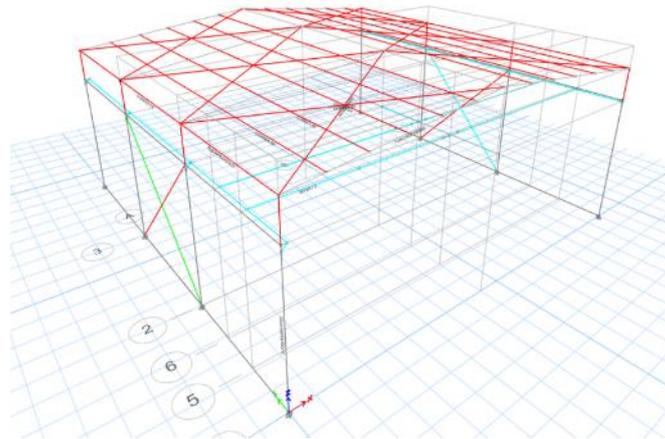


Figura 71. Verificación de los perfiles.

Se evidencia que después de la simulación, donde se observa que casi la totalidad de los perfiles seleccionados se encuentran dentro de la zona celeste y verde, que representan valores bajos de capacidad, siendo la zona roja, la zona que acoge los valores más altos de demanda capacidad que superan el 100%. La parte superior que nos indica de color rojo son los rigidizadores que van de extremo a extremo para garantizar estabilidad al momento que existe cargas vivas o desplazamientos en la nave y las correas igual están de color rojo porque se simula que todo es un conjunto. Este análisis muestra que los perfiles seleccionados resisten las cargas de trabajo y sus posibles combinaciones mayoradas, sin embargo, la viga carrilera llega a la zona azul, lo que significa que está viga soporta las altas cargas de trabajo cerca de su límite de capacidad.

4.7 Planos

Para finalizar la sección de resultados, una vez validadas las dimensiones y materiales de los elementos aplicando el Software CAD SolidWorks resulta un total de 20 planos que representan las partes de la nave propuesta tomando como base el modelado 3D, dentro de estos destacan 1 plano de conjunto, 1 planos de subconjunto y 18 planos de taller.

Los planos muestran la cantidad necesaria de componentes para la ejecución de la nave diseñada, la ubicación de los elementos de unión y la forma de cada componente. Los planos proporcionan información de perfiles y dimensiones de la nave, la cual posee 18 m de luz, 4 pórticos con una separación de 6 m entre ellos, con dimensiones totales de 18 x 18 x 9 m y una capacidad de carga de la viga puente de 10 t.

Tabla 17. Elementos que conforman la estructura.

Elemento	Longitud (m)	Dimension	Material	Cant	Peso (kg)	Peso Total (Kg)
Correa (tubo)	6 m	100x50x3 mm	A36	42	40,7	1708,98
Ménsula 1 riel		300x300x20 mm	A36	4	13,5	54
Perfil Nave 1	6 m	400x400x10 mm	A36	8	734,8	5878,08
Perfil Nave 2	1,6 m	400x400x10 mm	A36	8	194,6	1557,12
Perfil Nave 3	6 m	400x280x14 mm	A36	8	870,1	6960,4
Perfil Nave 4	3,6 m	400x280x14 mm	A36	8	517,5	4140
Perfil Transversal	5,5 m	400x280x14 mm	A36	9	794,1	7147,17
Perno de anclaje		Ø 1"x450 mm	A36	64	1,8	115,2
Placa Base		700x700x20 mm	A36	8	79,9	639,44
Placa Unión VT		300x160x20 mm	A36	4	7,4	29,6
Riel angular	18 m	<100x10 mm	A36	6	89,2	534,9
Riel Viga Puente	5,9 m	50x40x20 mm	A36	2	160,8	321,6
Rigidizador Testera		120x120x20 mm	A36	16	1,6	24,8
Rigidizador VP		230x155x20 mm	A36	4	3,7	14,8
Rigidizador VT		40 x120x20 mm	A36	12	1,5	18
Riostra (tubo)	5,5 m	100x100x3 mm	A36	4	68,1	272,32
Soporte 1		400x400x40 mm	A36	2	25,1	50,24
Soporte 2		350 x350x20 mm	A36	4	13,7	54,96
Soporte 3		100x350x20 mm	A36	32	4,1	131,84
Tensor (varilla lisa)		Ø 9,5x11000 mm	A36	12	5,9	70,92
Tuerca		M20	A36	64	0,0	0,256
Viga carrilera	6 m	380x300x12 mm	A36	6	741,5	4449,24
Viga puente	18 m	850x350x12 mm	A36	2	3988,1	7976,1
Viga testera	2,8 m	250 x100x12 mm	A36	8	168,9	1351,2
					TOTAL	43501,17

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

- Se pudo comprobar que al aplicar la metodología del diseño concurrente de Riba [22] se obtiene una estructura modular del puente grúa (4 módulos principales y 8 subfunciones), a partir de las cuales se determina la solución óptima para el diseño acorde a las especificaciones técnicas planteadas. La solución planteada está compuesta por: un gancho con polea, placa cuadrada reforzada en la cimentación, columnas de chapa de acero, testero birriel, vigas de acero prefabricadas, carro birriel, polipasto eléctrico birriel, viga doble de acero.
- El análisis de cargas se realiza de acuerdo con lo establecido en la normativa ecuatoriana de construcción NEC 2023, aplicando los factores de acuerdo con su situación geográfica.
- Se realizó el diseño de una nave industrial con grúa puente modular de 10 toneladas de capacidad y vano de 18 m, fabricada en acero estructural A36 aplicando las normativas CMAA, AISC de diseño para cada elemento que conforma el puente grúa.
- El diseño de la estructura una vez obtenidas las cargas mediante 7 combinaciones posibles como sugiere la norma se determinan los elementos críticos (Columna del barlovento y viga del sotavento) a partir de los cuales se realiza el dimensionamiento. Así como también, posterior a la selección de los perfiles se realiza una simulación en el software ETABS determinado la relación demanda/capacidad de cada elemento, siendo la viga puente la que presenta un coeficiente dentro de rangos aceptables inferior al 98% según Chamik & Pulla [23]
- Se pudo comprobar que el diseño propuesto cumple los requerimientos de 18 m de vano y una capacidad de carga de 10 toneladas planteados al inicio de este trabajo, además mediante simulación con software ETABS se verifica que los elementos de la estructura resisten las cargas solicitadas.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda usar la norma CMAA para diseño de vigas puentes y todo el sistema del puente grúa, mientras que la norma ASCE se recomienda usar para los conjuntos que conforman la nave industrial, en conjunto con la norma AISC 360.
- La validación correcta de la selección de los perfiles requiere de manera obligatoria la aplicación de las 7 combinaciones de carga sugerida por la norma para la cual se emplean varias de las fórmulas de cálculo sugeridas en la norma ASCE 7-10 [24], siendo esta norma la que se encuentra presente en la mayoría de los programas de simulación.
- Introducir correctamente las cargas vivas y muertas para obtener resultados acorde a la realidad, sus valores no varían mucho, pero es mejor tener en cuenta pese a que los cálculos están hechos con cargas mayoradas.
- Trabajar y/o diseñar con perfiles que se encuentran disponibles en el mercado, así sea planchas con espesores existentes y estén dentro del rango calculado.
- Tener en cuenta en que parte se va a construir la nave industrial para así poder considerar las cargas y espectros a emplear de acuerdo con las normativas existentes y tener una correcta simulación.
- Realizar una hoja de cálculo para interactuar con varias dimensiones de perfiles y así obtener un elemento optimizado acorde a la necesidad y no exceder al momento de la fabricación su costo.
- Se recomienda diseñar los pernos de anclaje porque es una parte de la nave esencial para una correcta sujeción y estabilidad, tener en cuenta cual es el momento más crítico en torsión y cortante para el correcto dimensionamiento de los pernos de anclaje.
- Para efectos de este análisis se excluye obras civiles, ya que no han sido calculadas las cimentaciones y tampoco se ha realizado un estudio de suelo.

Referencias

- [1] MIDUVI, NEC-SE-CG-Cargas no sísmicas, Quito: MIDUVI, 2015.
- [2] E. Huaroc, «Diseño de un puente grúa para el winche de servicios en Mina Yauricocha. (Tesis de Grado),» Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, 2018.
- [3] P. López, «Complementación del programa de mantenimiento preventivo para los puentes grúa del área de laminación de la Empresa Gerdau Diaco. (Tesis de Grado),» Universidad Santo Tomás, Tunja, 2020.
- [4] D. Cuadros y G. Jiménez, «Estimación de la zona crítica de diseño en naves industriales con diferentes alturas libres que soporten puentes grúas de diferentes capacidades de carga. (Tesis de Grado),» Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, 2021.
- [5] D. Panta, «Análisis y diseño de una nave industrial de concreto armado con puente grúa. (Tesis de Postgrado),» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2021.
- [6] D. Espinoza, «Propuestas de diseños estructurales de una cubierta metálica para la cancha de uso múltiple de la comunidad de Babarcote del Cantón Biblián Provincia del Cañar. (Tesis de Grado),» Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues, Azogues, 2019.
- [7] F. Folleco, «Evaluación estructural de una nave industrial con puente grúa de capacidad 20 t. (Tesis de Grado),» Universidad de Guayaquil, Guayaquil, 2021.
- [8] NEC-SE-DS, «NEC-SE-DS,» 2014. [En línea]. Available: chrome-extension://efaidnbnmnibpcjpcglclefindmkaj/https://amevirtual.gob.ec/wp-content/uploads/2017/05/MTOP_NEC-SE-DS.pdf. [Último acceso: 10 08 2023].
- [9] ABUS, «Polipastos eléctricos de cable,» ABUS Grúas S.L.U, Madrid, 2021.
- [10] Eurobloc VT, «Manual del usuario Polipasto,» 2010. [En línea]. Available: www.verlinde.com. [Último acceso: 2022].
- [11] CMMA 70, «Crane manufactures Association of America,» 2010.
- [12] S. Works, 26 07 2023. [En línea]. Available: https://help.solidworks.com/2022/English/SolidWorks/cworks/r_Maximum_von_Mises_Stress_Criterion.htm#:~:text=In%20most%20cases%2C%20the%20yield,set%20

your%20own%20stress%20limit.&text=In%20the%20case%20of%20pure,%E2%88%9A3%20%3D%200.5777%20%CF%83%20yield%2.

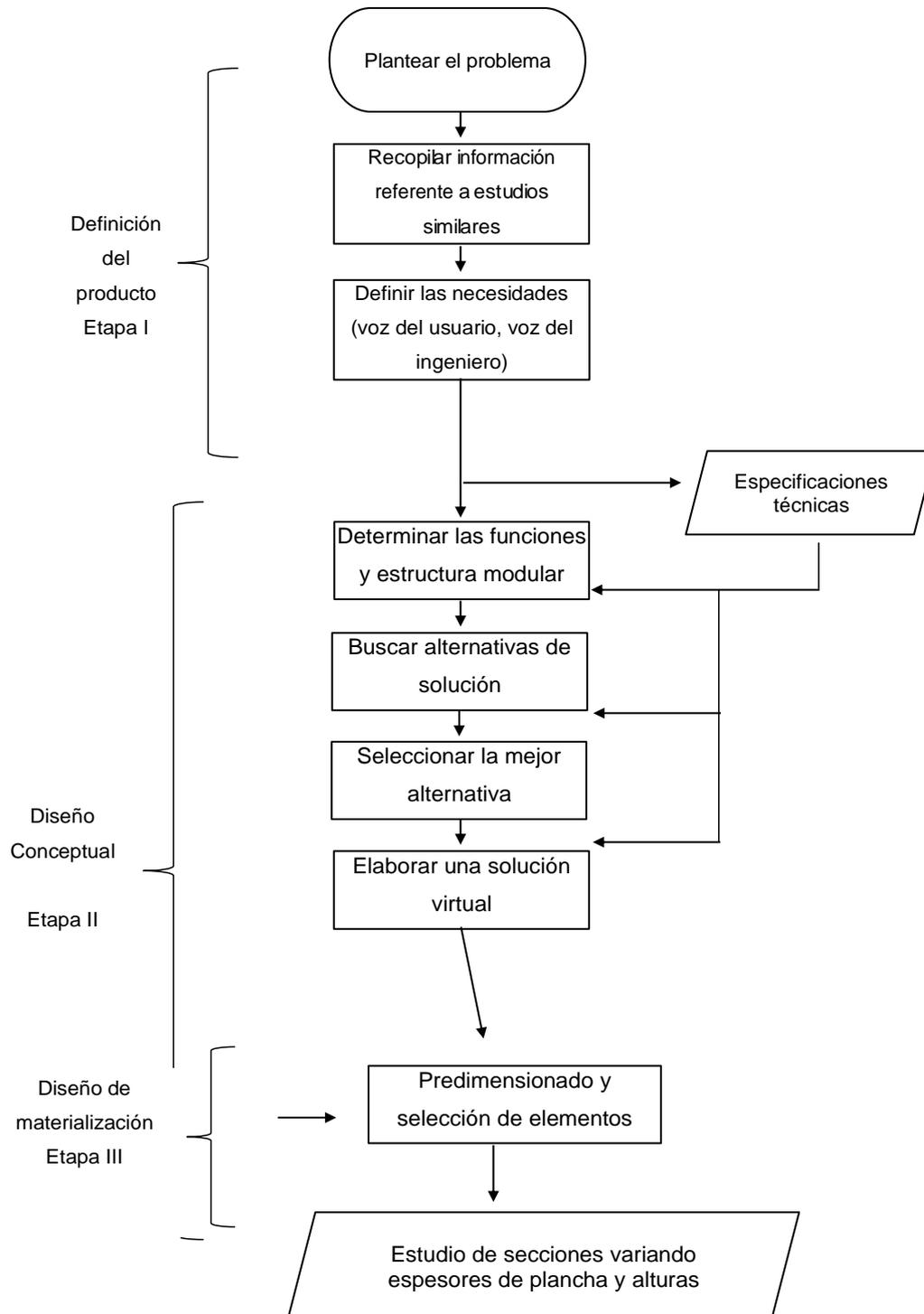
- [13] AISC 360-16, «Specification for Structural Steel Buildings,» AISC, New York, 2016.
- [14] United Steel Industry, «Tubería de acero estándar,» 28 Diciembre 2017. [En línea]. Available: <https://www.united-steel.com/es/newsshow/ASTM-A500.html>.
- [15] NEC-SE-CG 26-1, «NEC-SE-CG 26-1,» 2014. [En línea]. Available: <https://docplayer.es/67267360-Cpe-inen-nec-se-cg-26-1-primera-edicion-2014-xx.html>. [Último acceso: 15 07 2023].
- [16] meteoblue, «Meteoblue,» 01 12 2022. [En línea]. Available: www.meteoblue.com.ec.
- [17] ASCE, Minimum Design Loads and Associated Criteria for buildings and Other Structures, Virginia: ASCE, 2017.
- [18] P. Morales, «Diseño óptimo de pórticos poligonales de acero. Estudio de la unión del quiebro por el Método de unión del quiebro por el Método. (Tesis Doctoral),» Universidad Castilla de la Mancha, Ciudad Real, 2016.
- [19] AISC 14, «Manual Acero de Construcción,» AISC, USA, 2011.
- [20] C. Tupiza, «Diseño de una casa sismo resistente de dos niveles de estructura metalica,» [En línea]. Available: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/4415/1/CD-4018.pdf>. [Último acceso: 23 09 2023].
- [21] ADELCA, «ADELCA,» [En línea]. Available: <https://www.adelca.com/producto.php?nom=VARILLA%20RECTA&cat=>. [Último acceso: 23 09 2023].
- [22] C. Riba, Diseño Concurrente, Barcelona: Politext, 2012.
- [23] P. Chamik y .. V. Pulla, «Comparación del diseño por capacidad entre el enfoque global y el enfoque local de una estructura de acero formado por pórticos especiales resistentes a momentos. (Tesis de Grado,» Universidad de Cuenca, Cuenca, 2020.
- [24] ASCE 7-10, «Structural Engineering Institute,» SEI, Virginia, 2010.
- [25] E. Bravo y A. Jiménez, «Diseño de nave industrial con dos puentes grúas de 10 Ton. (Tesis de Grado),» Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, 2019.
- [26] P. Caguano, «Alternativas de diseño sismo resistente para el Proyecto de Edificación Caguano Torres. (Tesis de Grado),» Universidad Politécnica Salesiana, Quito, 2017.

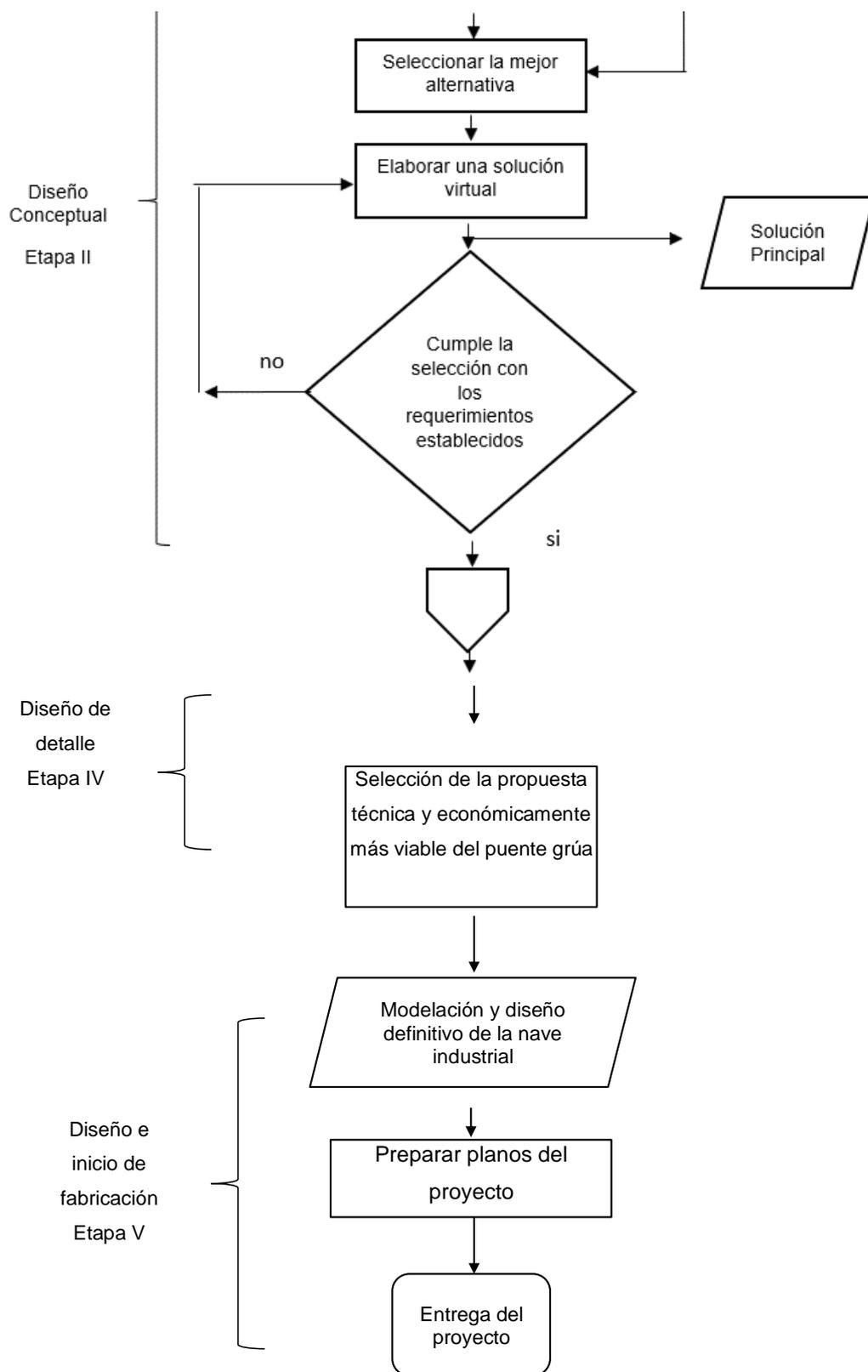
-
- [27] R. Budinas y K. Nisbett, Diseño en Ingeniería Mecánica de Shigley, México: Mc Graw Hill, 2015.
- [28] A. Gardoki, «Diseño y cálculo de una nave industrial destinada a metalistería. (Tesis de Grado),» Universidad del País Vasco, Bilbao, 2017.
- [29] M. Castillo, «Dimensionado y cálculo de una estructura para nave almacén y logística con solución de hormigón prefabricado. (Tesis de Grado),» Universidad de Sevilla, Sevilla, 2019.
- [30] Jaramillo, «Diseño de puente grúa y sistema stand reel para mejorar el transporte de bobinas de papel en el proceso de rebobinado de la empresa Caropel,» 2018. [En línea].

Anexos

Anexo 1.

Metodología del proyecto de investigación





Anexo 2. Cálculos Viga puente

b exterior Ancho de viga (cm)	h exterior Altura viga (cm)	e espesor de viga (plancha) en (cm)	b interior Ancho de viga (cm)	h interior Altura viga (cm)	Inercia en Y interior	Inercia en Y exterior
35	85,0000000	1,2	32,6	82,6	238479,8015	303697,9167
35	79,5955575	1,5	32	76,5955575	209156,9357	284388,294
35	74,04005134	2	31	70,04005134	173880,2641	264538,9334

Inercia total en Y cm ⁴	r Y (cm)	I Inercia (cm ⁴) Interior en x	I Inercia (cm ⁴) Exterior en x	I Inercia TOTAL cm ⁴	I Inercia TOTAL pulg ⁴	ro densidad kg/m ³	Area (cm ²)
65218,1152	15,20109384	1531004,6	1791197,917	260193,3152	6251,169402	7850	282,24
75231,3583	14,99047419	1198338,4	1470798,862	272460,4603	6545,888742	7850	334,787
90658,66931	14,68916847	887605,153	1183823,432	296218,2788	7116,672615	7850	420,16

q peso / m longitud (Kg/m)	PESO TOTAL DE LA VIGA MAYORADA Kg m	1,1 q (kg/m)	1,1 q (kg/cm)	Q carga puntual viga (Kn) P	Q carga puntual viga (Kg)	E Modulo de elasticidad (Kg/cm ²)	L longitud viga (cm)
221,5584	3988,0512	243,7142	2,4371424	60,3315	6150	2100000	1800
262,8075379	4730,535682	289,0883	2,890882917	60,3315	6150	2100000	1800
329,8257612	5936,863702	362,8083	3,628083373	60,3315	6150	2100000	1800

Flecha por peso propio (cm)	Flecha por carga puntual (cm)	Flecha total (cm) con carga mayorada	Momento carga puntual (kg*cm)	Momento carga puntual (ton*m)	momento por carga distribuida (kg*cm)	momento por carga distribuida (ton*m)	Momento Total centro de viga (ton*m)	Momento total centro de viga (Kg*cm)
0,60966923	1,36752717	1,9771964	2767500	27,675	987042,672	9,87042672	37,5454267	3754542,67
0,69061582	1,3059562	1,99657202	2767500	27,675	1170807,58	11,7080758	39,3830758	3938307,58
0,797213988	1,20121361	1,9984276	2767500	27,675	1469373,77	14,6937377	42,3687377	4236873,77

Esfuerzo por flexión (Kg/cm ²)	Esfuerzo cedente del acero Fy (lbs/pulg ²)	Esfuerzo cedente del acero Fy (Kg/cm ²)	Factor de seguridad a la flexion	fuerza cortante por peso propio en el apoyo (kgf)	Fuerza cortante por carga puntual (kgf)	Fuerza cortante total en el apoyo (kg)	Area de alma de la caja Aw (cm ²)	Esfuerzo cortante actuante y mayorado (kg/cm ²)	Resistencia al corte nominal (KG/CM ²)
613,267345	36000	2530,61731	4,12645044	2193,42816	6150	8343,42816	198,24	42,0875109	1518,37038
575,261062	36000	2530,61731	4,3990763	2601,79463	6150	8751,79463	229,786672	38,0866067	1518,37038
529,505391	36000	2530,61731	4,77920971	3265,27504	6150	9415,27504	280,160205	33,6067538	1518,37038

Resistencia al corte nominal Vn (Kg)	h/(tw es espesor)	$1,10*(E/fy)^{0,5}$	Cv	Kv coef. De padeo	Esfuerzo von misses (kg/cm2)	Factor de seguridad respecto a Vonmisses	Costo\$ + IVA	1,5dolares cada Kg + iva	Longitud de viga puente en (m)
301001,745	68,8333333	70,8555866	1	5	617,584741	4,09760336	5982,0768	1,5	18
348901,278	51,063705	70,8555866	1	5	579,031138	4,37043389	7095,80352	1,5	18
425386,959	35,0200257	70,8555866	1	5	532,695223	4,75059132	8905,29555	1,5	18

Sección compacta o no	comparación b/t patines	SI $\lambda < b/t$ es compacta	sección compacta almas	comparación de almas h/t	SI $\lambda < h/t$ es compacta	Sección ENTRE COMPACTA Y ESBELTA	PANDEO LOCAL EN EL ALMA Y SECCIÓN NO COMPACTA Mn	Z Modulo plastico Mp
32,2637195	27,1666667	ES COMPACTA	69,7126796	70,8333333	NO COMPACTO	164,199287	1,24354993	7613,256
32,2637195	21,3333333	ES COMPACTA	69,7126796	53,063705	COMPACTA	164,199287	1,24160451	8500,17634
32,2637195	15,5	ES COMPACTA	69,7126796	37,0200257	COMPACTA	164,199287	1,24330775	9948,41239

S modulo de sección	MOMENTO PLASTICO Mp = Z*Fy (Ton*m)	MOMENTO ELASTICO My Fy *s (ton*m)	calculo de termino de formula	Momento de falla Mn (tn*m)		Cb	CAPACIDAD MOMENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL Kg*cm
6122,19565	192,662374	154,929343	0,01196519	192,210891	SE ESCOGIO ESTE PERFIL	1,25	23994445,9
6846,12229	215,106934	173,249156	-0,19735057	215,106934	SE ESCOGIO ESTE PERFIL	1,25	26768863,26
8001,5687	251,756246	202,489082	-0,36721694	251,756246	SE ESCOGIO ESTE PERFIL	1,25	31287039,19

Lp (metros)	Lr	J (cm^4)	Lp excel	momento plastico kg*cm	MOMENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL ton*m	MOMENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL ton*m
15,12	40018,8287	163728,905	1464,24092	19266237,4	239,944459	192,662374
16,12	38436,4776	163729,905	1408,54814	21510693,4	267,688633	215,106934
17,12	36101,0339	163730,905	1321,15081	25175624,6	312,870392	251,756246

t	b	b (cm)	h	h (cm)	J (cm ⁴)	Fy	b1	h1	Mp (kg cm)	Lp (cm)
12	350	35	850	85	163728,905	2530,61731	32,6	82,6	19266237,39	1464,24092
15	350	35	795	79,5	183706,789	2530,61731	32	76,5955575	21174059,84	1515,72553
20	350	35	740	74	215061,943	2530,61731	31	70,0400513	25044334,8	1522,08743

MA	MB	MC	Mmax	Cb	Mp-0,7FySx	lb-lp/lr-lp	producto	mp-producto	Mn kg cm	Mn tn m
2,12E+04	3,75E+04	2,12E+04	3,75E+04	1,26E+00	8421183,4	0,13231145	1114218,96	18152018,4	22871543,2	228,715432
2,12E+04	3,75E+04	2,12E+04	3,75E+04	1,26E+00	9046618,95	0,11123331	1006285,37	20167774,5	46789236,8	467,892368
2,12E+04	3,75E+04	2,12E+04	3,75E+04	1,26E+00	10870099	0,1062603	1155059,93	23889274,9	79312392,6	793,123926

Anexo 3

Viga testera

b exteriorAncho de viga (cm)	h exterior Altura viga (cm)	e espesor de viga (plancha) en (cm)	b interiorAncho de viga (cm)	h interior Altura viga (cm)	Inercia en Y interior	Inercia en Y exterior	Inercia total en Y cm ⁴	r Y (cm)	I Inercia (cm ⁴) Interior en x
10	25,0000000	1,2	7,6	22,6000000	826,738133	2083,33333	1256,5952	4,00758994	7310,67813

I Inercia (cm ⁴) Exterior en x	I Inercia TOTAL cm ⁴	I Inercia TOTAL pulg ⁴	ro densidad kg/m ³	Area (cm ²)	q peso / m longitud (Kg/m)	PESO TOTAL DE LA VIGA MAYORADA Kg m	1,1 q (kg/m)	1,1 q (kg/cm)
13020,8333	5710,1552	137,187027	7850	78,24	61,4184	1105,5312	67,56024	0,6756024

Momento máximo actuante mayorado Kg * m	Carga Putual en el APOYO de la viga mayorada Kg (Q) + PESO DE LA VIGA PUNTE /	Carga distribuida por cada metro mayorada Kg / m (q)	lonigtud de viga m	Momento máximo actuante mayorado ton * m	Fecha admisible cm	DISTANCIA DEL APOYO AL CARRO (Da) (0,384)	Cortante máximo actuante mayorado Kg	CALCULO DE FLECHA
3127,30583	8144,0256	67,56024	2,5	3,12730583	0,28153153	0,384	8144,0256	0,19733856
			250			38,4		

Flecha total (cm) con carga mayorada	momento por carga distribuida (kg*cm)	momento por carga distribuida (ton*m)	Momento Total centro de viga (ton*m)	Momento total centro de viga (Kg*cm)	Esfuerzo por flexión (Kg/cm2)	Esfuerzo cedente del acero Fy (lbs/pulg2)	Esfuerzo cedente del acero Fy (Kg/cm2)	Factor de seguridad a la flexion	fuerza cortante por peso propio en el apoyo (kgf)
0,19733856	273618,972	2,73618972	2,73618972	273618,972	598,974464	36000	2530,61731	4,22491685	608,04216

Fuerza cortante total en el apoyo (kg)	Area de alma de la caja Aw (cm2)	Esfuerzo cortante actuante y mayorado (kg/cm2)	Resistencia al corte nominal (KG/CM2)	Resistencia al corte nominal Vn (Kg)
608,04216	54,24	11,2102168	1518,37038	82356,4096

Esfuerzo von misses (kg/cm2)	Factor de seguridad respecto a Vonmisses	Costo\$ + IVA	1,5dolares cada Kg + iva	Longitud de viga puente en (m)	Sección compacta o no	comparacion b/t patines	Si $\lambda < b/t$ es compacta
599,289092	4,22269876	1658,2968	1,5	18	32,2637195	6,33333333	ES COMPACT

seccion compacta almas	comparacion de almas h/t	Si $\lambda < h/t$ es compacta	Seccion ENTRE COMPACTA Y ESBELTA	PANDEO LOCAL EN EL ALMA Y SECCION NO COMPACTA Mn	Z Modulo plastico Mp	S modulo de seccion	MOMENTO PLASTICO Mp = Z*Fy (Ton*m)	MOMENTO ELASTICO My Fy*s (ton*m)	calculo de termino de formula	Momento de falla Mn (tn*m)	
69,7126796	20,8333333	COMPACTA	164,199287	1,29605934	592,056	456,812416	14,9826716	11,5601741	-0,517422	14,9826716	SE ESCOGIO ESTE PERFIL

Anexo 4

Viga carrilera

b exterior Ancho de viga (cm)	h exterior Altura viga (cm)	e espesor de viga (plancha) en (cm)	b interior Ancho de viga (cm)	h interior Altura viga (cm)	Inercia en Y interior	Inercia en Y exterior	Inercia total en Y cm ⁴	r Y (cm)	I Inercia (cm ⁴) Interior en x	I Inercia (cm ⁴) Exterior en x	I Inercia TOTAL cm ⁴
30	38,0000000	1,2	27,6	35,6	62372,9088	85500	23127,0912	12,1200097	103771,437	137180	33408,5632

I Inercia TOTAL pulg ⁴	ro densidad kg/m ³	Area (cm ²)	q peso / m longitud (Kg/m)	PESO TOTAL DE LA VIGA MAYORADA Kg m	1,1 q (kg/m)	1,1 q (kg/cm)	E Modulod de elasticidad (Kg/cm ²)	L longitud viga (cm)	Flecha por peso propio (cm)
802,643941	7850	157,44	123,5904	2224,6272	135,94944	1,3594944	2100000	1800	2,64867779

momento por carga distribuida (kg*cm)	momento por carga distribuida (ton*m)	Momento Total centro de viga (ton*m)	Momento total centro de viga (Kg*cm)	Esfuerzo por flexión (Kg/cm ²)	Esfuerzo cedente del acero Fy (lbs/pulg ²)	Esfuerzo cedente del acero Fy (Kg/cm ²)	Factor de seguridad a la flexion	fuerza cortante por peso propio en el apoyo (kgf)
550595,232	5,50595232	5,50595232	550595,232	313,132575	36000	2530,61731	8,08161626	1223,54496

Fuerza cortante total en el apoyo (kg)	Area de alma de la caja Aw (cm ²)	Esfuerzo cortante actuante y mayorado (kg/cm ²)	Resistencia al corte nominal (KG/CM ²)	Resistencia al corte nominal Vn (Kg)	h/(tw es espesor)	1,10*(E/fy)^0,5	Cv	Kv coef. De padeo	Esfuerzo von mises (kg/cm ²)	Factor de seguridad respecto a Vonmises	Costo\$ + IVA
1223,54496	85,44	14,3205169	1518,37038	129729,566	29,6666667	70,8555866	1	5	314,11342	8,05638073	3336,9408

1,5dolares cada Kg + iva	Longitud de viga puente en (m)	Sección compacta o no	comparacion b/t patines	SI λ < b/t es compacta	seccion compacta almas	comparacion de almas h/t	SI λ < h/t es compacta	Seccion ENTRE COMPACTA Y ESBELTA	PANDEO LOCAL EN EL ALMA Y SECCION NO COMPACTA Mn	Z Modulo plastico Mp	S modulo de seccion	MOMENTO PLASTICO Mp = Z*Fy (Ton*m)
1,5	18	32,2637195	23	ES COMPACT	69,7126796	31,6666667	COMPACTA	164,199287	1,18589667	2085,216	1758,34543	52,768837

MOMENTO ELASTICO My Fy*s (ton*m)	calculo de termino de formula	Momento de falla Mn (tn*m)	SE ESCOGIO ESTE PERFIL	Cb	CAPACIDAD MOMENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL Kg*cm	Lp (metros)	Lr	J (cm ⁴)	Lp excel	momento plastico kg*cm	CAPACIDAD MOMENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL ton*m	CAPACIDAD MOMENTO POR PANDEO LATERAL TORSIONAL ton*m
44,4969938	-0,40272144	52,768837	SE ESCOGIO ESTE PERFIL	1,32	7013082,54	15,12	82974,332	163728,905	3183,52533	5276883,7	70,1308254	52,768837

Anexo 5

For $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$, the capacity ratio is given as

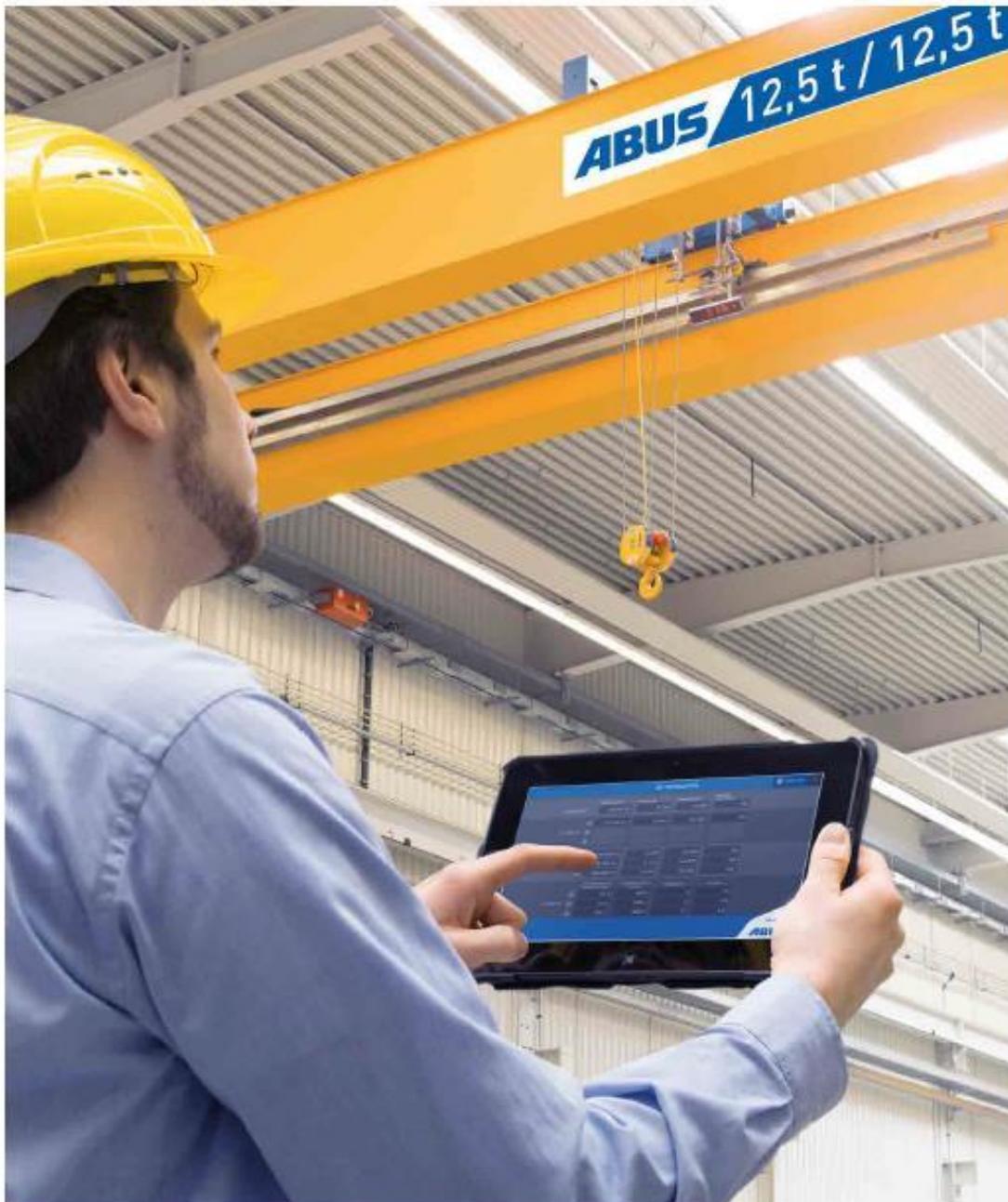
$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u33}}{\phi_b M_{n33}} + \frac{M_{u22}}{\phi_b M_{n22}} \right). \quad (\text{LRFD H1-1a, SAM 6-1a})$$

For $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$, the capacity ratio is given as

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u33}}{\phi_b M_{n33}} + \frac{M_{u22}}{\phi_b M_{n22}} \right). \quad (\text{LRFD H1-1b, SAM 6-1a})$$

[17]

Anexo 6



El control de la oscilación ABUS aumenta la seguridad y comodidad en el transporte de cargas en zonas sensibles. El control de la oscilación se basa en cálculos matemáticos. Los cálculos incluyen las velocidades de traslación, la aceleración y el retardo de la grúa y del carro, la posición del gancho y la longitud del medio de sujeción de carga. Incluso los operarios que no suelen

manejar grúas, podrán transportar cargas con seguridad gracias al control de la oscilación.

La regulación de sincronización ABUS de dos carros en una grúa permite el transporte seguro de cargas largas. Cualquier diferencia en las velocidades de elevación se compensa con una regulación

constante, incluso con polipastos de cable distintos. Siempre que las grúas vayan equipadas con convertidores de frecuencia; las velocidades de traslación se regulan incluso en grúas en tándem. Dos grúas, máximo cuatro carros y elevación, todo bajo control.

Control electrónico de simultaneidad

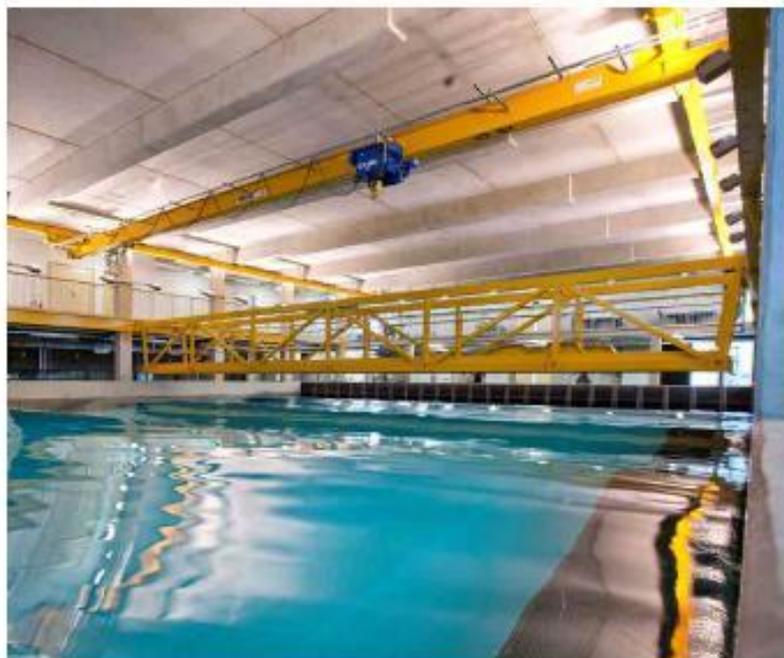
Con el control electrónico de simultaneidad, se pueden equilibrar simultáneamente las diferencias en la velocidad de elevación dependiente de la carga en varios polipastos. El control patentado regula el movimiento idéntico de dos o más polipastos con un mínimo esfuerzo sin desconectar el motor que va más deprisa en la velocidad principal.

El control electrónico de simultaneidad se puede instalar a bajo precio en polipastos estándar de polos conmutables sin necesidad de adaptación ni soportes electrónicos. La posible ligera diferencia en la altura se puede compensar fácilmente antes de iniciar el proceso de elevación mediante accionamiento individual. Entonces se ajusta el sistema a funcionamiento simultáneo. De esta manera se evitan laboriosos trabajos de adaptación de longitud de los medios de enganche.



Dispositivo de descenso de emergencia eléctrico para motores de elevación

Con este componente se puede bajar una carga con total seguridad incluso cuando falle la corriente. Si no hay tensión, con la tecla „bajar” de la botonera se pone en marcha un sistema de descenso controlado que puede ser interrumpido en cualquier momento. El freno del motor se alimenta de un acumulador. Para que el movimiento de descenso bajo carga no aumente descontroladamente, se utiliza un bobinado del motor con polos conmutables a modo de generador.



Polipastos eléctricos de cable ABUS GM para grúas birrailes

Modelo D – Polipasto birrail de diseño normal

Polipasto birrail compacto para la gama de capacidades media con conexión articulada del testero para un apoyo garantizado en las 4 ruedas, con dos motores de accionamiento directo para traslación del carro. Capacidades de carga de 1 a 83 t.



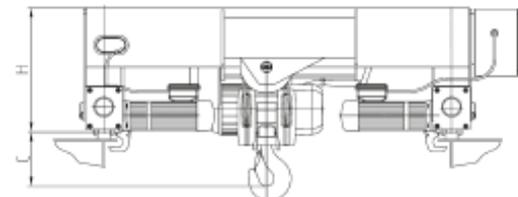
Conexión articulada del testero

¹⁾ Sólo para motores de polos conmutables con el menor ancho de carro.

²⁾ True vertical lift (sin desplazamiento horizontal del gancho)

Modelo	Ramales de cable	Carga (t)	Recorrido del gancho (m)	C (mm)	H ¹ (mm)
GM 800	4/1	3,2	6 9 - -	149	465
GM 1000	4/1	5,0	6 9 12 -	200	505
GM 2000	2/1	3,2	12 18 24 -	300	505
	4/1	6,3	6 9 12 -	220	505
GM 3000	2/1	6,3	12 20 30 -	320	565
	4/1	12,5	6 10 15 -	260	595
GM 5000	2/1	10,0	12 20 30 37	445	615
	4/1	20,0	6 10 15 18,5	385	720
	4/2 ²⁾	10,0	9 15 20 -	320	615
GM 6000	2/1	12,5	12 20 30 37	520	660
	4/1	25,0	6 10 15 18,5	275	900
	6/1	40,0	4 6,6 10 12,3	611	950
GM 7000	2/1	20,0	16 30 45 -	572	987
	4/1	40,0	8 15 22,5 27,5	500	995
	4/2 ²⁾	20,0	7,3 17 27,3 -	236	987
	6/1	63,0	5,3 10 15 -	897	1218
	8/2 ²⁾	40,0	4,2 9 14,2 -	521	1020

Versión rebajada DA sobre demanda



[9]