

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UNA GALERÍA ESTRUCTURAL DE SECCIÓN
2,8 m x 3 m x 57 m DE LARGO QUE SIRVE PARA SOPORTAR Y
CUBRIR A UNA FAJA ABARQUILLADA QUE TRANSPORTA
CLINKER A GRANEL CON UNA CAPACIDAD DE 300 t/h.**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Mecánico

AUTOR:

Luis Miguel Mesias Medrano

ASESOR:

Dr. Luis Orlando Cotaquispe Zevallos

Lima, Diciembre, 2022

Informe de Similitud

Yo, Luis Orlando Cotaquispe Zevallos, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulado:


Diseño de una Galería estructural de sección 2.8 m x 57 m de largo que sirve para soportar y cubrir a una faja abarquillada que transporta Clinker a granel con una capacidad de 300 tn/h,

del autor: Luis Miguel Mesías Medrano

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 13 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 10/03/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 10/03/2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Cotaquispe Zevallos, Luis Orlando</u>	
DNI: 08706393	Firma 
ORCID: 0000 – 0001 – 8699 – 2538	

RESUMEN

El principal objetivo de este documento es realizar el diseño de una estructura metálica que cumpla con los requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad utilizando los métodos analíticos aprendidos durante los años de estudio de la carrera de ingeniería mecánica; adicionalmente a ello, se considera los requisitos estéticos del cliente, los impedimentos de transporte hacia la zona de montaje de la estructura, recomendaciones de diseñadores y la normativa vigente en el diseño de estructuras metálicas.

En la elaboración de esta tesis se realizan diversas idealizaciones, modelamientos y suposiciones que debe hacer el ingeniero mecánico para poder realizar los cálculos estructurales analíticos, por lo que esta y otras tesis consultadas en la elaboración de este documento, pueden servir como guía para que un ingeniero pueda incorporarse en el diseño estructural.

El cálculo estructural es un proceso iterativo en el cual se empieza con una solución y se verifica su validez analíticamente, descartando alternativas hasta llegar a la mejor solución que cumpla con todos los requisitos antes descritos.

La parte más importante para empezar un diseño estructural es contar con todas las cargas distribuidas y puntuales que deberá soportar la estructura en cuestión. Muchas veces el cliente carece de esta valiosa información que, para el diseño es determinante. Como resultado, el ingeniero diseñador debe darse la tarea de hacer cálculos precisos para lograr ese objetivo, en el caso particular de este documento, la selección de la faja transportadora con sus componentes y el diseño de la estructura soporte se realizaron únicamente con el fin de conseguir dicha información.

El principal inconveniente que se presenta en la elaboración de esta estructura metálica fue su modulación, en palabras más simples, seccionar la estructura en pequeñas estructuras para poder transportarla y luego unirlos mediante tornillos sin que la estructura en conjunto pierda sus propiedades mecánicas. La poca o casi nula bibliografía que se encontró referido al tema, obligó a detallar el cálculo de la modulación en el último capítulo de este documento.

Con lo mencionado, se logró tener una estructura perfectamente funcional y óptima cumpliendo con los requisitos de resistencia, rigidez, estabilidad, estética, económica y normativa.



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

TÍTULO : DISEÑO DE UNA GALERÍA ESTRUCTURAL DE SECCIÓN 2,8 M X 3 M X 57 M DE LARGO QUE SIRVE PARA SOPORTAR Y CUBRIR A UNA FAJA ABARQUILLADA QUE TRANSPORTA CLINKER A GRANEL CON UNA CAPACIDAD DE 300 TN/H.

ÁREA : Diseño

PROPUESTO POR : Dr. Luis Orlando Cotaquispe Zevallos

ASESOR : Dr. Luis Orlando Cotaquispe Zevallos

TESISTA : Luis Miguel Mesias Medrano

CÓDIGO : 20110424

FECHA : 02/02/2019

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

El objetivo de esta tesis es el diseño de una galería metálica, la cual debe cumplir con los requerimientos de transportar y cubrir de manera adecuada el material especificado, considerando los requisitos de diseño del cliente. Ello contempla los planos de ingeniería completos de la estructura principal, considerando en el mismo una contraflecha para contrarrestar la deflexión de la galería ocasionada por todas las cargas que actuarán sobre la estructura. Adicionalmente, esta galería contará con un recubrimiento, contemplado en los cálculos, para reducir las emisiones de CO₂ propios del Clinker.

Adicionalmente, por necesidad de transporte, el presente documento contempla el seccionamiento o modulación de la galería estructural para hacer posible la construcción de la galería estructural antes del transporte de la misma hacia el lugar de montaje.



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

**DISEÑO DE UNA GALERÍA ESTRUCTURAL DE SECCIÓN 2.8 M X
3 M X 57 M DE LARGO QUE SIRVE PARA SOPORTAR Y CUBRIR
A UNA FAJA ABARQUILLADA QUE TRANSPORTA CLINKER A
GRANEL CON UNA CAPACIDAD DE 300 TN/H.**

Introducción

1. Estimación del peso como carga distribuida de los elementos de la faja transportadora y del material a transportar.
2. Estimación de las cargas puntuales que ejerce la estructura soporte sobre la galería estructural.
3. Diseño de galería estructural.
4. Modulación de galería estructural.

Conclusiones y Recomendaciones

Bibliografía

Planos

Anexos

Dr. Luis Orlando
Cotaquispe Zevallos
Asesor



*A Bruno,
por obligarme a ser un buen ejemplo a seguir.*

INDICE

RESUMEN	iii
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1.....	3
1.1. Definiciones.....	3
1.1.1. Ángulo de reposo.....	3
1.1.2. Ángulo de sobrecarga:.....	3
1.1.3. Ángulo de inclinación:	4
1.1.4. Abrasividad:	4
1.1.5. Fluidez:.....	4
1.1.6. Rodillos de carga.....	4
1.1.7. Rodillos de retorno:.....	4
1.2. Datos de entrada	4
1.3. Metodología de cálculo de la carga distribuida.....	5
1.3.1. Cálculo y verificación de la velocidad lineal de la faja transportadora	5
1.3.2. Espaciamiento y selección de rodillos	6
1.3.3. Cálculo de las tensiones y selección de la faja.	8
1.3.4. Cálculo de la carga distribuida generada por el Clinker	8
1.4. Resumen	9
CAPITULO 2.....	10
2.1. Metodología de cálculo y verificación de estructura soporte.....	10
2.1.1. Determinar el tipo de perfil de vigas principales	11
2.1.2. Determinar número de apoyos posibles de las vigas principales.	12
2.1.3. Para cada número de apoyos posible, asumir dimensiones de vigas principales.....	16
2.1.4. Determinar la carga que soportará la estructura soporte.	16
2.1.5. Calcular reacciones sobre viga principal de estructura soporte	17
2.1.6. Verificación por resistencia de la viga principal.	19
2.1.7. Verificación por rigidez de la viga principal.....	22
2.1.8. Cálculo de los caballetes.....	24
2.2. Resumen de los cálculos de las vigas del caballete	28
2.2.1. Viga horizontal.....	28

2.2.2. Viga vertical	28
CAPITULO 3.....	29
3.1. Estudio de la información existente	29
3.1.1. Galerías metálicas.....	29
3.1.2. Estudio tecnológico	30
3.1.3. Estudio normativo	32
3.2. Consideraciones previas al diseño.....	33
3.2.1. Tipos de carga.....	33
3.2.2. Cargas que soportará la galería estructural.	34
3.3. Metodología de cálculo de la galería estructural.	35
3.3.1. Parámetros de entrada.....	36
3.3.2. Diseñar vigas de piso	37
3.3.3. Diseñar viga principal de la galería estructural.	44
3.3.4. Diseño de reticulados laterales	55
3.3.5. Diseño de reticulados superior e inferior.....	65
3.3.6. Apoyos.....	66
3.3.6.1. Pines.....	66
3.3.6.2. Apoyos.....	67
3.3.7. Comparación de flecha máxima con LRFD.	67
CAPITULO 4.....	69
4.1. Metodología para la modulación de la galería estructural	69
4.1.1. Determinar dimensiones de cada módulo	69
4.1.2. Determinar la unión entre módulos más crítica	70
4.1.3. Suponer cantidad de tornillos y definir espaciamientos.....	70
4.1.4. Verificación de unión atornillada	72
4.1.5. Modificar distribución y verificar	78
CONCLUSIONES.....	82
RECOMENDACIONES	83
BIBLIOGRAFÍA	84
ANEXO 1.....	86

INTRODUCCIÓN

Las estructuras metálicas son un tema de interés muy amplio para la ingeniería en general y en la ingeniería mecánica han tomado un papel protagónico en los últimos años. Estas estructuras se encuentran cada vez más en la industria, en donde cumplen un rol muy importante en muchos aspectos y particularmente en lo que esta tesis se enfoca, en el transporte de material; las estructuras metálicas diseñadas para este fin adquieren el nombre de galerías metálicas. Estas galerías son utilizadas cuando es necesario transportar material, usualmente mediante fajas transportadoras, de un lugar a otro y no se cuenta con un apoyo continuo a lo largo del camino de transporte como se puede apreciar en la figura I.1-a.

Las mayores ventajas de las galerías metálicas son que permiten una correcta inspección de toda la estructura, faja transportadora y material a transportar mediante uno o más pasadizos como se puede observar en la figura I.1-b. Otra ventaja de una galería metálica es que permite un fácil montaje de un cobertor, apreciado en la figura I.1-a, que sirve para hermetizar el interior ya sea para proteger el ambiente o al material a transportar. Además, al poder ser una viga de celosía, estas estructuras permiten conectar dos puntos a una gran distancia sin apoyos intermedios.

Las desventajas que se deben tomar en cuenta son que dichas estructuras presentan una deflexión apreciable de la viga principal originando una deformación máxima en zonas críticas como es el caso de la zona central entre dos apoyos. Otra desventaja de las galerías metálicas es que, al ser una estructura de gran longitud, no pueden ser ensambladas por completo para luego ser transportadas al lugar de montaje puesto que no existe un vehículo capaz de transportar una estructura de esa magnitud y además las carreteras peruanas imposibilitan aún más dicha tarea.



Figura I.1 (a) Galería estructural recubierta y montada con más de dos apoyos.
(b) Interior de galería estructural con faja transportadora. [1]

Esta tesis va dirigida a un proyecto que se desarrolla en la provincia de Tarma del departamento de Junín, en el cual existen tres torres y dos galerías metálicas según la figura I.2 y se desea construir una galería metálica adicional para transportar adecuadamente 300 toneladas por hora de Clinker a granel de la torre 1 a la torre 3. El transporte se realiza mediante una faja transportadora y es necesario reducir las emisiones de CO₂ del material a transportar hacia el medio ambiente. Los puntos de carga y descarga se encuentran sobre las torres 1 y 3, las cuales tiene una altura de 10 m y 10.7 m respectivamente.

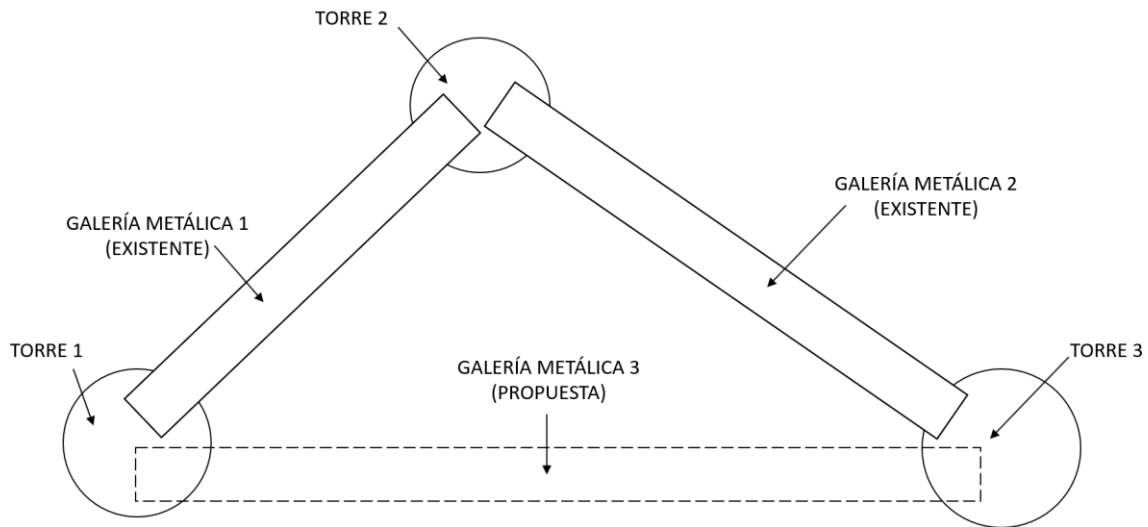


Figura I.2 Esquema de la vista de planta del proyecto a tratar.

Por lo tanto, se plantea el diseño de una galería metálica con la finalidad de cumplir con el requerimiento antes descrito, solucionando los problemas generados por las desventajas de la deflexión y del transporte de la galería, las cuales serán tratadas más adelante. Se debe resaltar que existen parámetros de diseño ya establecidos por requerimientos del proyecto los cuales serán tratados en cada capítulo.

La metodología que se empleó para lograr el propósito descrito es calcular todas las cargas que soportará la galería metálica y para ello es necesario seleccionar y calcular el peso de la faja transportadora y sus componentes; con ello será posible diseñar la estructura secundaria que sirve como soporte a los elementos de la faja transportadora; cabe resaltar que este documento se enfoca en el diseño de la galería metálica por lo que el diseño de la estructura secundaria se realizó únicamente con el fin de calcular el peso total que soportará la estructura principal o galería metálica.

Todo el diseño estructural se realizó utilizando el método ASD (diseño por fuerza permisible), el cual prevalece sobre el método LRFD (diseño por factores de carga y resistencia), ya que fue el método tratado durante los años de estudio; sin embargo, al final de este documento se comparó el diseño por ambos métodos.

CAPITULO 1

ESTIMACIÓN DEL PESO COMO CARGA DISTRIBUIDA DE LOS ELEMENTOS DE LA FAJA TRANSPORTADORA Y DEL MATERIAL A TRANSPORTAR

Como se mencionó anteriormente, la galería metálica sirve como apoyo para una estructura secundaria en la cual van montadas los distintos elementos necesarios para un correcto transporte. El propósito de este capítulo es la estimación de la carga que soporta dicha estructura secundaria, esquematizada en la figura 1.1.

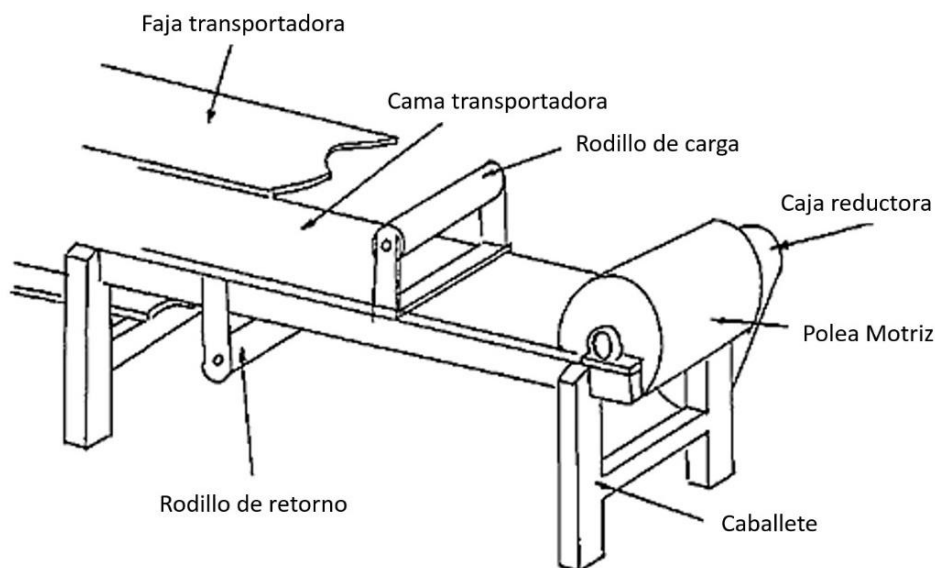


Figura 1.1 Esquema de la estructura secundaria. [2]

1.1. Definiciones

Para un correcto entendimiento de este documento, es necesario introducir al lector a algunos términos sobre las características para el transporte de los materiales a granel. Estas definiciones tienen mucha importancia porque son los parámetros que se emplearán para el diseño de lo que a este capítulo respecta y fueron tomadas de CEMA (Conveyor Equipment Manufacturers Association).

1.1.1. Ángulo de reposo: Es el ángulo agudo formado por la pendiente de una pila libremente formada del material a transportar con la horizontal [3].

1.1.2. Ángulo de sobrecarga: Es el ángulo agudo formado por la pendiente de una pila libremente formada con la horizontal mientras se encuentra en movimiento, un ejemplo claro es mientras se desplaza por una faja

transportadora. Usualmente su valor está entre 5 a 15 grados inferior al ángulo de reposo [3].

1.1.3. Ángulo de inclinación: Es el ángulo de inclinación de la faja transportadora, usualmente tiene valores máximos recomendados con el cual se puede transportar un material en específico tanto en ascenso como en descenso.

1.1.4. Abrasividad: Capacidad del material para desgastar las superficies con las que se encuentra en contacto.

1.1.5. Fluidez: La fluidez de un material, determina la cantidad de material que se puede transportar con seguridad en una faja transportadora [3].

1.1.6. Rodillos de carga: Son rodillos que soportan la faja transportadora con el material que transportan, existen de varios tipos, pero el que se utilizará en este documento son los rodillos abarquillados o autoalineantes. Estos constan normalmente de tres rodillos, como se ve en la figura 1.3, dos rodillos exteriores inclinados usualmente a 20°, 35° o 45° dependiendo de la necesidad; y de un rodillo horizontal en la parte central.

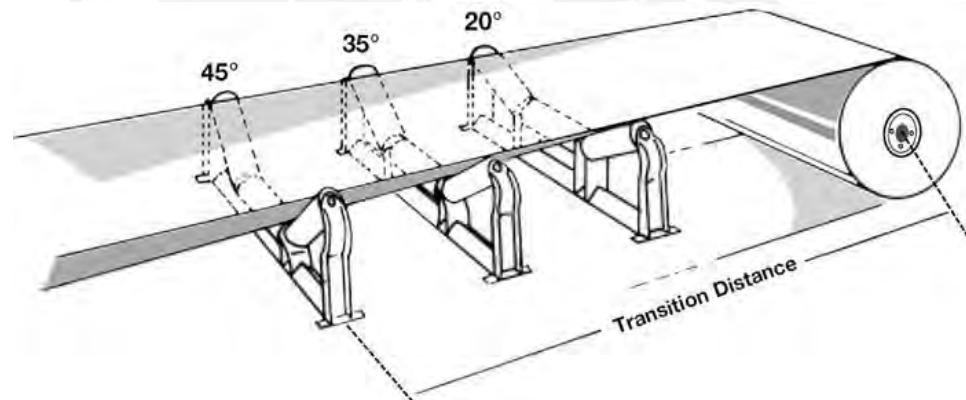


Figura 1.3 Ilustración de rodillos abarquillados de diferentes grados [4].

1.1.7. Rodillos de retorno: Cumplen la función de guiar a la parte de la faja transportadora que no lleva material, normalmente se fijan a la parte inferior de la estructura en la que los rodillos de carga son montados. Los rodillos de doble retorno en V, se usan también para una mejor guía y para rangos de carga mayores.

1.2. Datos de entrada

Para empezar el cálculo del peso de todos los elementos involucrados en el transporte, es pertinente determinar los datos de entrada con los que se cuenta, ya sean requerimientos del proyecto o requisitos del asesor. Dichos datos de

entrada preestablecidos correspondientes a este capítulo, se señalan a continuación:

- Material a transportar: Clinker a granel
- Longitud de la galería estructural: 57 metros
- Inclinación de la galería estructural: 4°
- Capacidad de transporte: 300 ton/h
- Distancia entre tambores: 65 metros
- Ancho de faja: 1000 mm o 42 pulg.
- Tipo de faja: Abarquillada triple de 35°.

Adicionalmente, en la tabla 1.1, se muestran los parámetros mencionados anteriormente para el material de interés: Clinker a granel [3].

Tabla 1.1. Propiedades físicas de interés del Clinker a granel.

PROPIEDADES DEL MATERIAL A TRANSPORTAR: CLINKER A GRANEL					
Densidad	Ángulo de reposo	Ángulo de sobrecarga	Ángulo de inclinación	Fluidez	Abrasividad
101,9 lb/pie ³ 1632,3 kg/m ³	35°	20°	4°	Promedio	Muy abrasivo

1.3. Metodología de cálculo de la carga distribuida

En esta sección se plantea describir la metodología utilizada para determinar el peso por unidad de longitud de los elementos de la faja transportadora. Estos cálculos se basan en las recomendaciones provistas el catálogo Link-Belt 1000 [5] y por el libro de fajas transportadoras para materiales a granel realizada por la asociación de fabricantes de equipos de transportes (CEMA) [3].

- 1° → Cálculo y verificación de la velocidad lineal de la faja transportadora.
- 2° → Determinación de espaciamiento y selección de rodillos.
- 3° → Cálculo de las tensiones y selección de faja transportadora
- 4° → Cálculo de la carga distribuida generada por el Clinker y elementos de transporte.

Los cálculos de las poleas terminales, selección de reducción y potencia no se toman en cuenta porque esos elementos están fuera de la galería y por lo tanto están fuera del alcance de esta tesis. Asimismo, en los apartados siguientes se muestra un resumen del cálculo, estos cálculos se encuentran detallados en el ANEXO 1.

1.3.1. Cálculo y verificación de la velocidad lineal de la faja transportadora

En primer lugar, se puede determinar la velocidad lineal de la faja transportadora con la siguiente expresión:

$$Q = A_T \times V_{lineal}$$

Dónde: Q Es el caudal equivalente de Clinker a granel.
 A_T Es el área transversal al flujo de Clinker.
 V_{lineal} Es la velocidad lineal

El área transversal y el caudal equivalente fueron calculados según recomendaciones y fórmulas empíricas proporcionadas por CEMA. Además, se definió también la clase de la carga basado en el ángulo de sobrecarga. El resumen de los cálculos se presenta en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 Resumen de cálculos basados en recomendaciones CEMA.

RESUMEN DE LOS CÁLCULOS			
A_T	Q	V_{lineal}	Clase de carga
1,07 pies ² 0,10 m ²	5,9 x 10 ³ pies ³ /h 166,7 m ³ /h	91,3 pies/min 27,8 m/min	B

Para la verificación de la velocidad de la faja transportador, según el catálogo Link-Belt 1000, la velocidad lineal máxima de acuerdo al ancho de la faja y al material a transportar es 500 pies/min, lo cual indica que la velocidad lineal calculada se encuentra dentro del rango aceptado.

1.3.2. Espaciamiento y selección de rodillos

Con la clase de carga, determinando en el catálogo Link-Belt 100'. es posible obtener un diámetro máximo de los grumos del Clinker y con ello se puede obtener los rodillos requeridos mostrados en las figuras 1.4 y 1.5. Con el número de serie, el ancho de faja, la densidad del material y el ángulo del abarquillado; en la figura 1.6 se esquematizaron los espaciamientos entre elementos de carga y descarga:

Espaciamiento entre rodillos de carga: 1,20 m
 Espaciamiento entre rodillos de retorno: 2,95 m

Tabla 1.3 Parámetros de interés de los rodillos de carga.

PARÁMETROS DE RODILLOS DE CARGA			
Número de rodillos	Espaciamiento entre rodillos	Peso por rodillos	Carga distribuida
55	1,20 m 3,95 pies	41,73 kg 92 lb	35,31 kg/m 23,73 lb/pie

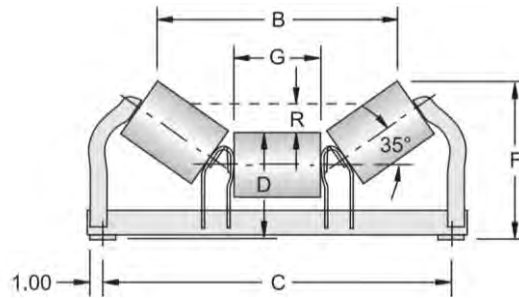


Figura 1.4 Rodillo de carga seleccionado [6].

Tabla 1.4 Dimensiones del rodillo de carga.

DIMENSIONES DEL RODILLO DE CARGA.						
Ancho de faja	Peso del rodillo	B	C	D	F	G
1 m 42 pulg.	41,73 kg 92 lb	0,96 m 37,9 pulg.	1,45 m 57,0 pulg.	0,23 m 9,0 pulg.	0,51 m 20,0 pulg.	0,38 m 15,1 pulg.

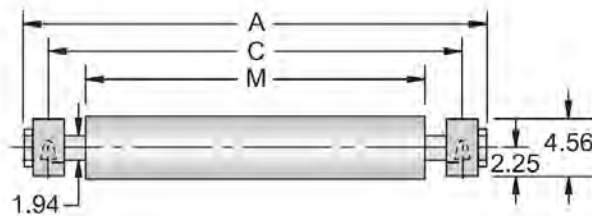


Figura 1.5 Rodillo de retorno seleccionado [6].

Tabla 1.5 Parámetros de interés de los rodillos de retorno

PARÁMETROS DE RODILLOS DE RETORNO			
Número de rodillos	Espaciamiento entre rodillos	Peso por rodillos	Carga distribuida
23	2,95 m 9,69 pies	24,04 kg 53 lb	8,51 kg/m 5,72 lb/pie

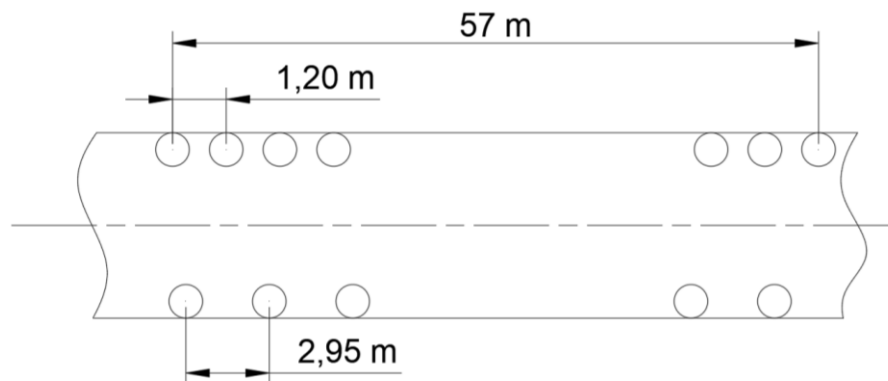


Figura. 1.6 Diagrama de distribución de los rodillos de carga y descarga.

1.3.3. Cálculo de las tensiones y selección de la faja.

Para la selección de la faja transportadora se seguirá el catálogo Goodyear [7], provisto por el Dr. Luis Cotaquispe en su curso: "Diseño de equipos de transporte y almacenamiento". La selección de la faja transportadora sigue un proceso iterativo en el cual, se preselecciona una faja, luego se calcula su peso dependiendo del número de pliegues y del ancho de la faja; y con ello es posible calcular las tensiones actuantes en la faja transportadora, mostradas en la figura 1.7, para así verificar si está por debajo de la tensión admisible y si existe resbalamiento. El factor de seguridad utilizado para la verificación es 2.1 obtenido de la norma DIN 22.101.

La faja seleccionada es la 48 HDNF cuyos datos se presentan en la tabla 1.6.



$$T_1 = 39 \text{ kN}$$

$$T_2 = 12 \text{ kN}$$

$$T_{adm} = 78 \text{ kN}$$

Figura 1.7 Diagrama de tensiones actuantes en el tambor motriz.

Tabla 1.6. Datos de la faja seleccionada

DATOS DE FAJA SELECCIONADA				
Marca	Nomenclatura	Número de pliegues	Tipo de unión	Peso específico
Good Year	48 HDNF	6	Vulcanizada	3.88 kg/m 2,61 lb/pie

1.3.4. Cálculo de la carga distribuida generada por el Clinker

Con la capacidad y la velocidad lineal calculada anteriormente, es posible determinar el peso específico de la carga que se quiere transportar mediante la siguiente expresión:

$$W_k = \frac{C}{V_{lineal}}$$

Donde: W_k Es el peso específico de la carga
 C Es la capacidad

Finalmente se calcula que:

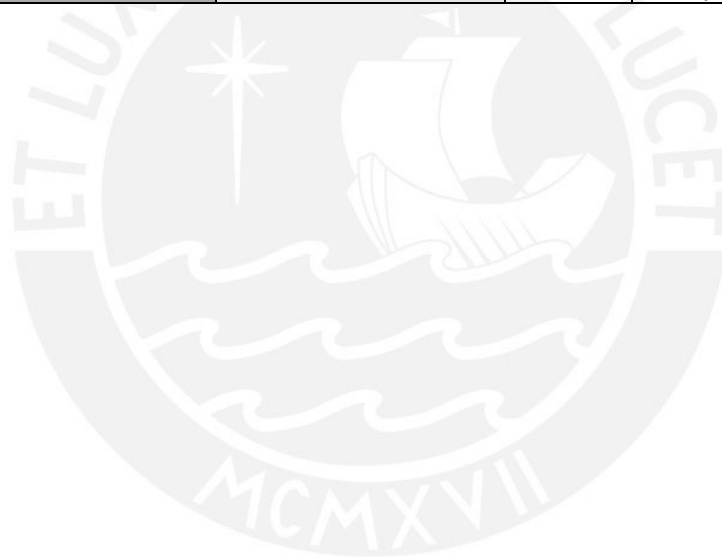
$$W_k = 109,5 \text{ lb/pie}$$

1.4. Resumen

Finalmente, al cumplirse los requisitos de este capítulo, se pueden organizar el peso de los elementos actuantes en el sistema de la faja transportadora como: peso de los rodillos de carga y retorno, peso del material a transportar y peso de la faja de 42 pulgadas.

Tabla 1.7. Resumen de cargas distribuidas actuantes.

RESUMEN DE LA ETIMACIÓN DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA FAJA TRANSPORTADORA				
Clinker a granel	W_k	kg/m	163,0	
		lb/pie	109,5	
Faja transportadora 42" – GoodYear Plylon® 48 HDNF 6 pliegues – Unión vulcanizada	W_{faja}	kg/m	3,9	
		lb/pie	2,7	
Rodillos CEMA B5 Serie 7000 – Ø5"	Carga	W_{carga}	kg/m	23,7
			lb/pie	35,3
	Retorno	$W_{retorno}$	kg/m	8,5
			lb/pie	5,7



CAPITULO 2

ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS PUNTUALES QUE EJERCE LA ESTRUCTURA SOPORTE SOBRE LA GALERÍA ESTRUCTURAL

La estructura soporte que se muestra en la figura 2.1 tiene una gran importancia para el transporte del Clinker ya que, todos los elementos necesarios para el correcto transporte van alojados en dicha estructura. Debido a ello, es necesario considerarlo en los cálculos porque representa una carga sustancial que la galería estructural deberá soportar.

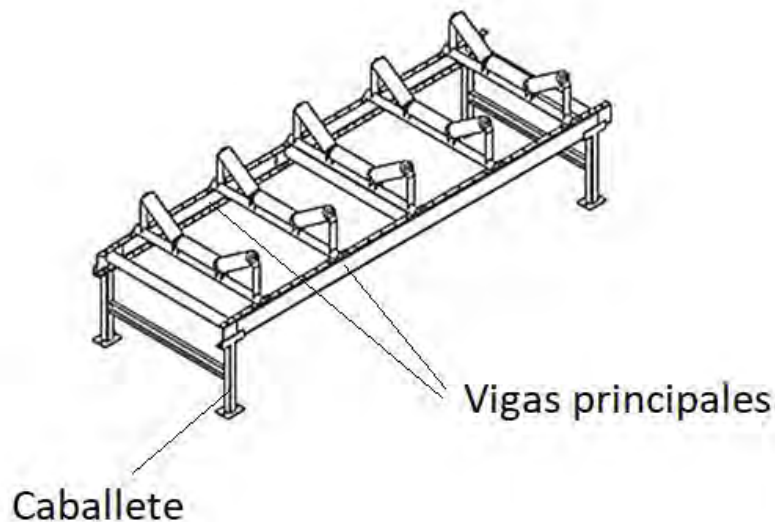


Figura 2.1 Estructura soporte [8].

2.1. Metodología de cálculo y verificación de estructura soporte

En esta sección se detalla la metodología utilizada para estimar las cargas puntuales sobre la galería estructural generadas por la estructura soporte, el material a transportar y todos los elementos de transporte.

- 1° → Determinar tipo de perfil de vigas principales de estructura soporte.
- 2° → Determinar número de apoyos posibles de las vigas principales.
- 3° → Para cada número de apoyos posible, asumir dimensiones de vigas principales.
- 4° → Determinar la carga que soportará la estructura soporte.
- 5° → Calcular reacciones sobre viga principal de estructura soporte.
- 6° → Verificar por resistencia la viga principal.
- 7° → Verificar por rigidez la viga principal.
- 8° → Iterar el procedimiento para hasta encontrar las dimensiones adecuadas para cada número de apoyos posibles, según el esquema de la figura 2.2

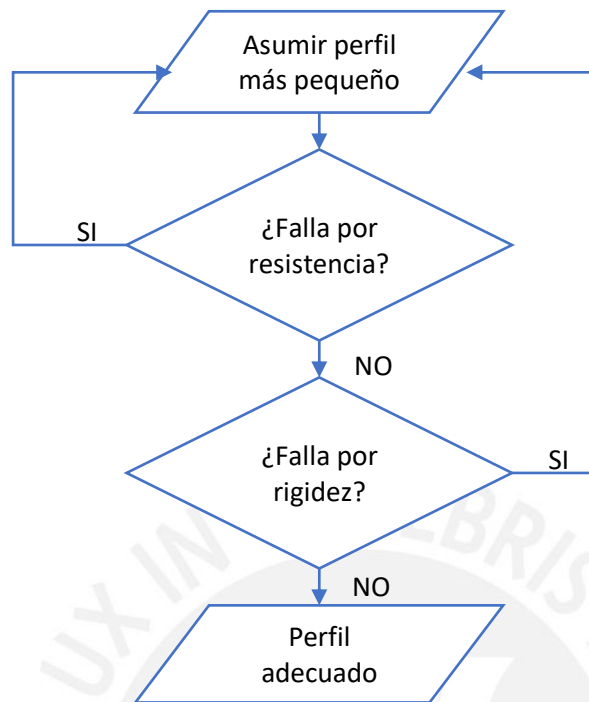


Figura 2.2 Diagrama de flujo para cálculo de perfil adecuado

9° → Calcular caballetes para cada número de apoyos posibles.

10° → Calcular reacciones sobre galería para cada número de apoyos posibles y elegir opción más adecuada

2.1.1. Determinar el tipo de perfil de vigas principales

Como se puede apreciar en la figura 2.1, el perfil de las vigas principales debe ser adecuado para que los rodillos de carga y retorno puedan ser montados con facilidad. Además, debe dar acceso al operario a realizar actividades de mantenimiento e inspección de los elementos de transporte y de la misma estructura.

En primer lugar, se descartó los perfiles cerrados tales con los perfiles cuadrados y redondos porque imposibilitarían las tareas antes descritas. Los perfiles abiertos por otro lado permiten un montaje adecuado de los elementos y además contribuyen en aligerar el peso de la estructura soporte. Por lo tanto, el perfil seleccionado es el perfil en “C”. La configuración de dicho perfil se muestra en la figura 2.3.

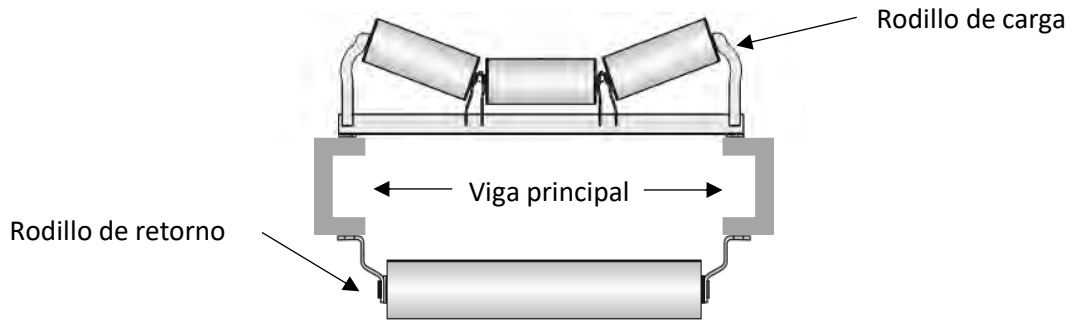


Figura 2.3 Viga principal de la estructura soporte con rodillos de carga y retorno.

2.1.2. Determinar número de apoyos posibles de las vigas principales.

Esta sección se enfoca en calcular el número de apoyos posibles considerando que solo puede haber un apoyo en una viga transversal de la galería que deben coincidir con las vigas verticales de los reticulados laterales, para un mejor entendimiento se muestra un esquema en la figura 2.4.

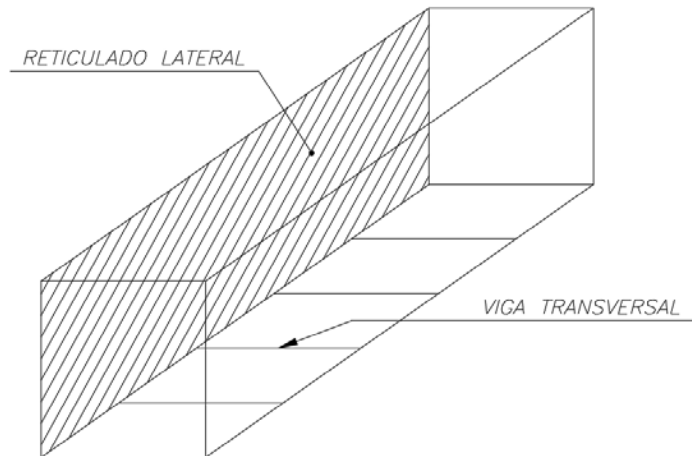


Figura 2.4 Esquema de galería metálica

Coincidir los apoyos con las vigas transversales genera una ventaja en el diseño debido a que, si se necesitara colocar un apoyo entre vigas transversales, sería necesario colocar vigas adicionales en la dirección longitudinal ocasionando que el peso de la estructura se eleve innecesariamente. Por lo tanto, es necesario determinar el reticulado lateral de la galería para conocer la cantidad de apoyos posibles que admitirá la estructura soporte.

2.1.2.1. Diseño previo de la galería.

Para el diseño de la galería se decide modelar a la galería como una viga de celosía sobre una viga de canales porque estas admiten una luz mayor y se adecua al requerimiento de una galería de 57 metros de longitud. En ingeniería estructural, una celosía es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nodos formando triángulos planos (en celosías planas) o pirámides

tridimensionales (en celosías espaciales). En muchos países se les conoce como armaduras o reticulados. El interés de este tipo de estructuras es que las barras trabajan predominantemente a compresión y tracción presentando comparativamente flexiones pequeñas.

Las celosías pueden ser construidas con materiales diversos: acero, madera, aluminio, etc. Las uniones pueden ser articuladas o rígidas. En las celosías de nudos articulados la flexión es despreciable siempre y cuando las cargas que debe soportar la celosía estén aplicadas en los nudos de unión de las barras. Los componentes de una viga de celosía se encuentran detallados en la figura 2.5.

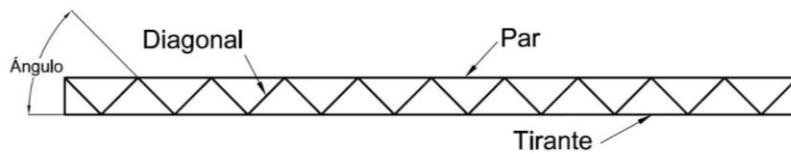


Figura 2.5 Componentes de una viga de celosía.

Existen diferentes tipos de reticulado que sirven para el fin de esta tesis, entre las principales se tienen:

- Celosía Long
Este tipo de celosía debe su nombre a Stephen H. Long (1784-1864), y tiene su origen hacia 1835. Los cordones superior e inferior horizontales se unen mediante montantes verticales todos ellos arriostrados por diagonales dobles. [9] Tal y como se muestra en la figura 2.6.

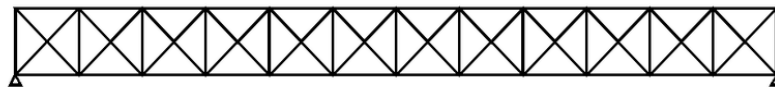


Figura 2.6 Esquema de celosía Long. [9]

- Celosía Howe
Fue patentada en 1840 por William Howe, aunque ya había sido usada con anterioridad. Se usó mucho en el diseño de celosías de madera, está compuesta por montantes verticales entre el cordón superior e inferior. Las diagonales se unen en sus extremos donde coincide un montante con el cordón superior o inferior. Con esa disposición las diagonales están sometidas a compresión, mientras que los montantes trabajan a tracción. [9] Esquema mostrado en la figura 2.7.

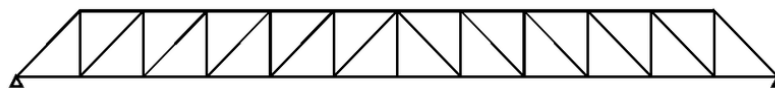


Figura 2.7 Esquema de celosía Howe. [9]

- Celosía Pratt
Originalmente fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844, representa la adaptación de las celosías al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. A diferencia de una celosía Howe, aquí las barras están inclinadas en sentido contrario, de manera que las diagonales están sometidas a tracción mientras que las barras verticales están comprimidas.[9] El esquema se muestra en la figura 2.8.

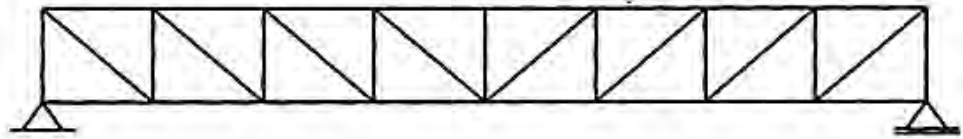


Figura 2.8 Esquema de celosía Pratt. [9]

- Celosía Warren
Fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848. El rasgo característico de este tipo de celosías es que forman una serie de triángulos isósceles (o equiláteros), de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud. Típicamente en una celosía de este tipo y con cargas aplicadas verticales en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tracción. Esto, que es desfavorable desde el punto de vista resistente, presenta en cambio una ventaja constructiva. Si las cargas son variables sobre la parte superior de la celosía, presenta resistencia similar para diversas configuraciones de carga. [9]. El esquema de la celosía Warren se muestra en la figura 2.9.

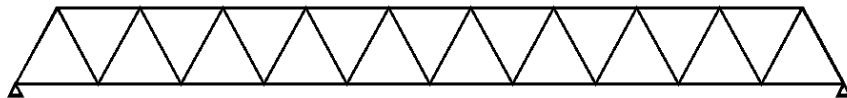


Figura 2.9 Esquema de celosía Warren. [9]

En todos los casos de reticulado, la cifra recomendada del ángulo de inclinación de las diagonales varía entre 40° y 55° [10]. Esta recomendación fue tomada en cuenta para calcular el número de diagonales y verticales que tendrá el reticulado.

Para el diseño del reticulado lateral se escogió el reticulado tipo Pratt, debido a que las diagonales y verticales están sometidas a tracción y compresión respectivamente. Esto es un factor favorable porque los elementos sometidos a compresión son lo más cortos posibles disminuyendo así la esbeltez de dichos elementos, esto ocasiona que se reduzca al máximo la posibilidad de falla por

pandeo haciendo que los elementos sean lo menos robustos posible.

Sin embargo, la celosía, tal como se muestra en la figura 2.9 no puede usarse directamente debido a que la galería presenta una inclinación de 4° como requisito de diseño. En este caso particular la galería no solo debe inclinarse para cumplir con el requisito, sino que debe modificar sus extremos para que los elementos de los extremos trabajen de manera vertical. Las modificaciones mencionadas se realizaron y se esquematizan en la figura 2.10.

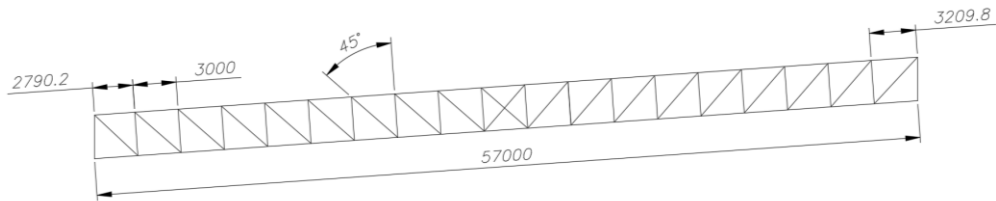


Figura 2.10 Esquema de celosía Pratt modificada.

Como se puede observar en la figura 2.10, el reticulado Pratt tiene 19 divisiones haciendo que el ángulo de las diagonales sea 45° en la mayoría de los casos, lo que ocasiona que se requiera una cruz en la división central para hacer al reticulado lo más simétrico posible, ello ayudará a que las carga que soportarán todas las vigas sean de igual magnitud en ambos lados reduciendo el cálculo.

2.1.2.2. Determinación de número de apoyos posibles

En primer lugar, se tienen 20 nodos inferiores, por lo tanto, las cantidades de apoyos posibles se detallan en la figura 2.11 donde cada apoyo se encuentra denotado por un punto rojo.

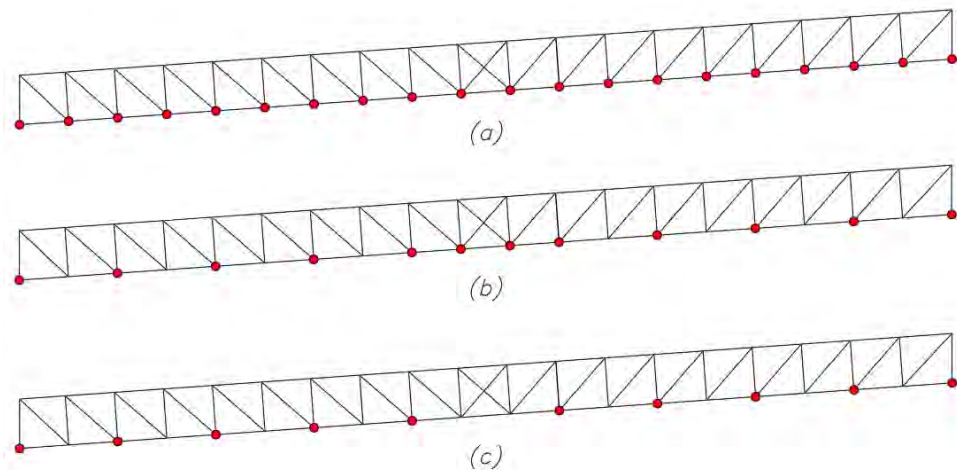
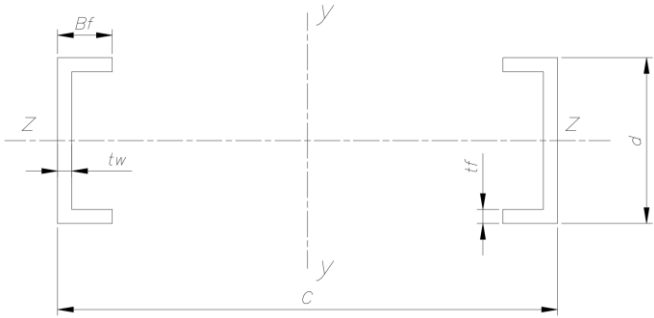


Figura 2.11 Reticulado lateral con (a) 20 apoyos, (b) 12 apoyos y (c) 10 apoyos.

2.1.3. Para cada número de apoyos posible, asumir dimensiones de vigas principales.

El perfil con el cual se iniciará el proceso iterativo es el perfil C3 x 4.1 para una configuración de 20 apoyos, cuyas características se señalan en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Características del perfil C3x4.1 y esquema de su configuración.



Peralte d	Grosor del ala Tf	Grosor del alma Tw	Anchura del ala Bf	Área A	Inercia Iz	ω_{viga}
3 pulg.	1/4 pulg.	3/16 pulg.	11/8 pulg.	1,21 pulg ²	1,66 pulg ⁴	4,1 lb/pie
76,2 mm	6,35 mm	4,76 mm	34,93 mm	7,8 cm ²	69,09 cm ⁴	6,1 kg/m

2.1.4. Determinar la carga que soportará la estructura soporte.

El cálculo de la carga distribuida total que se ejerce sobre la viga principal de la estructura soporte se realiza mediante la expresión 2-1. El factor 1,2 de la expresión 2-1 hace referencia al incremento del peso total en un 20% debido a cargas que pudieron no haberse considerado en el cálculo, haciendo así un análisis más conservativo.

$$q = (\omega_K + \omega_{carga} + \omega_{retorno} + 2 \times \omega_{faja} + 2 \times \omega_{viga}) \times 1,2 \times g \quad (2-1)$$

Donde	q	Carga distribuida total
	ω_K	Carga distribuida generada por el Clinker
	ω_{carga}	Carga distribuida generada por rodillos de carga
	$\omega_{retorno}$	Carga distribuida generada por rodillos de retorno
	ω_{faja}	Carga distribuida generada la faja transportadora
	ω_{viga}	Carga distribuida generada por la viga principal
	g	Gravedad

Por lo tanto, el peso total por unidad de longitud es **2,67 kN/m**

2.1.5. Calcular reacciones sobre viga principal de estructura soporte

Con las distancias establecidas, se calcularán las reacciones en los apoyos. Como era de esperarse, el cálculo de las reacciones en la viga se complica por la cantidad de apoyos que se tiene y la inclinación. Sin embargo, una herramienta muy utilizada por los ingenieros para determinar las reacciones en sistemas hiperestáticos es el teorema de los tres momentos de Clapeyron tomada del libro de “Resistencia de Materiales 2” [11] y para resolver el problema de la inclinación se utiliza el principio de superposición de la carga distribuida. En la imagen 2.12 se puede observar el esquema el cual se debe resolver.

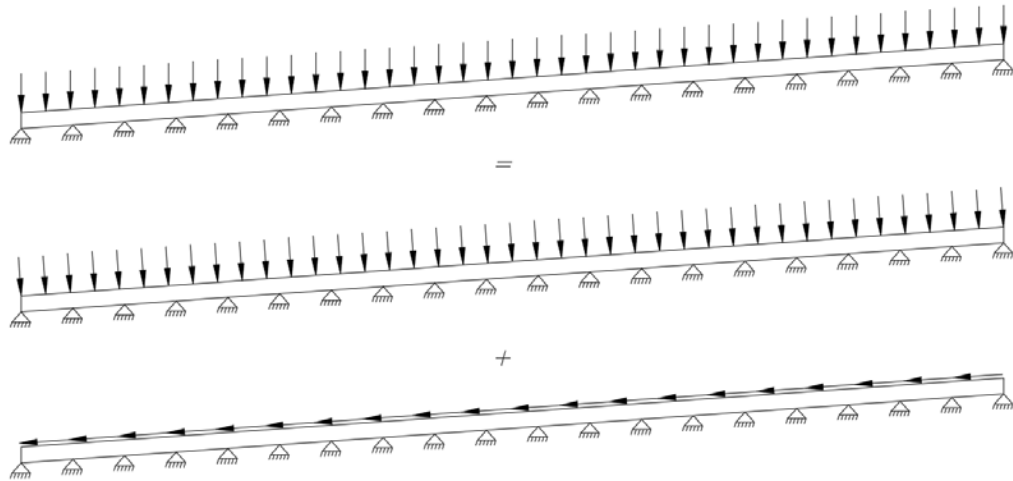


Figura 2.12 Representación de la viga principal sometida a una carga distribuida con 20 apoyos con el principio de superposición.

2.1.5.1. Cálculo de momentos internos con el teorema de los tres momentos de Clapeyron.

Antes de calcular las reacciones, es necesario calcular los momentos internos de la viga para poder levantar la indeterminación. La figura 2.13 esquematiza las reacciones útiles para el mencionado propósito. El cálculo se logra mediante el teorema de los tres momentos de Clapeyron el cual estipula lo siguiente:

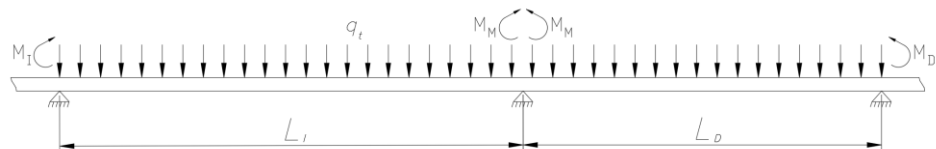


Figura 2.13 Esquema de una parte de una viga estáticamente indeterminada sometida a una carga distribuida en dirección transversal.

$$M_I L_I + 2M_M (L_I + L_D) + M_D L_D + \frac{q_t L_I^3}{4} + \frac{q_t L_D^3}{4} = 0 \quad (2-2)$$

Donde	M_M	Momento flector generado en el apoyo medio.
	M_D	Momento flector generado en el apoyo derecho.
	M_I	Momento flector generado en el apoyo izquierdo.
	L_I	Longitud entre apoyos del lado izquierdo
	L_D	Longitud entre apoyos del lado derecho
	q_t	Carga distribuida total en dirección transversal.

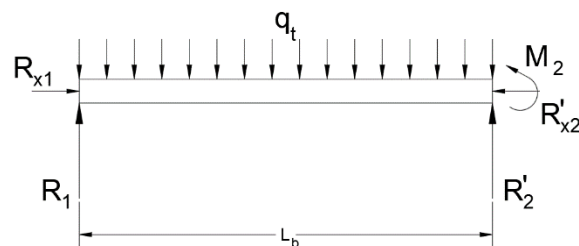
Con esta expresión aplicada a cada uno de los tramos de la viga, se pueden obtener los momentos internos en el lugar de los apoyos, los cuales se encuentran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Resumen de los momentos flectores internos en el lugar de los apoyos.

Apoyo	Momento interno (Nm)	Apoyo	Momento interno (Nm)
2	-2531.9	11	-1996.8
3	-1853.5	12	-1996.8
4	-2035.2	13	-1997.0
5	-1986.5	14	-1996.1
6	-1999.6	15	-1999.6
7	-1996.1	16	-1986.5
8	-1997.0	17	-2035.2
9	-1996.8	18	-1853.5
10	-1996.8	19	-2531.9

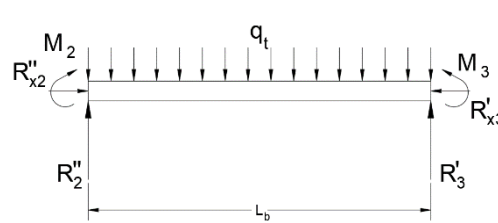
2.1.5.2. Cálculo de las reacciones de los apoyos sobre la viga principal.

Mediante las ecuaciones de equilibrio estático a cada tramo de la viga principal, es posible obtener las reacciones de los apoyos. En la figura 2.14 se muestra el análisis del tramo 1-2 y 2-3.



$$R_1 = \frac{M_2 + \frac{q_t L_b^2}{2}}{L_b} = 3149,7 \text{ N}$$

$$R'_2 = q_t L_b - R_1 = 4837,6 \text{ N}$$



$$R''_2 = \frac{M_3 - M_2 + \frac{q_t L_b^2}{2}}{L_b} = 4819,8 \text{ N}$$

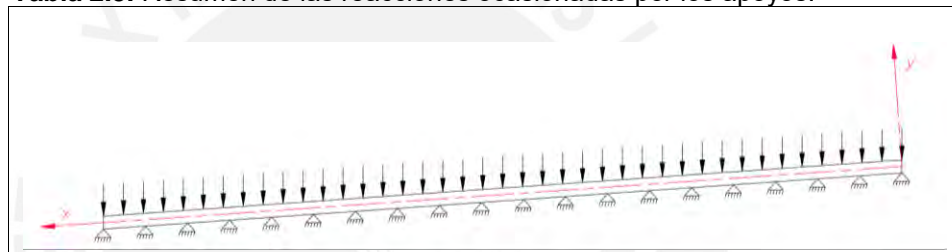
$$R'_3 = q_t L_b - R''_2 = 3767,5 \text{ N}$$

$$R_2 = R'_2 + R''_2 = 9057,4 \text{ N}$$

Figura 2.14 Análisis estático a los tramos (a) 1-2 y (b) 2-3 de la viga principal.

El mismo procedimiento a todos los tramos de la viga, se puede obtener todas las reacciones de los apoyos, las cuales se muestran en la tabla 2.3. Como es una viga simétrica, tanto en cargas como en geometría, las reacciones serán las mismas en ambos lados de la viga principal, por lo tanto, la tabla 2.3 solo muestra las reacciones hasta el apoyo 10.

Tabla 2.3. Resumen de las reacciones ocasionadas por los apoyos.



Apoyo	R (N)	R _x (N)	R _y (N)
1	3157	220	3150
2	9079	633	9057
3	7719	538	7701
4	8084	564	8064
5	7986	557	7967
6	8012	559	7993
7	8005	558	7986
8	8007	559	7988
9	8007	559	7987
10	8007	559	7987

2.1.6. Verificación por resistencia de la viga principal.

Este documento utiliza el método ASD o diseño por esfuerzo permisible, el cual se enfoca localizar el punto más crítico en la sección más crítica con el fin de verificar si dicho punto se encuentra sometido a un esfuerzo dentro del rango aceptable.

2.1.6.1. Diagrama de fuerzas internas

Con todas las reacciones en los apoyos conocidas, es posible elaborar los diagramas de fuerzas internas con el fin de localizar la sección más crítica en la viga principal. Dichos diagramas se encuentran en la figura 2.15, 2.16 y 2.17.

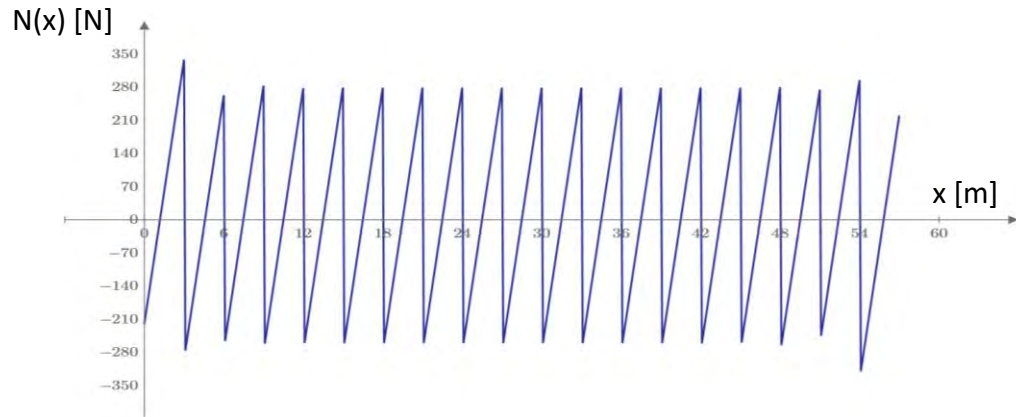


Figura 2.15 Diagrama de fuerza normal.

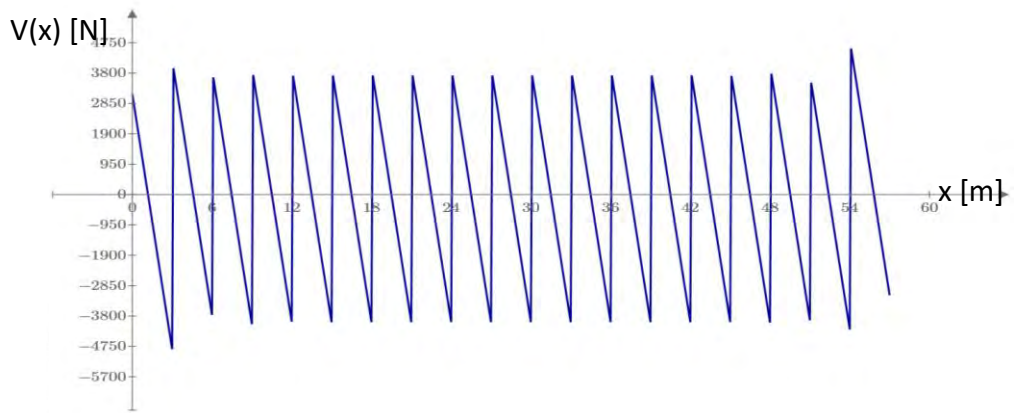


Figura 2.16 Diagrama de fuerza cortante.

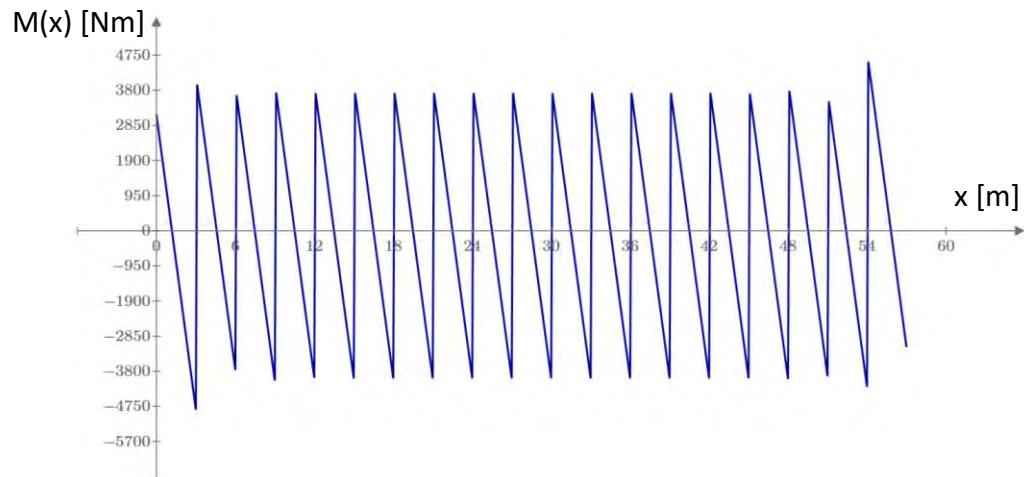


Figura 2.17 Diagrama de momento flector.

Como se puede observar claramente en el diagrama de fuerzas internas, la sección más crítica se encuentra en el apoyo 2, por lo cual se decide hacer el análisis de falla en la sección del apoyo 2 con el fin de determinar la integridad de la viga principal.

2.1.6.2. Análisis de la sección crítica.

El análisis de la sección crítica se realizará siguiendo las bases de la teoría de falla de la “máxima energía de distorsión” de von Mises provistas por el libro “Mecánica de materiales” de R. Hibbeler [12]. Como el caso de análisis se trata de un caso de esfuerzo plano en el cual uno de los esfuerzos principales es nulo, se pueden aplicar las siguientes expresiones para calcular los dos esfuerzos principales restantes.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (2-3)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (2-4)$$

Con estas expresiones es posible calcular el esfuerzo equivalente el cual debe ser menor al esfuerzo admisible.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{F.S.} \quad (2-5)$$

En la figura 2.18 se puede observar que en la sección de análisis actúa un momento flector, una fuerza cortante y una fuerza normal saliendo del papel, denotado con un punto color azul.

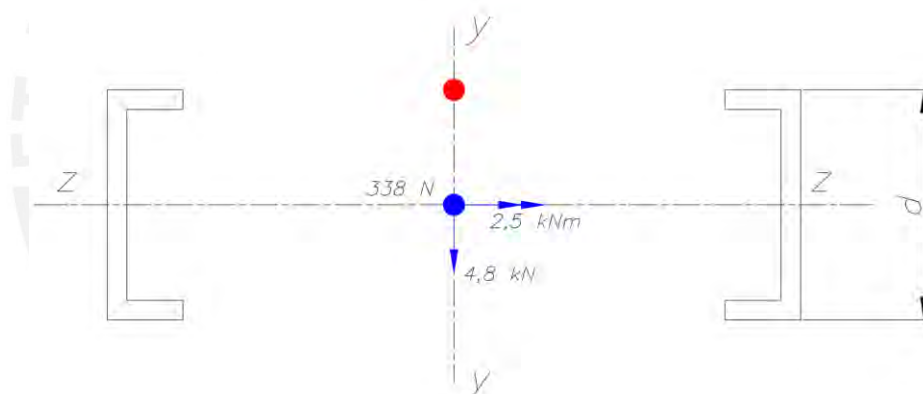


Figura 2.18 Sección crítica de la viga principal.

Los esfuerzos ocasionados por las fuerzas y el momento flector son calculados mediante las expresiones básicas de resistencia de materiales, las cuales se encuentran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Fórmulas para los esfuerzos.

Esfuerzo normal ocasionado por momento flector	$\sigma = \frac{M \times y}{I_z} \quad (2-6)$
Esfuerzo cortante ocasionado por fuerza cortante.	$\tau = \frac{V \times Q}{I_z \times t} \quad (2-7)$
Esfuerzo normal ocasionado por fuerza normal.	$\sigma = \frac{F}{A} \quad (2-8)$

El esfuerzo normal debido al momento flector es máximo cuando “y” obtiene el valor de d/2, es por ello que el punto de análisis es el punto de color rojo de la figura 2.18, donde el esfuerzo normal generado por el momento flector y la fuerza normal se superponen. En este punto el esfuerzo por la fuerza cortante es nulo puesto que el punto de análisis se encuentra en el extremo de la sección. El factor de seguridad en el presente capítulo fue tomado por recomendaciones del ing. Jorge Rodríguez Hernández en su libro “Resistencia de materiales 2” [11] en el cual recomienda un factor de seguridad que oscila entre 1,5 y 2, cuando se encuentre en el caso siguiente:

“Para materiales bien conocidos, para condiciones de medio ambiente razonablemente constantes y sujetos a carga y esfuerzos que se pueden calcular con facilidad”

Como el material a utilizar es un acero convencional ASTM A36, las condiciones ambientales son constantes, y las cargas se pueden calcular con facilidad; el factor de seguridad se establece con el valor de 2. El esfuerzo de fluencia del acero ASTM A36 tiene un valor de 250 MPa.

En este punto, ya es posible calcular el esfuerzo equivalente en el punto crítico de la sección crítica para ser comparado con el esfuerzo admisible.

$$\sigma_{eq} = 70,02 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 125 \text{ MPa}$$

En este caso, el esfuerzo equivalente es menor que el esfuerzo límite admisible, por lo que el factor de seguridad es 3,6 para el perfil seleccionado. Finalmente se puede afirmar que la viga seleccionada no falla por “resistencia”.

2.1.7. Verificación por rigidez de la viga principal

La verificación por rigidez se realizó mediante recomendaciones del libro “Deflexiones de Servicio y Desplazamientos en vigas de acero

estructural" [13], el cual estipula que la razón de la deflexión y la longitud entre apoyos no debe ser mayor a un factor que depende del uso de la estructura. En el caso particular de este capítulo, el valor de ese factor es el siguiente:

$$\frac{\delta}{L} \leq \frac{1}{500} = 0.002$$

Por lo tanto, es necesario calcular la deflexión máxima entre apoyos para poder calcular el factor antes mencionado.

2.1.7.1. Cálculo de la deflexión máxima entre apoyos.

Para realizar el cálculo de la deflexión máxima en la viga principal, se calculará la curva elástica de toda la viga en análisis en función a la posición "x".

La expresión que se utilizará para determinar la ecuación de la curva elástica es la siguiente:

$$EI \frac{d^2v}{dx^2} = M(x) \quad (2-9) [12]$$

Como se puede observar en la expresión es necesario obtener el momento flector interno en función de la posición, esto se realiza haciendo un corte en la posición x genérica en cada tramo entre apoyos. Por ejemplo, el primer corte se realiza en el tramo 1, mostrado en la figura 2.19, obteniendo:

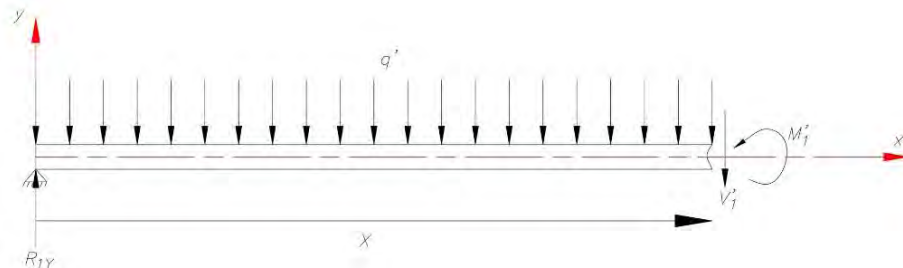


Figura 2.19 Corte del tramo 1 de la viga principal.

Realizando sumatoria de momentos en el punto de corte y despejando, se puede obtener fácilmente el momento flector en función de la posición. Luego se integra hasta obtener la deflexión "v" como función de la posición.

$$EI \times v(x) = R_{1y} \frac{x^3}{6} - q' \frac{x^4}{24} + C_1x + C_2$$

El valor numérico de las constantes se obtiene de las condiciones de frontera puesto que en los apoyos 1 y 2 no existe deformación por flexión. Este análisis se realiza para todos los tramos de la viga

principal y se obtiene la curva elástica la cual se muestra en la figura 2.20.

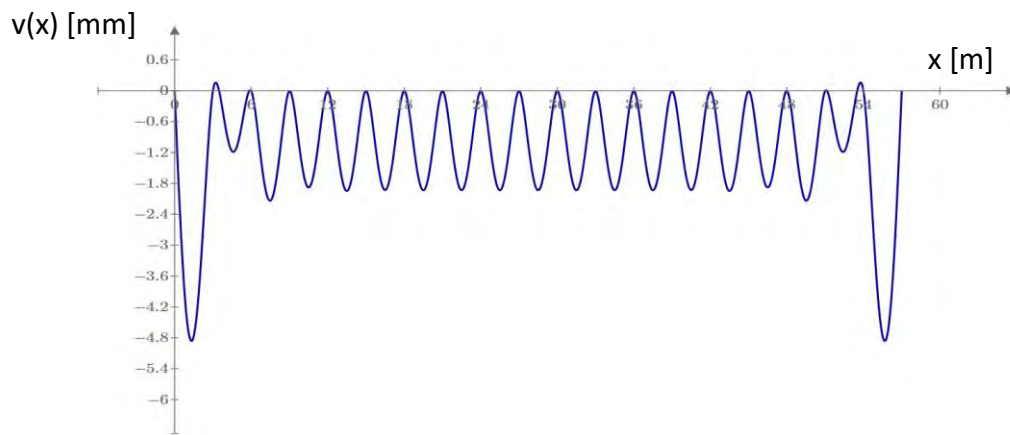


Figura 2.20 Curva elástica de la viga principal

Se concluye que el tramo con la deflexión máxima es la porción de viga comprendida entre los apoyos 1 y 2. En el caso analizado, el factor deflexión – longitud tiene una magnitud de 0.001622 lo cual indica que el perfil seleccionado anteriormente no falla por “rigidez”.

Como el perfil seleccionado no falla por resistencia ni rigidez y, además es el más pequeño posible; se determina que el perfil óptimo para la configuración de 20 apoyos es el **C3x4,1**.

2.1.8. Cálculo de los caballetes.

Con el perfil de la viga principal seleccionado y verificado en los pasos anteriores, ya es posible determinar los perfiles que componen al caballete, estos caballetes cumplen la función de soportar a la viga principal y como conexión entre la viga soporte y la galería estructural. Para el análisis se escoge el apoyo más crítico de la viga principal, el cual, comparando con todas las reacciones detalladas con la tabla 2.3, es el segundo apoyo. Además, por requisito de diseño, la longitud de la viga de los caballetes es 960 mm aproximadamente.

Un esquema de los caballetes se puede observar en la figura 2.21, el propósito de esta sección es el de calcular los perfiles que conforman el caballete.

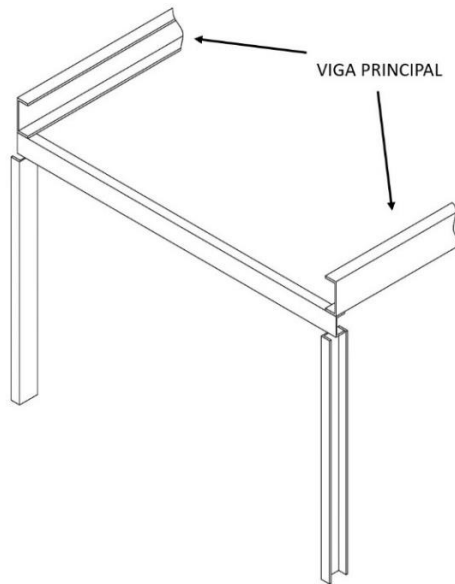


Figura 2.21 Esquema de un caballete.

El caballete está conformado por tres vigas "C", se eligió este tipo de perfil por la facilidad al momento de ensamblar la estructura. Las dos vigas verticales son las más solicitadas por el momento flector que se genera en la base (zona de anclaje), por lo que serán verificadas por resistencia y además por rigidez.

El diagrama de fuerzas internas de dicha viga principal se puede observar en la figura 2.22, en el cual se puede ver claramente que la sección crítica se encuentra en la base del caballete.

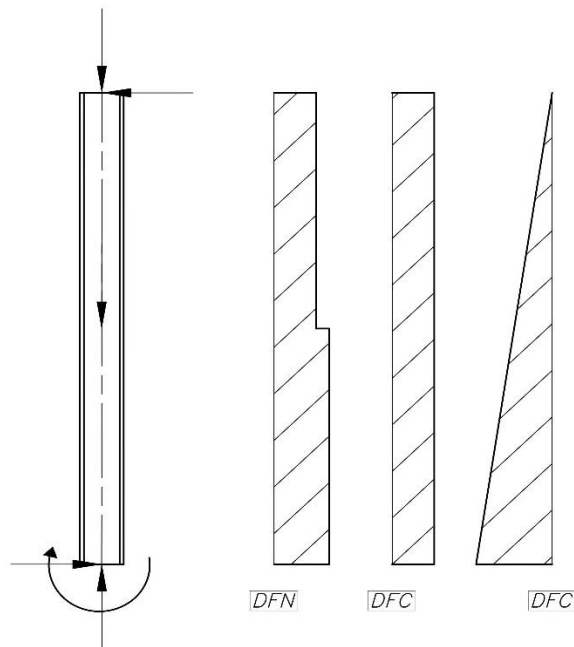


Figura 2.22 Diagrama de fuerzas internas de la viga vertical del caballete.

Como en la sección crítica existe un momento flector, este momento flector y la fuerza entrante al perfil sumarán efectos en el borde de la sección con respecto al momento flector, por lo tanto, el punto de análisis estará sometido al siguiente esfuerzo equivalente.

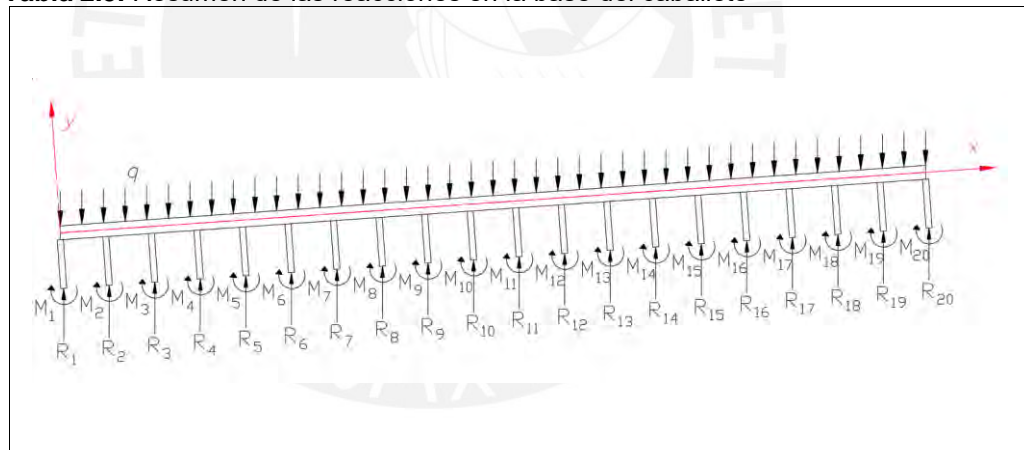
El esfuerzo equivalente en el punto crítico se calculará mediante la siguiente expresión, el cual deberá ser mayor que el esfuerzo admisible para el acero ASTM A36.

$$\sigma_{eqC} = \sqrt{\left(\frac{R_{cx}}{A_c} + \frac{M_c \frac{d_c}{z}}{I_c}\right)^2} \quad (2-10)$$

Adicionalmente se calcula la deflexión máxima de la viga vertical para determinar si cumple con las recomendaciones de diseño. De manera análoga se realiza el cálculo de la sección crítica de la viga horizontal del caballete.

Para finalizar el cálculo del caballete, se determinó las reacciones totales sobre la galería, los cuales se encuentran detallados en la tabla 2.5. Al igual que en la tabla 2.3, sólo se muestra los valores hasta el apoyo 10.

Tabla 2.5. Resumen de las reacciones en la base del caballete



Apoyo	R (N)	R _x (N)	R _y (N)	M _z (N-m)
1	3315.4	231.3	3307.3	-148.0
2	9237.5	644.4	9215.0	-415.5
3	7877.4	549.5	7858.2	-354.1
4	8241.8	574.9	8221.8	-370.6
5	8144.2	568.1	8124.3	-366.2
6	8170.3	569.9	8150.4	-367.3

7	8163.3	569.4	8143.4	-367.0
8	8165.2	569.6	8145.3	-367.1
9	8164.7	569.5	8144.8	-367.1
10	8164.8	569.6	8144.9	-367.1

2.1.8.1. Selección del número de apoyos óptimo.

Al realizar el mismo cálculo para todos los números de apoyos posibles, se obtienen los resultados de los perfiles adecuado para cada número de apoyos posibles. Para decidir entre las opciones, un factor determinante es el peso de toda la estructura soporte debido a que, un mayor peso significaría que la galería metálica sea más robusta lo cual originaría un mayor peso de la misma o lo que es lo mismo, un mayor costo. Un cuadro comparativo del peso total se muestra en la tabla 2.6

Tabla 2.6 Peso total vs. Número de apoyos de la viga principal

Número de apoyos	Perfil adecuado	Peso total de estructura soporte
20	C3x4,1	1040 kg
12	C6x8,2	1586 kg
10	C9X13,4	2426 kg

La adición o sustracción de apoyos tiene injerencia directa en la viga principal el cual será explicado a continuación.

El efecto que se genera al aumentar el número de apoyos es el de disminuir las exigencias de cada tramo de la viga, por lo que la deflexión máxima disminuye y con ello es posible reducir el tamaño de la viga principal. Caso contrario ocurre cuando se reduce el número de apoyos ya que, al ser la misma carga entre apoyos y al aumentar la distancia entre los mismos, la deflexión aumenta y por lo tanto es necesario que la viga principal sea más robusta.

Como se puede observar en la tabla 2.6, la solución óptima es para 20 apoyos o caballetes ya que, se obtiene el menor peso y por consecuencia será la solución que aligere la galería estructural.

2.2. Resumen de los cálculos de las vigas del caballete

2.2.1. Viga horizontal

Debido a que la viga horizontal sirve de elemento de unión de las vigas verticales del caballete con la viga principal, las solicitaciones mecánicas de dicho elemento son mínimas. La deflexión originada en este elemento metálico es originada por peso propio.

Perfil a utilizar	C3x4.1
Factor de seguridad	60

2.2.2. Viga vertical

La viga vertical de los caballetes tiene una sollicitación mecánica más fuerte y además se verificó que la deflexión máxima tenga un valor dentro del rango aceptado, el esquema del análisis se puede ver en la figura 2.23.

Perfil a utilizar	C3x4.1
Factor de seguridad	8,7
Deflexión máxima	0,2 mm

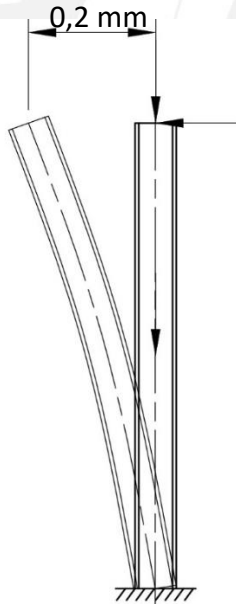


Figura 2.23 Esquema de la deflexión de la viga horizontal del caballete

CAPITULO 3

DISEÑO DE LA GALERÍA ESTRUCTURAL

El presente capítulo detalla el diseño de la galería metálica teniendo en cuenta las exigencias descritas en el capítulo 2. El diseño se realizó aplicando criterios de resistencia, rigidez y estabilidad; lo que permitió un correcto diseño de la galería estructural.

3.1. Estudio de la información existente

Esta parte del capítulo muestra la recopilación de información existente para lograr tener una gama de opciones estructurales y poder clasificar la galería metálica que se diseñó. Además, se realizó un estudio normativo según la clasificación en la que se encuentre la galería, con el fin de que el diseño cumpla con los requisitos mínimos de resistencia, estabilidad y rigidez.

3.1.1. Galerías metálicas

Si bien es cierto que en el capítulo 2 se introdujo superficialmente a las galerías metálicas por la necesidad de determinar el espaciamiento de las vigas transversales o vigas de piso, es necesario que el lector de este documento tenga un claro conocimiento sobre las galerías metálicas y todos sus componentes. Para cumplir con ese propósito se muestra en la figura 3.1, el esquema de una galería estructural con sus componentes.

Como se puede apreciar en la figura 3.1, una galería metálica está compuesta por dos reticulados laterales cada uno conformado por una cuerda superior, una cuerda inferior y sus diagonales como se vio en el capítulo 2. Estos elementos que conforman el reticulado son sumamente importantes porque están diseñados para que soporten toda la carga que se aplicará sobre la galería estructural.

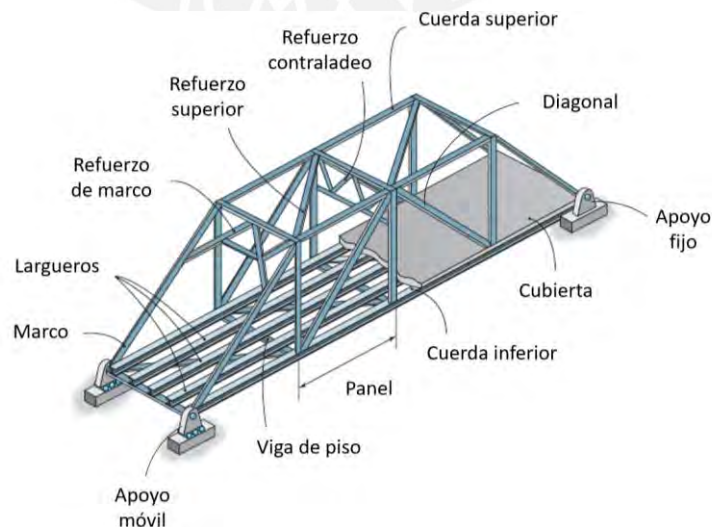


Figura 3.1. Galería metálica y sus componentes.[14]

Por otro lado, los elementos estructurales que permiten trasladar las cargas sobre los nodos de los reticulados son las vigas de piso o vigas transversales, además sirven como unión entre los reticulados laterales tanto en los nodos superiores como inferiores. Adicionalmente a ello, para lograr un apoyo continuo a lo largo de la galería estructural se pueden utilizar vigas paralelas a los cordones de los reticulados comúnmente llamados largueros, y sobre ellos descansa la cubierta que sirve para crear toda una superficie de apoyo según sea necesario. Estos largueros no son materia de este análisis porque, en el capítulo 2, se previó colocar los apoyos sobre las vigas de piso evitando así la necesidad de utilizarlos.

Asimismo, para rigidizar toda la estructura es posible utilizar refuerzos o arriostramientos, estos refuerzos no son otros que reticulados superiores e inferiores que permiten soportar las cargas en dirección transversal a la galería como las cargas originadas por el viento. Estos reticulados superior e inferior trabajan bajo el mismo principio que los reticulados laterales.

Otro elemento estructural importante son los marcos. Estos elementos se encuentran a la entrada y salida de la galería y su función es la de resistir cargas originadas por el viento, terremotos y por cargas desbalanceadas que se pudieran generar en el interior de la galería.

Finalmente, otro elemento importante en las galerías estructurales son los apoyos, estos apoyos pueden ser de dos tipos, apoyos fijos y apoyos móviles. Cada reticulado lateral cuenta un apoyo fijo y uno móvil. La razón principal es para que la estructura pueda moverse libremente en una dirección a causa de la dilatación y deformación de los elementos estructurales sin generar esfuerzos internos.

3.1.2. Estudio tecnológico

El objetivo de esta sección es organizar la información que se obtuvo mediante la investigación realizada para el desarrollo del estado del arte, la cual fue referente al tema de las galerías metálicas; dichas galerías se diseñan a medida, es por ello que tienen dimensiones fijas y no se mueven de su posición de trabajo. Además, estas galerías metálicas se clasificaron en diversas categorías para que puedan ser de correcto entendimiento. Estas categorías fueron esquematizadas en la figura 3.2, que se muestra a continuación.

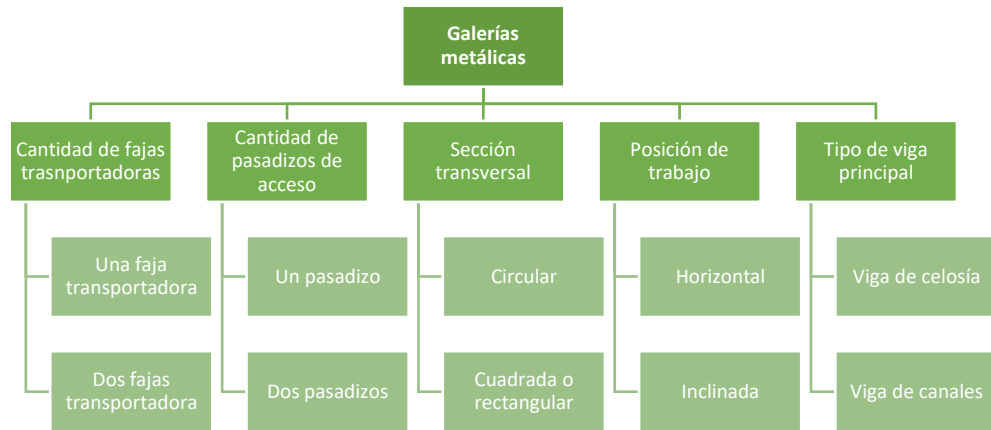


Figura 3.2. Clasificación de las galerías metálicas.

3.1.2.1. Según la cantidad de fajas transportadoras

Las galerías metálicas pueden soportar usualmente en su interior entre una y dos fajas transportadoras incluyendo la estructura donde van alojados todos los elementos de dichas fajas transportadoras. En la investigación del estado del arte no se utiliza en ningún caso una galería que soporte más de dos fajas transportadoras puesto que ello requeriría un gran aumento del ancho de la sección transversal lo que ocasiona un gran dimensionamiento de los elementos estructurales.

3.1.2.2. Según la cantidad de pasadizos

Como las galerías metálicas se diseñan como soporte para el camino de una faja transportadora, estas últimas necesitan una inspección y mantenimiento continuo al igual que todos los elementos estructurales, por lo que es necesario un pasadizo de acceso al personal para poder realizar dichas labores. La cantidad de pasadizos se define por la cantidad de personal que se requiere para esas acciones y del espacio que se dispone.

3.1.2.3. Según su sección transversal

La sección transversal de la galería metálica puede ser de dos tipos, circulares o rectangulares. Las galerías circulares o tubulares se utilizan cuando se requiere aislar el material a transportar con el medio ambiente, son más fáciles de montar que las galerías rectangulares, pero implica un costo más elevado por la fabricación de los tubos de gran diámetro. Las galerías rectangulares convencionales se utilizan cuando el material a transportar puede estar en contacto con el ambiente, sin embargo, para cubrir esta necesidad se puede colocar un recubrimiento en su perímetro, son menos costosas y más difíciles de montar que las galerías de sección circular.

3.1.2.4. Según su posición de trabajo

Se puede aprovechar la faja transportadora para elevar la altura del elemento a transportar por lo que la viga puede estar en posición horizontal o inclinada, el ángulo de inclinación depende del requerimiento en el proyecto y del ángulo máximo recomendado para cada tipo de material que se transporta.

3.1.2.5. Según su tipo de viga principal

El diseño de viga principal se puede modelar de dos maneras, viga de canales y viga de celosía. Las vigas de canales solo constan de perfiles largos e ininterrumpidos los cuales trabajan solo a flexión y corte, se unen entre sí mediante elementos rigidizadores y conectores; usualmente se utilizan para galerías tubulares. Las vigas de celosía se consideran como una armadura, los cuales los elementos principales trabajan a flexión y corte mientras que las diagonales que sirven de unión trabajan solo a tracción y compresión. Usualmente son utilizadas para galerías cuadradas o rectangulares.

3.1.3. Estudio normativo

Para poder garantizar un correcto diseño de la estructura, tanto de los cálculos como de las consideraciones que se tendrán en cuenta, es indispensable realizar el estudio normativo. Las normas que se consideraron pertinentes tomar en cuenta en el diseño son las siguientes:

- **Norma técnica E.090**
Norma peruana que ofrece al diseñador recursos para el cálculo de los elementos estructurales. Además, obliga a que el diseñador presente planos con detalles completos del diseño con secciones y la ubicación relativa de los diferentes elementos estructurales.
- **Norma técnica de edificaciones E.020**
Esta norma brinda a la presente tesis los parámetros de diseño referente a las cargas que deberán ser consideradas en los cálculos. Por ejemplo, las cargas debidas al viento.
- **Norma Técnica Peruana 400.034**
Como se mencionó anteriormente, la galería estructural tiene como requisito contar con un pasadizo para el tránsito del personal. Esta norma brinda información al diseñador acerca de las dimensiones mínimas que debe tener dicho pasadizo, así como los elementos estructurales necesarios para el tránsito seguro de las personas.

- **Norma ISO 14122-2**
Al igual que la NTP 400.034, la norma ISO 14122-2 busca salvaguardar la integridad del personal que transite pasadizos o pasarelas de acceso a estructuras metálicas.
- **Norma DIN EN**
La norma DIN EN brinda información al diseñador respecto a aspectos generales del diseño de estructuras metálicas.
- **Norma DIN EN**
La norma DIN EN brinda recomendaciones al diseñador sobre el cálculo de uniones atornilladas, esta norma se utiliza en reemplazo a la norma DIN 1050.

3.2. Consideraciones previas al diseño

3.2.1. Tipos de carga

Un avance importante en el diseño de la galería es la determinación de las cargas que influirán de manera relevante en la resistencia y estabilidad de la estructura. Sin embargo, antes de empezar, es importante hacer una clasificación de dichas cargas de manera pertinente para compatibilizar el desarrollo de esta tesis con las normas nacionales e internacionales utilizadas.

3.2.1.1. Cargas muertas

Se consideran a aquellos pesos de magnitud y posición constante; en esta categoría se encuentran todos los elementos que están unidos permanentemente a la estructura.

3.2.1.2. Cargas vivas

Son las cargas que pueden variar tanto en magnitud como en ubicación a lo largo del tiempo en vida de la estructura. Se encuentra aquí la carga por el material transportado. La norma ISO 5049-1, específica que el efecto de las fuerzas de aceleración y desaceleración del equipo pueden ignorarse siempre y cuando el equipo trabaje al aire libre y acelere o desacelere a 0.2 m/s^2 o menos [15]. Por lo tanto, se trabajó asumiendo que el equipo satisface el requerimiento de la norma.

3.2.1.3. Ambientales

El origen de estas cargas son los fenómenos ambientales que ofrece la zona de trabajo del equipo a diseñar. El ejemplo claro de esta categoría son las cargas por el viento y nieve.

3.2.2. Cargas que soportará la galería estructural.

Las cargas sobre la galería metálica influyen de manera directa en la resistencia y rigidez de la estructura por lo que es de vital importancia su consideración en el cálculo para que el resultado sea lo más exacto posible a pesar de las idealizaciones. Dichas cargas se detallan a continuación.

3.2.2.1. Cargas ocasionadas por el pasadizo de acceso.

Esta sección se encarga de determinar la carga ejercida por el personal que deberá transitar a lo largo de la galería y por los elementos que conforman el pasadizo como la baranda, rodapié y el piso. Cada uno de los componentes necesarios fueron seleccionados con el fin de obtener el peso total, ello se encuentra documentado en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Componentes del pasadizo.

Componentes del pasadizo			
<p>El diagrama muestra un perfilado I-beam que soporta un pasadizo. El pasadizo está compuesto por: 1) un tubo cilíndrico superior (pasamanos), 2) un tubo cilíndrico inferior (baranda intermedia), 3) una rejilla de piso y 4) un rodapié que se conecta al perfilado inferior. Líneas numeradas conectan los componentes con los círculos numerados en el diagrama.</p>			
N°	Elemento	Descripción	Peso lineal longitudinal
1	Pasamanos	Tubo cilíndrico Ø1-1/2" STD de acero negro ASTM A53	2.19 lb/pie
			3.26 kg/m
2	Baranda intermedia	Tubo cilíndrico Ø1" STD de acero negro ASTM A53	1.49 lb/pie
			2.22 kg/m
3	Rejilla	Rejilla GR-01 3/4" x 1/8" de acero estructural ASTM A36	10.75 lb/pie
			16 kg/m
4	Rodapié	2 perfiles L 6x6x1 de acero estructural ASTM A36	74.5 lb/pie
			110.87 kg/m
Peso total del pasadizo por unidad de longitud			88.93 lb/pie
			132.34 kg/m

3.2.2.2. Carga del viento

Si bien es cierto que la estructura que se diseñó tiene un cobertor para proteger el medio ambiente, todo el proyecto mostrado en la figura 1.2, se encuentra protegido por un domo industrial con el fin disminuir al máximo las emisiones. Ello ocasiona que el viento tenga injerencia únicamente sobre el domo.

Para un mayor entendimiento, se muestra un ejemplo de un domo en la figura 3.3.



Figura 3.3 Domo industrial.

Finalmente se puede concluir que la galería metálica no recibe efecto alguno del viento y, por lo tanto, no fue considerado en los cálculos de este documento.

3.2.2.3. Cargas ocasionadas por el personal de mantenimiento

El presente documento contempla una carga del personal equivalente al peso de cuatro personas, es decir, 400 kg. Esta carga se decidió colocarla en la parte central de la galería ya que, como se verá más adelante, la sección correspondiente al centro de la galería estructural es la sección más exigida.

3.2.2.4. Cargas ocasionadas por la estructura soporte

Las reacciones ocasionadas por la estructura soporte fueron analizadas en el capítulo 2, dichas reacciones se aplican sobre las vigas de piso directamente. Las magnitudes de las reacciones se encuentran en la tabla 2.5.

3.3. Metodología de cálculo de la galería estructural.

Esta sección se enfoca en señalar los pasos seguidos para un correcto diseño de la galería estructural. Estos pasos se detallan a continuación:

1° → Determinar los parámetros de entrada.

2° → Diseñar vigas transversales o de piso.

- 3° → Diseñar viga principal de la galería estructural.
- 4° → Diseñar elementos de reticulados laterales.
- 5° → Diseñar elementos de reticulados superior e inferior.

3.3.1. Parámetros de entrada.

Las exigencias de diseño en el presente documento fueron tomadas como los parámetros de entrada, los cuáles serán respetados a lo largo de todo el capítulo. Estos parámetros ayudaron a fijar dimensiones y a eliminar opciones de diseño lo cual facilitó el inicio del cálculo.

3.3.1.1. Viga principal

Debido a que, en el proyecto general ya existen galerías metálicas diseñadas e implementadas; y además estas galerías tienen como viga principal un arreglo de 4 vigas “I” como se ve en la figura 3.3, se exigió al presente diseño que la viga principal esté también conformada por el mismo tipo de viga principal.

3.3.1.2. Sección de galería

Por la misma razón que la viga principal, la sección de la galería ya está definida en 2800 mm de ancho y 3000 mm de altura, mostrado en la figura 3.4.

3.3.1.3. Recubrimiento

Toda la galería metálica será recubierta con planchas de “Precor” para evitar las emisiones de CO₂ al ambiente. Este requerimiento se toma en cuenta al aumentar en 20% el peso estructural de la galería.

3.3.1.4. Inclinación

La galería estructural no trabajará de manera horizontal puesto que los apoyos tienen un desnivel considerable lo que ocasiona que la estructura metálica se incline 4°.

3.3.1.5. Tránsito del personal

Como última condición de diseño, se requiere que la galería cuente con un pasadizo que permita el tránsito de máximo 4 personas a la vez a lo largo de toda su longitud.

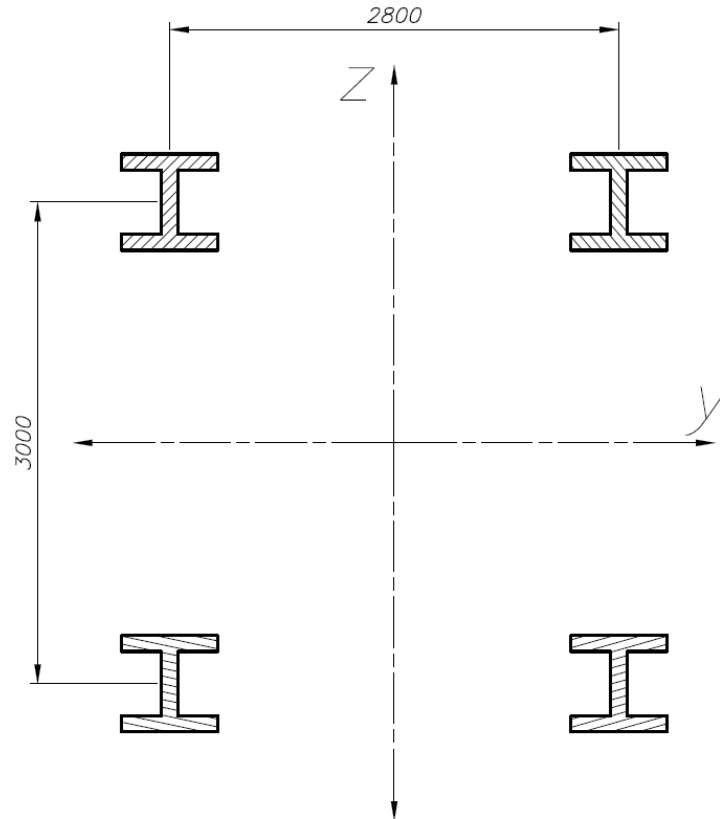


Figura 3.4. Sección transversal de la viga principal de la galería metálica con sus dimensiones en mm.

3.3.2. Diseñar vigas de piso

La viga de piso se diseñó basándose en la máxima exigencia a la cual estará sometida. Para realizar un correcto diseño, se siguieron los siguientes pasos:

- 1° → Determinar la disposición de los elementos sobre la viga de piso.
- 2° → Determinar un tipo de perfil adecuado para la viga de piso.
- 3° → Asumir dimensiones para el perfil de la viga de piso.
- 4° → Verificar por resistencia la viga de piso.
- 5° → Verificar por rigidez la viga de piso.

3.3.2.1. Determinar la disposición de los elementos sobre viga de piso

Para determinar las cargas que soporta la viga en análisis es necesario determinar la disposición de los elementos que van sobre dicha viga, esta configuración se muestra en la figura 3.5.

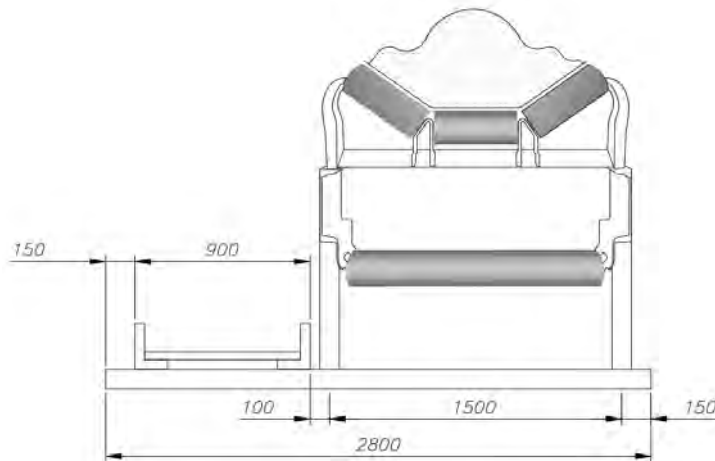


Figura 3.5. Configuración de viga de las cargas que soporta la viga de piso, medidas en mm.

La configuración mostrada se cumple para todas las 20 vigas de piso que se requieren ya que existen 20 nodos inferiores. Las reacciones ocasionadas por la estructura soporte fueron calculadas en el capítulo 2. Con la configuración mostrada en la figura 3.5 y con las cargas evaluadas por el pasadizo, es posible determinar exactamente la posición de las cargas a lo largo de la viga de piso.

3.3.2.2. Determinar un tipo de perfil adecuado para la viga de piso.

Al evaluar el estado del arte de las galerías metálicas se determinó que el perfil más adecuado para las vigas de piso es de un perfil en “C” ya que, permite una excelente relación entre la facilidad para poder ensamblar todos los elementos estructurales y la inercia que maneja dicho perfil.

3.3.2.3. Asumir dimensiones para el perfil de la viga de piso.

El perfil con el cual se empezó el cálculo iterativo para verificar si cumple con la verificación por resistencia y estabilidad es el perfil C6x8.2, el cual tiene unas propiedades geométricas detalladas en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Características del perfil C6x8.2.

Peralte d	Grosor del ala Tf	Grosor del alma Tw	Anchura del ala Bf	Área A	Inercia I	ω_{viga}
6 pulg.	5/16 pulg.	3/16 pulg.	15/8 pulg.	2,4 pulg ²	13,1 pulg ⁴	8.2 lb/pie
150 mm	8,7 mm	5,08 mm	48,08 mm	15,5 cm ²	545 cm ⁴	12 kg/m

3.3.2.4. Verificar por resistencia la viga de piso.

Antes de empezar con el cálculo, es necesario determinar un sistema de coordenadas para el presente capítulo, el cual facilitará el entendimiento de este documento. Además, se asignó nombres a algunos elementos estructurales, mostrados en la figura 3.6, para que el lector pueda diferenciar todos los elementos a tratar.

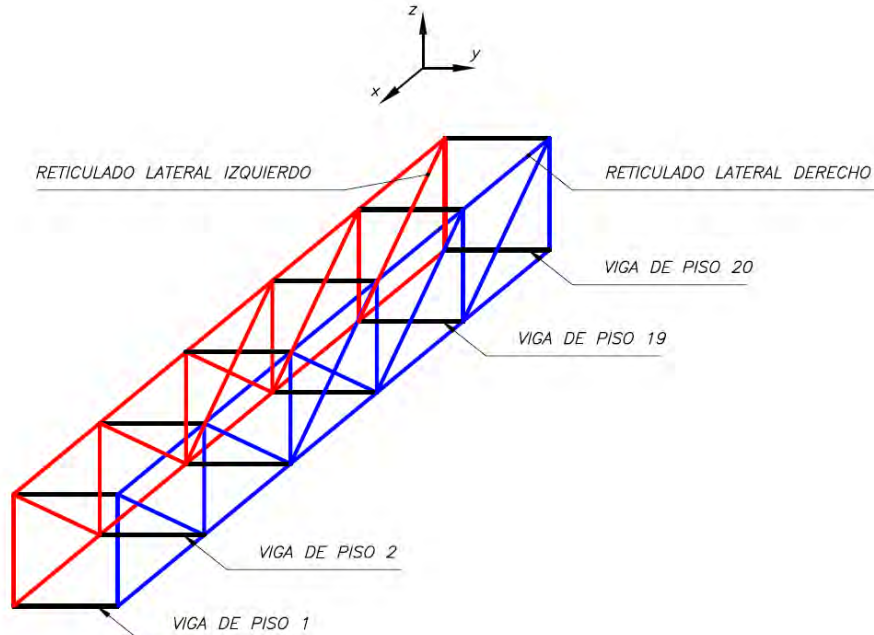


Figura 3.6. Sistema de coordenadas y asignación de nombres a elementos estructurales.

3.3.2.4.1. Determinar la viga de piso más exigida.

Luego de realizar el diagrama de cuerpo libre, se pueden calcular las reacciones de la viga de piso sobre los reticulados laterales mediante las ecuaciones de equilibrio estático. Después de realizar dicho procedimiento para las 20 vigas de piso, se puede obtener todas las reacciones mencionadas, las cuales se encuentran detalladas en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Reacciones sobre vigas de piso en dirección vertical.
Magnitudes en Newtons.

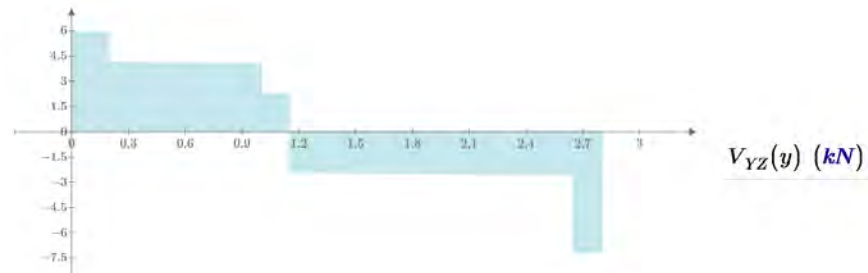
Viga de piso	Reacciones por pasadizo	Reacciones por estructura soporte	Reacciones sobre reticulado izquierdo	Reacciones sobre reticulado derecho
1	1240.7	3324.5	2211.0	2689.3
2	3568.0	9246.6	5943.1	7206.6
3	3033.5	7886.5	5085.9	6169.1
4	3176.7	8251.0	5315.6	6447.1

5	3138.3	8153.3	5254.1	6372.6
6	3148.6	8179.5	5270.5	6392.6
7	3145.8	8172.5	5266.1	6387.2
8	3146.6	8174.3	5267.3	6388.7
9	3146.4	8173.8	5267.0	6388.3
10	3146.4	8174.0	5267.1	6388.4

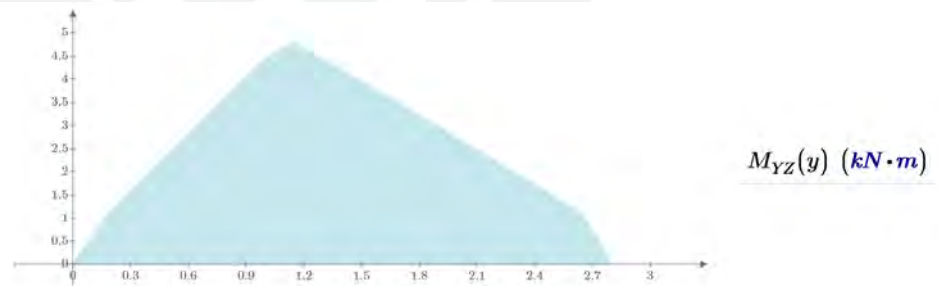
Se puede observar claramente que las reacciones máximas se generan en las vigas de piso 2 y 19, por lo tanto, se procede a analizar dichas vigas.

3.3.2.4.2. Determinar sección más crítica

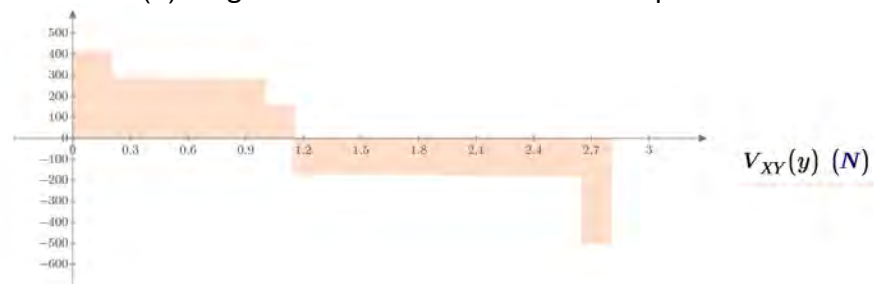
Con el fin de obtener la sección más crítica de la viga de piso y; teniendo en cuenta que hay una ligera inclinación de 4° , se realizan los diagramas de fuerzas internas en los planos YZ y XY. Los diagramas de fuerzas internas se muestran en la figura 3.7.



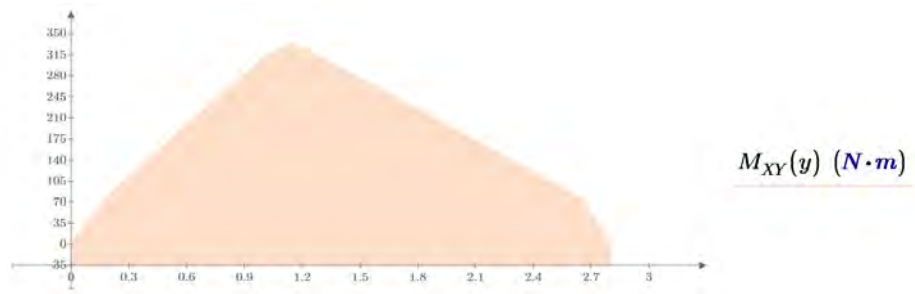
(a) Diagrama de fuerza cortante en el plano YZ.



(b) Diagrama de momento flector en el plano YZ.



(c) Diagrama de fuerza cortante en el plano XY.



(d) Diagrama de momento flector en el plano XY.

Figura 3.7. Diagramas de fuerzas internas.

Las fuerzas internas revelan que la sección crítica se encuentra a 1200 mm del apoyo izquierdo porque en esa sección se generan los momentos flectores internos máximos.

3.3.2.4.3. Determinar punto más exigido.

Con la ubicación de la sección más crítica, es posible determinar el punto más crítico de dicha sección analizando las fuerzas internas actuantes. En la sección crítica actúan dos momentos flectores y dos fuerzas cortantes, los cuales se encuentran esquematizados en la figura 3.8 (a).

Además, los momentos flectores internos causan un mayor esfuerzo en los puntos más alejados del centro, es decir, los bordes de la sección y en dichos puntos los efectos por las fuerzas cortantes internas son nulos, es por ello que en la figura 3.8 (b) no se consideran dichas cargas. Adicionalmente para encontrar el punto crítico, los efectos de ambos momentos flectores se deben superponer, lo que ocurre en el punto señalado.

Finalmente, en la figura 3.8 (c), se esquematiza el esfuerzo al cual estará sometido el punto más exigido de todas las vigas de piso.

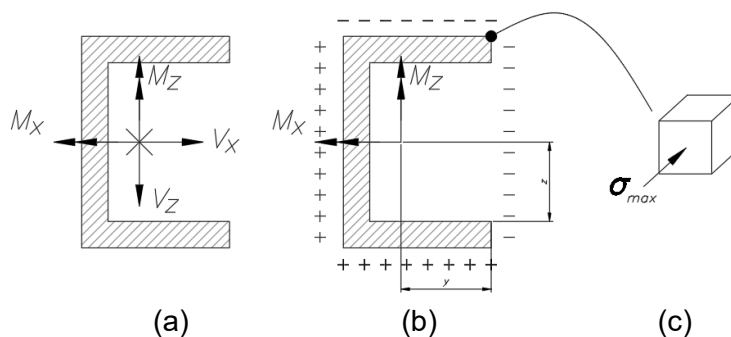


Figura 3.8. Análisis de la sección crítica.

El esfuerzo máximo se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_{max} = \frac{M_x \times z}{I_{xx}} + \frac{M_z \times y}{I_{zz}} = 68.9 \text{ MPa}$$

3.3.2.4.4. Verificación

Al igual que en el capítulo 2, el análisis de la sección crítica se realizará siguiendo las bases de la teoría de falla de la “máxima energía de distorsión” de von Mises de un esfuerzo plano [12] se realiza mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau^2} = 68.9 \text{ MPa}$$

Finalmente, para determinar si la viga de piso falla por “resistencia”, basta con hacer una comparación entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo admisible. En este caso particular:

$$\sigma_{eq} = 68.9 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{F.S.} = 125 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, se puede determinar que la viga C6x8.2 no falla por resistencia.

3.3.2.5. Verificación por rigidez de la viga de piso

La verificación por rigidez se realizó mediante recomendaciones del libro Deflexiones de Servicio y Desplazamientos en vigas de acero estructural [13], el cual estipula que la razón de la deflexión y la longitud entre apoyos no debe ser mayor a un factor que depende del uso de la estructura. En el caso particular de este capítulo, el valor de ese factor es el siguiente:

$$\frac{\delta}{L} \leq \frac{1}{2000} = 0.0005$$

Por lo tanto, es necesario calcular la deflexión máxima entre apoyos para poder calcular el factor antes mencionado.

3.3.2.5.1. Curva elástica

Para realizar el cálculo de la deflexión máxima en la viga de piso, se calculó la curva elástica de toda la viga en análisis en función a la posición “y”. La expresión que se utilizó para determinar la ecuación de la curva elástica es la siguiente:

$$EI \frac{d^2 v}{dy^2} = M(y)$$

Evaluando esta expresión para cada tramo de la viga de piso, y calculando las constantes con las condiciones de continuidad se obtiene la curva elástica la cual se muestra en la figura 3.9.

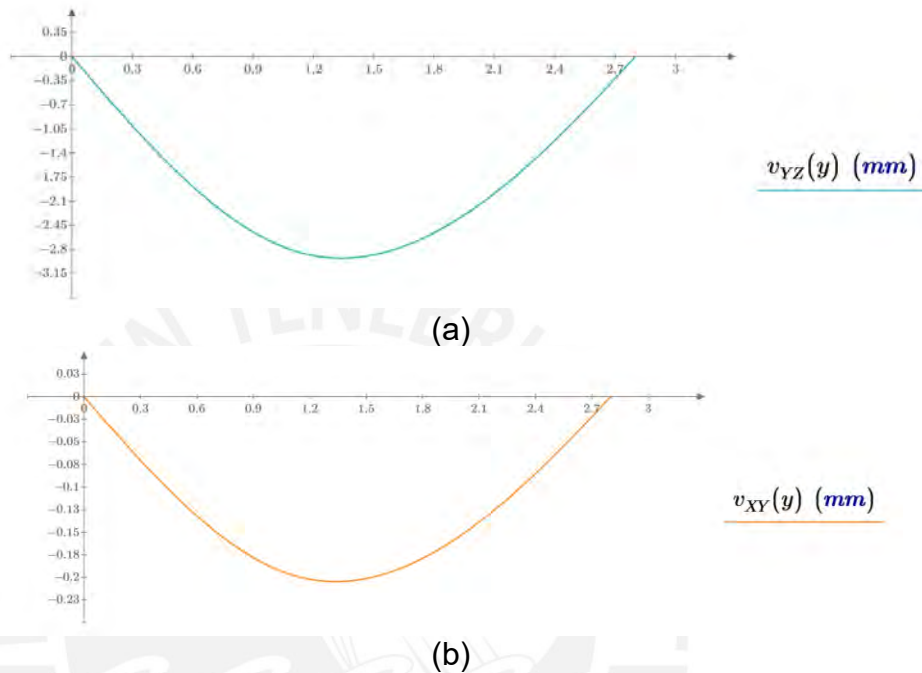


Figura 3.9. Curva elástica de la viga de piso en los planos YZ y XY.

Finalmente se puede determinar que la deflexión máxima es 2.93 mm y; comparando

$$\delta \frac{1}{L} = \frac{2.93 \text{ mm}}{2800 \text{ mm}} = 0.001 \leq \frac{1}{2000} = 0.0005?$$

Se observa que la viga C6x8.2 claramente falla por rigidez. Por lo tanto, se procede a iterar con vigas que tengan una mayor inercia. En la tabla 3.4 se muestra el resumen del cálculo iterativo hasta llegar a una viga que cumpla con las exigencias.

Tabla 3.4 Resumen del cálculo iterativo.

Perfil	σ_{eq}	F.S.	$\frac{\delta}{L}$
C6x8.2	68.9 MPa	3.6	0.00100
C7x9.8	49.6 MPa	5.0	0.00060
C8x11.5	37.2 MPa	6.7	0.00045

Se concluye que, el perfil más adecuado es el C8x11.5. Dicho perfil se utilizó para todas las vigas transversales de la galería estructural.

3.3.3. Diseñar viga principal de la galería estructural.

El procedimiento para diseñar la viga principal de la galería es nuevamente un proceso iterativo en el cual se debe verificar dicha viga por resistencia y rigidez. Los pasos a seguir son los siguiente.

- 1° → Modelar viga principal.
- 2° → Determinar cargas sobre viga principal.
- 3° → Verificar por resistencia la viga principal.
- 4° → Verificar por rigidez la viga principal.

3.3.3.1. Modelar viga principal.

Como se vio en el capítulo 2, la galería se modelará como una viga de celosía por lo que el proceso para diseñar la sección principal está bastante restringido puesto que no es necesario calcular las dimensiones ya que están definidas por los requisitos de diseño anteriormente descritos. La viga principal de la galería estructural se muestra en la figura 3.3.

Sin embargo, una consideración más real, y de hecho la que se utilizará en el presente documento, es la de considerar áreas extras, como se ve en la figura 3.10, adicionales que ayudan significativamente tanto en la rigidez como en la resistencia. Si bien es cierto que esas áreas no existen físicamente, se utilizan debido a que no es del todo cierto que sólo las vigas principales son las ejercen influencia sobre la rigidez o resistencia, sino también se involucran los elementos de los reticulados laterales, inferior y superior, por lo que la manera de considerarlo en este documento es añadiendo áreas a la sección principal para el análisis.

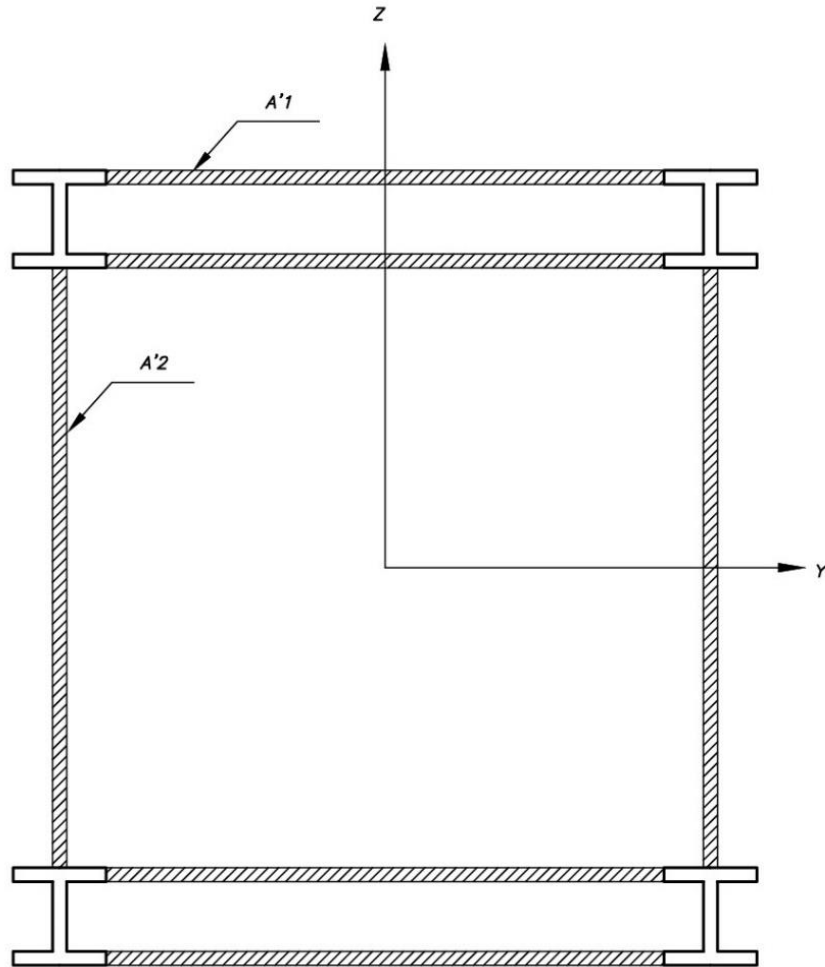


Figura 3.10 Sección de la viga principal con las áreas extra A'1 y A'2.

Estas áreas mencionadas siguen las dimensiones del alma y del ala de los perfiles adyacentes. El perfil con el cual se inició el proceso iterativo es un perfil **W8 x 15**.

3.3.3.1.1. Cargas que soportará la galería estructural.

Un paso muy importante en el diseño de la galería metálica es determinar las exigencias a las cuales estará sometida la estructura ya que, las cargas sobre la galería metálica influyen de manera directa en la resistencia y rigidez de la estructura por lo que es de vital importancia su consideración en el cálculo para que el resultado sea lo más exacto posible a pesar de las idealizaciones. Algunas de las cargas fueron presentadas anteriormente como es el caso de las cargas originadas por el pasadizo de acceso, personal y estructura soporte, estas cargas son las mismas que las que soporta las vigas de piso. Adicionalmente las cargas que soporta la viga principal se detallan a continuación:

3.3.3.1.1.1. **Peso propio**

La carga más significativa que soporta la viga principal es la que es ocasionada por peso propio, para el caso particular de la viga W8x15 es 15 lb/pie o 22.3 kg/m por cada viga W.

$$\omega_{viga} = 89,3 \text{ kg/m}$$

3.3.3.1.1.2. **Arreglo para techo**

Debido a que la sección transversal de la estructura es cuadrada y se requiere una cierta inclinación del techo; es necesario utilizar alguna solución estructural para poder lograr dicha inclinación. Revisando el estado del arte y tomando en cuenta que el ancho de la estructura es 2800 mm, se opta por la solución de un ángulo estructural con trabajo de chapa según se muestra en la figura 3.11.

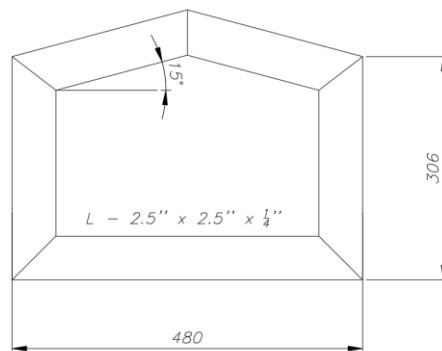


Figura 3.11 Ángulo estructural doblado mediante trabajo de chapa.

Dicho arreglo se utiliza en la parte central de las vigas transversales superiores, su peso es de 80 N y se requieren 20, una para cada viga transversal superior.

3.3.3.1.1.3. **Peso del cobertor**

Como se mencionó anteriormente, la galería estructural estará recubierta por un cobertor de precor para evitar la contaminación, se estimó que el peso por el cobertor equivale al 20% del peso propio, por lo tanto:

$$\omega_{cobertor} = 17,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El montaje del cobertor se muestra esquematizada en la figura 3.12.

Este montaje tiene como base la utilización de ángulos y canales para crear una superficie de contacto entre el

cobertor y la galería estructural. La unión de estos elementos es mediante tornillos. Es necesario resaltar que las dimensiones en el esquema de la figura 3.12 no son reales puesto que, aún no se tiene definida la viga principal.

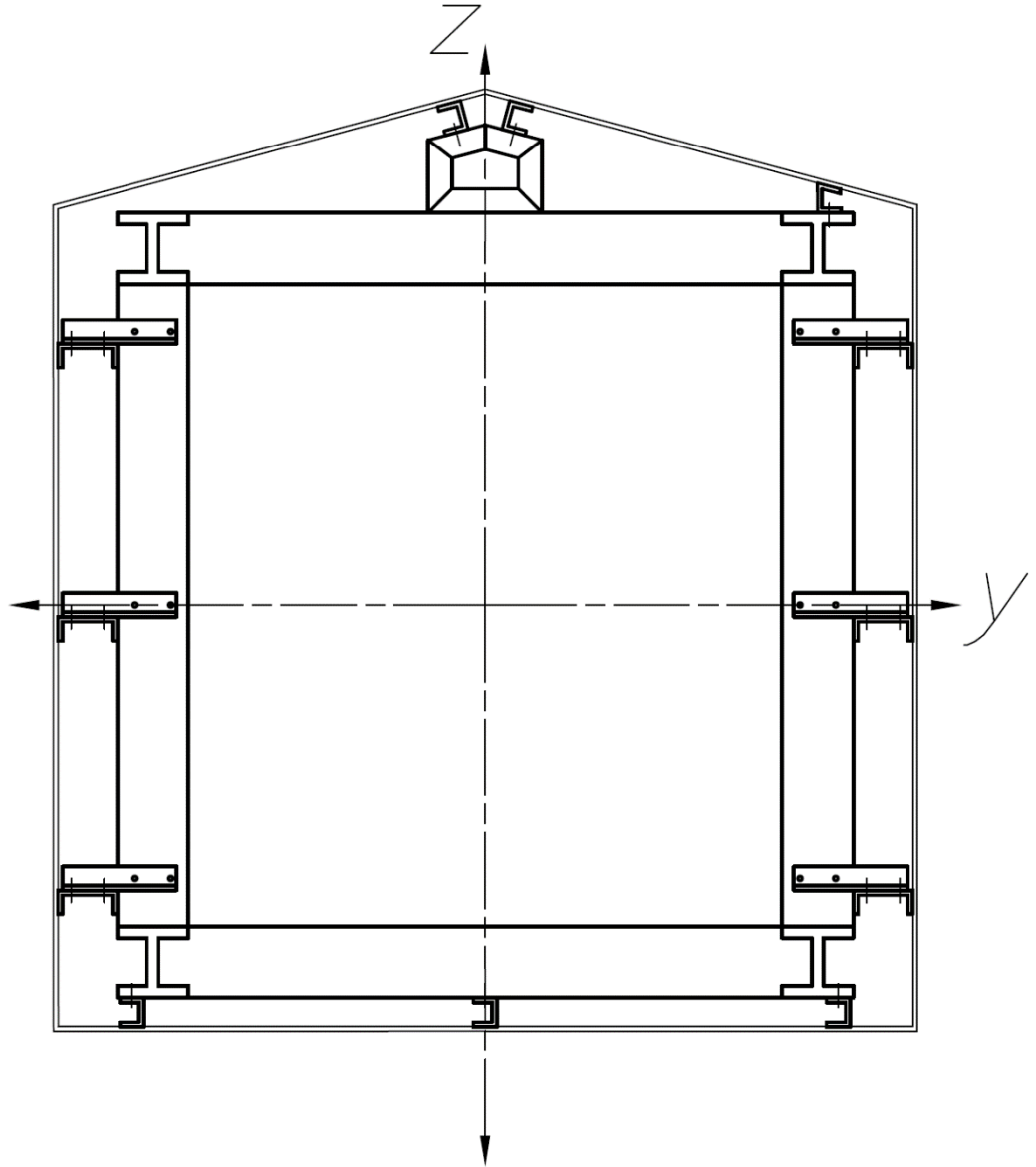


Figura 3.12 Montaje de cobertor sobre galería estructural

3.3.3.1.1.4. Cargas extra

A medida de seguridad y por posibles cargas a pueden añadirse a la galería estructural o por cargas que pueden no haberse considerado, se le añade una carga del 20% al peso total, por lo tanto:

$$\omega_{extra} = 47,9 \frac{kg}{m}$$

La tabla 3.5 muestra todas las cargas actuantes sobre la estructura según la clasificación propuesta al inicio del capítulo.



Tabla 3.5. Carga distribuida total reducida al centro de la galería y resumen de las cargas puntuales que actúan sobre la galería.

CARGAS ACTUANTES SOBRE LA VIGA PRINCIPAL DE LA GALERIA ESTRUCTURAL				
CARGA MUERTA	Carga por peso de viga	$W_{VIGA\ PRINCIPAL}$	89,3 kg/m 60 lb/pie	
	Carga por pasadizo	$W_{PASADIZO}$	132,3 kg/m 88,9 lb/ft	
	Carga por cobertor	$W_{COBERTOR}$	17,9 kg/m 39,4 lb/ft	
	CARGAS VIVAS	Sistema de faja transportadora y estructura soporte (cargas puntuales)	R₁	3315.4 N
			R₂	9237.5 N
			R₃	7877.4 N
R₄			8241.8 N	
R₅			8144.2 N	
R₆			8170.3 N	
R₇			8163.3 N	
R₈			8165.2 N	
R₉			8164.7 N	
R₁₀			8164.8 N	
R₁₁			8164.8 N	
R₁₂			8164.7 N	
R₁₃			8165.2 N	
R₁₄			8163.3 N	
R₁₅			8170.3 N	
R₁₆			8144.2 N	
R₁₇			8241.8 N	
R₁₈			7877.4 N	
R₁₉			9237.5 N	
R₂₀			3315.4 N	
	Proceso mantenimiento	$W_{MANTENIMIENTO}$	881.9 lb 3924 N	
	CARGAS EXTRAS (20% de la carga total)		W_{EXTRA}	47,9 kg/m 32,2 lb/ft
CARGA TOTAL		W_{TOTAL}	287,4 kg/m 193,1 lb/ft	

3.3.3.2. Verificación por resistencia

De igual manera que en el capítulo 2, el diseño de la estructura principal utiliza el método ASD o diseño por estrés máximo permisible.

3.3.3.2.1. Cálculo de reacciones

Con todas las cargas ya definidas en la tabla 3.5, es posible esquematizar las reacciones en un DCL que se muestran en la figura 3.13, y con ello es posible calcular las reacciones en los apoyos.

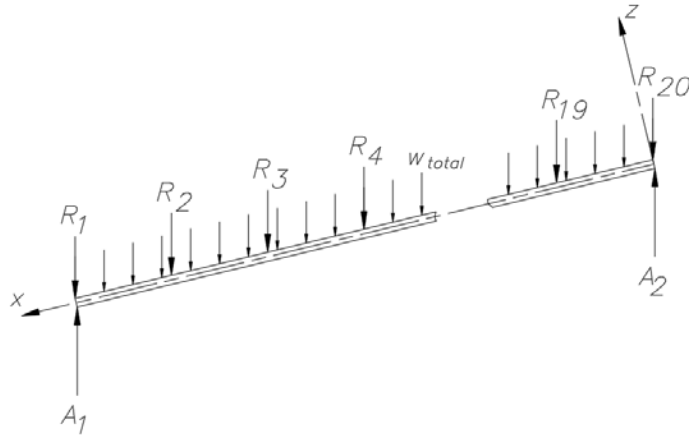


Figura 3.13 DCL de la viga principal en el plano XY.

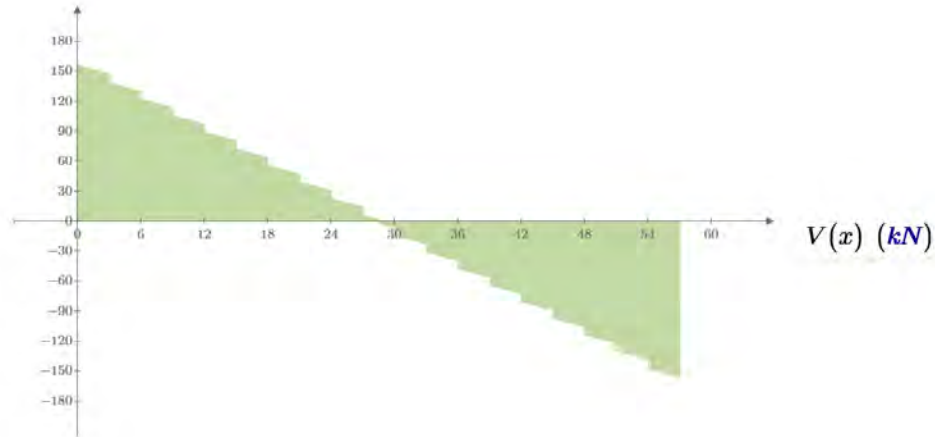
La manera de calcular las reacciones en los apoyos de la galería es mediante la primera ley de Newton y aplicando la ecuación de momentos en uno de los apoyos. Los resultados se muestran a continuación.

$$A_1 = 159,8 \text{ kN}$$

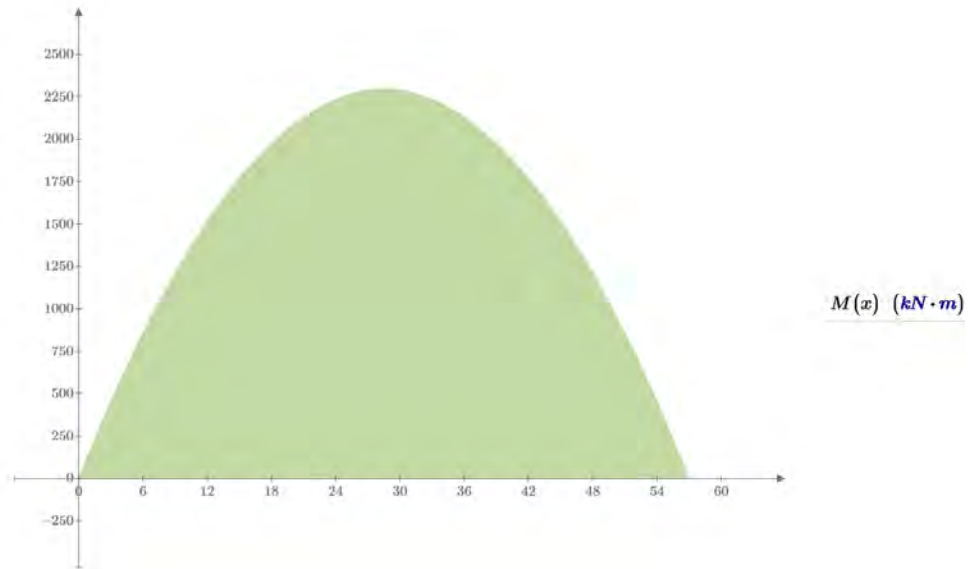
$$A_2 = 160,1 \text{ kN}$$

3.3.3.2.2. Diagrama de fuerzas internas.

Con todas las fuerzas actuantes sobre la galería conocida, es posible determinar el diagrama de fuerzas internas con el fin de determinar la sección crítica, la cual es la sección más solicitada mecánicamente con el fin de poder analizar dicha sección. Estos diagramas se realizaron en el plano XZ. Por otro sólo se determinaron los diagramas de fuerza cortante y momento flector, omitiendo el diagrama de fuerza normal ya que, como condición de viga de celosía, la estructura no trabaja con cargas axiales. Los diagramas se encuentran en las figuras 3.14.



(a) Diagrama de fuerza cortante.



(b) Diagrama de momento flector
Figura 3.14 Diagrama de fuerzas internas.

3.3.3.2.3. Análisis de esfuerzo crítico en sección crítica

Como se puede observar, existen dos posibles zonas críticas a lo largo de la galería: la sección donde se encuentra el apoyo izquierdo y ocurre la fuerza cortante interna máxima, que se le denominará sección 1 y la sección donde ocurre el momento interno máximo que está aproximadamente en la parte media de la galería la cual se le denominará sección 2.

- Sección 1

La sección 1 se muestra en la figura 3.15 (a), trabaja sólo a esfuerzo cortante por lo que es necesario analizar el esfuerzo cortante transversal:

$$\tau = \frac{V \times Q}{I_z \times t}$$

Se puede deducir que el esfuerzo cortante transversal es máximo cuando Q es máximo. Además $Q = A' \times \bar{y}'$, por lo tanto el punto crítico en la sección 1 ocurre en el centro geométrico.

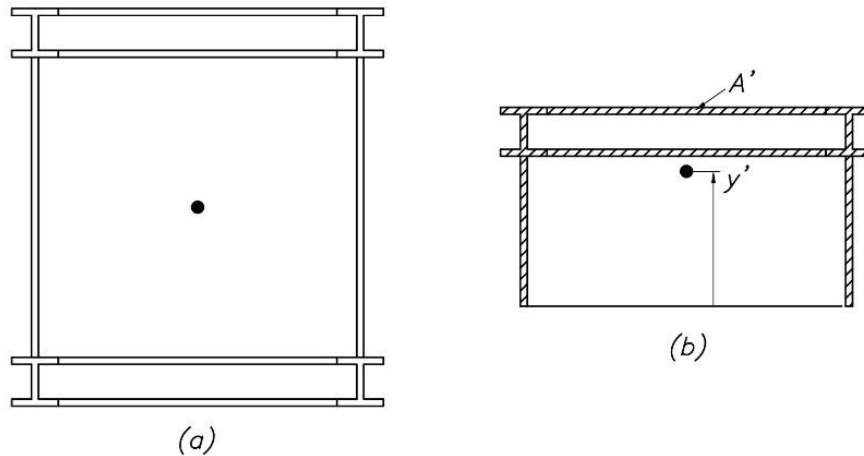


Figura 3.15 (a) Sección 1 con el punto crítico.
(b) Sección 1 señalando y' y A' para calcular Q.

Al realizar el cálculo del esfuerzo cortante transversal se obtiene un F.S.=32.

▪ Sección 2

La sección es crítica porque en este punto el momento flector es máximo, por lo que es necesario calcular el esfuerzo normal ocasionado por ese momento máximo. La expresión utilizada para realizar dicho cálculo es:

$$\sigma = \frac{M \times y}{I}$$

De esta expresión se puede deducir que el esfuerzo máximo ocurre en una de las esquinas de la sección, esto ocurre en la esquina superior derecha de la sección, mostrada en la figura 3.16.

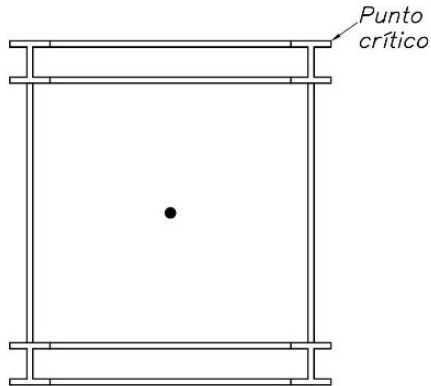


Figura 3.16 Sección crítica 2 de la galería estructural.

Realizando el cálculo del esfuerzo equivalente se puede obtener el esfuerzo máximo equivalente en el punto más crítico, el cual es 15 MPa; y en comparación con el esfuerzo máximo admisible se obtiene un factor de seguridad de 16.5.

Por lo tanto, se puede concluir que la viga principal diseñada no falla por resistencia.

3.3.3.2.4. Verificación por rigidez

3.3.3.2.4.1. Análisis de deflexión máxima entre apoyos

Si bien es cierto que la viga principal no falla por resistencia, es necesario verificarla además por estabilidad en la condición de servicio crítico, por lo que es necesario el cálculo de la curva elástica con el fin de obtener la deflexión máxima. Este análisis se realiza cuando todas las fuerzas móviles actúan en los puntos más críticos de la galería, en este caso la única fuerza que puede moverse a lo largo de la galería es la carga del personal, el caso más crítico es cuando esa carga se posiciona en el medio de toda la longitud como se ve en la figura de 3.17.

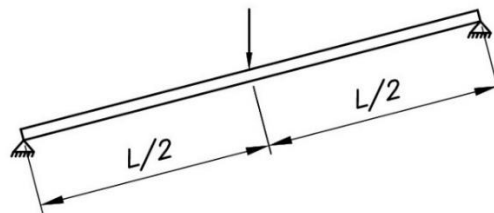


Figura 3.17 Esquema de la aplicación de fuerza móvil en la posición crítica.

La expresión que se utilizará para determinar la ecuación de la curva elástica es la siguiente:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = M(x)$$

Como se puede observar en la expresión mostrada, es necesario obtener el momento flector interno en función de la posición, esto se realiza haciendo un corte en la posición x genérica en todos los tramos de la viga principal. Al graficar la curva elástica en el plano XZ, se obtienen la figura 3.18.

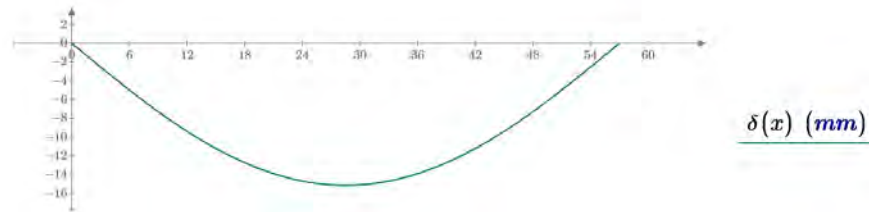


Figura 3.18 Curva elástica de la viga en el plano XZ.

Por lo tanto, se puede obtener las deflexiones máximas en ambos casos los cuales ocurren a una distancia de $x = 28.5$ m. La deflexión máxima es de 15.1 mm

La norma AISC 360 recomienda unos factores δ/L que dependen del tipo de estructura y del tipo de servicio al cual están solicitadas los cuales provienen del texto “Estados Límites de Servicio” de Galambos y Ellingwood publicado en 1986.

Para el presente documento se consultó directamente ese texto con el cual se obtuvo:

$$\frac{\delta}{L} \leq 0.0002$$

Este factor es mucho menor que el utilizado en el capítulo 2 ya que, las exigencias son mayores por una razón principal: la galería contempla un tránsito de personal, el cual como es de esperarse es una carga muy sensible y requiere de un trato especial.

Finalmente se calcula el factor δ/L para ser comparado con el máximo permitido:

$$¿ \frac{15.1 \text{ mm}}{57\,000 \text{ mm}} = 0.00027 \leq 0.0002?$$

Se puede apreciar que el perfil seleccionado para conformar la viga principal no cumple con el requisito de servicio. Adicionalmente se puede decir que la condición determinante para el diseño de la viga principal de esta galería es por la condición de servicio crítico.

Por lo tanto, se debe realizar un cálculo iterativo para poder hallar una viga que cumpla con los requisitos descritos, el resumen de este cálculo se muestra en la tabla 3.6 mostrada a continuación:

Tabla 3.6 Resumen del cálculo iterativo.

Perfil	σ_{eq}	F.S.	$\frac{\delta}{L}$
W8x15	15.1 MPa	16,5	0,00027
W8x40	11.6 MPa	21,5	0,00020
W10x19	13.2 MPa	18.9	0,00022
W10x30	11.8 MPa	21,2	0,00020

Al observar el cuadro de valoración se puede determinar que existen dos opciones posibles, la viga W8x40 y la viga W10x30. En primera instancia se descarta la opción W8x40 por ser una viga más pesada que la viga W10x30.

3.3.4. Diseño de reticulados laterales

El diseño de los reticulados laterales se empezó en el capítulo 2 cuando se escogió el reticulado Pratt como solución óptima. Por lo tanto, la geometría de dicho reticulado está completamente definida, sin embargo, es necesario el cálculo de los perfiles que se emplearán para las diagonales del reticulado, esta parte del presente documento se encarga de realizar esos cálculos priorizando el peso y el costo en el diseño.

3.3.4.1. Determinar fuerzas sobre los elementos de la armadura

Debido a que todas las cargas no están aplicadas sobre los nodos como es el caso de las cargas distribuidas vistas anteriormente, es necesario modificar dichas cargas a otras equivalentes para que cumplan con el este requisito.

Para trasladar la carga distribuida sobre los nodos, se considera que el ámbito de carga que corresponde a cada nodo es igual a la semidistancia entre los nudos a ambos lados del nudo considerado, tal y como se muestra en la figura 3.19.

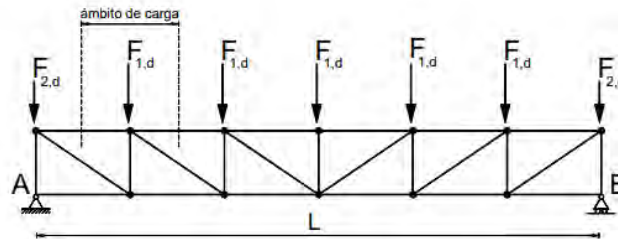


Figura 3.19 Ámbito de carga sobre un nudo de una galería.

En primer lugar, se procede a calcular las cargas distribuidas que se aplican tanto en el cordón superior como en el cordón inferior de un reticulado. Se toma en cuenta que la carga extra se reparte en relación de 3 a 1 en los cordones superiores e inferiores, las cargas distribuidas son:

$$W_{\text{cordon superior}} = \frac{\frac{W_{\text{Cobertor}}}{2} + \frac{W_{\text{VigaPrincipal}}}{2} + \frac{W_{\text{Extra}}}{4}}{2}$$

$$W_{\text{cordon inferior}} = \frac{\frac{W_{\text{cobertor}}}{2} + \frac{W_{\text{VigaPrincipal}}}{2} + \frac{3W_{\text{Extra}}}{4}}{2}$$

Con las consideraciones del ámbito de carga mencionadas anteriormente, se puede calcular las cargas sobre los nodos superiores e inferiores que se presentan a continuación en las tablas 3.7 y 3.8.

Tabla 3.7 Cargas sobre nodos superiores.

CARGAS SOBRE NODOS SUPERIORES (Dirección vertical)	
W_{ns} Cargas sobre nodos superiores intermedios	2169.2 N 487.7 lbf
W_{nsi} Carga sobre nodo superior izquierdo	1084.6 N 243.8 lbf
W_{nsd} Carga sobre nodo superior derecho	1245.0 N 279.9 lbf

Tabla 3.8 Cargas sobre nodos inferiores.

CARGAS REACCIONES SOBRE LOS TIRANTES (Dirección vertical)	
W_{ni} Cargas sobre nodos inferiores intermedios	5248.0 N
	1179.8 lbf
W_{nii} Carga sobre nodo inferior izquierdo	3012.12 N
	677.15 lbf
W_{nid} Carga sobre nodo inferior derecho	2624.0 N
	589.9 lbf

Las reacciones faltantes sobre los cordones inferiores ocasionadas por la estructura soporte de la faja transportadora, el pasadizo y el personal fueron mostradas en la tabla 3.3

Para identificar y posteriormente analizar qué tipo de fuerza (tracción o compresión) actúa sobre cada elemento, se empleó el procedimiento de cálculo por nodos. Dado que el sistema de fuerzas que actúa en cada junta es coplanar y concurrente, el equilibrio de torques se satisface de manera automática por lo que solo es necesario satisfacer el equilibrio de dichos nodos.

En la figura 3.20 se muestra el diagrama de cuerpo libre de la parte del reticulado lateral derecho con todas las cargas y reacciones ubicadas correctamente. Asimismo, para ayudar al lector a identificar cada elemento de los reticulados, se nombra a cada nodo superior e inferior acorde a la figura mencionada.

Para identificar los elementos internos, se nombra a las diagonales según los nodos que conecta, por ejemplo, la diagonal que conecta los nodos S1 e I2, se nombra F_{S1-I2} .

Como resultado del análisis de los nodos, se presentará en la tabla 3.9, las fuerzas que soporta cada una de las diagonales. Asimismo, se hace una diferenciación entre verticales y diagonales, las cuales se muestran en la tabla mencionada.

Tabla 3.9 Fuerzas en verticales y diagonales

Verticales		Diagonales	
Denominación	Magnitud kN	Denominación	Magnitud kN
F _{S1-11}	97.8	F _{S1-12}	132.0
F _{S2-12}	87.1	F _{S2-13}	120.4
F _{S3-13}	76.7	F _{S3-14}	105.8
F _{S4-14}	66.0	F _{S4-15}	90.7
F _{S5-15}	55.5	F _{S5-16}	75.7
F _{S6-16}	44.8	F _{S6-17}	60.7
F _{S7-17}	34.3	F _{S7-18}	45.7
F _{S8-18}	23.6	F _{S8-19}	30.7
F _{S9-19}	13.1	F _{S9-10}	15.9
F _{S10-10}	17.1	F _{S10-11}	21.5
F _{S11-11}	17.0	F _{S11-10}	21.4
F _{S12-12}	12.9	F _{S12-11}	15.5
F _{S13-13}	23.4	F _{S13-12}	30.4
F _{S14-14}	34.0	F _{S14-13}	45.4
F _{S15-15}	44.6	F _{S15-14}	60.4
F _{S16-16}	55.2	F _{S16-15}	75.4
F _{S17-17}	65.8	F _{S17-16}	90.4
F _{S18-18}	76.5	F _{S18-17}	105.4
F _{S19-19}	86.8	F _{S19-18}	120.1
F _{S20-20}	97.8	F _{S20-19}	141.2

Una consideración particular en el presente documento es hacer a la estructura más ligera utilizando diferentes perfiles en los elementos estructurales a fin de evitar el sobredimensionamiento.

Se toma en cuenta, además, que las verticales F_{S1-11} y F_{S20-20} serán analizados más adelante debido a que forman parte de los marcos antes mencionados.

3.3.4.2. Determinar tipo de perfiles para diagonales y verticales.

En base al estado del arte y por razones constructivas, para las barras diagonales se utilizó perfiles doble ángulo mientras que, para las barras verticales, se utiliza perfiles en "C".

3.3.4.3. Análisis de resistencia y estabilidad de diagonales.

Las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales exigirán a dichos elementos, por lo que es necesario garantizar el correcto funcionamiento de dichos elementos a esas solicitaciones.

El cálculo es nuevamente iterativo puesto que se asumen perfiles para luego ser verificados por resistencia y estabilidad.

- Verificación por resistencia

El cálculo por resistencia se simplifica ya que, solo existen fuerzas axiales y el peso es despreciable en comparación con esas fuerzas, por lo que el esfuerzo equivalente viene dado por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

- Verificación por estabilidad

Debido a que algunos de los elementos están sometidos a fuerzas axiales de compresión, es posible que estos elementos fallen por pandeo. Por lo tanto, es de vital importancia diseñar esos elementos tal que se impida dicho fenómeno. El pandeo depende del grado de esbeltez del elemento metálico y a su vez, el grado de esbeltez se ve influenciado por la longitud efectiva de pandeo y por el radio de giro de la sección transversal. La expresión para calcular el grado de esbeltez es la siguiente:

$$\lambda = L_P \times \sqrt{\frac{A}{I}} = \frac{L_P}{i}$$

Según la AISC (American Institute of Steel Construction) el método estándar para el diseño de estructuras metálicas por estabilidad es el método de Johnson, este método dicta cuales son los esfuerzos límites de falla ya sea por pandeo o por fluencia, denominadas zonas de Euler y Johnson respectivamente como se ve en la figura 3.21.

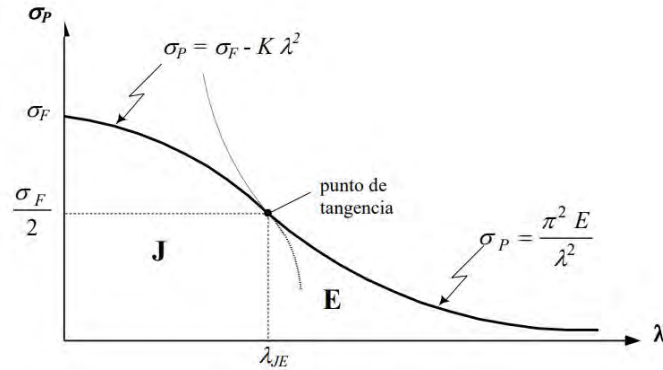


Figura 3.21 Curva límite de esfuerzo vs grado de esbeltez. [11]

El factor de seguridad que se tomará en cuenta para el diseño por estabilidad viene dado por las siguientes expresiones:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times \frac{\lambda}{\lambda_{JE}} - \frac{\lambda^3}{8\lambda_{JE}^3} \quad \text{si } \lambda < \lambda_{JE}$$

$$F.S. = 1.92 \quad \text{si } \lambda \geq \lambda_{JE}$$

Con las cargas máximas y las consideraciones necesarias para el diseño, es posible determinar qué perfiles son los adecuados para cada elemento

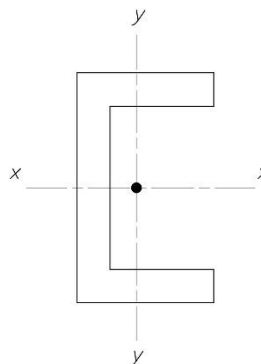
3.3.4.4. Diseño de diagonales internas sometidas a compresión.

Para el diseño de las diagonales internas, se toma como ejemplo la diagonal entre los nodos S2 e I2, a la cual le corresponde una fuerza de 87.1 kN según la tabla 3.9.

Para iniciar el cálculo iterativo se utiliza una viga C8x11.5 y se evalúa según se describió anteriormente. El resumen del análisis se muestra en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Resumen de resultados del análisis de estabilidad para diagonales internas sometidas a compresión

COMPRESION EN LAS DIAGONALES INTERNAS			
L_{diag-c}	mm	3000	
	pulg	118.1	
$L_{P-diag-c}$	mm	3000	
	pulg	118.1	
A_{diag-c}	mm ²	2541.9	
	pulg ²	3.94	
$i_{diag-c-x}$	Mm	79.0	
	pulg	3.11	
$i_{diag-c-y}$	mm ⁴	15.9	
	pulg ⁴	0.625	
W_{diag-c}	kg/m	17.11	
	lb/pie	11.5	
Esbeltez			
x-x		y-y	
$\lambda_{diag-L-x}$	38	$\lambda_{diag-L-y}$	189
λ_{JE}		128.8	
Análisis de pandeo por método de Johnson (1892)			
$F_{C-diag-c}$	kN	87.1	
	lbf	19 580	
$\sigma_{C-diag-c-adm}$	MPa	30.2	
	Psi	4 380.1	
$\sigma_{p-diag-c}$	MPa	34.6	
	Psi	4 967.5	
PERFIL PANDEA			



Como se puede observar en la tabla 3.10, el elemento analizado falla por pandeo, por lo tanto, se procede a seleccionar un perfil más robusto con el fin de encontrar el perfil adecuado.

Además, se puede observar que las vigas a compresión soportan cada vez una menor fuerza axial ocasionando que el factor de seguridad aumente innecesariamente. Por lo tanto, se presenta en la tabla 3.11 el resumen de las vigas adecuadas mínimas necesarias para que el elemento no falle, ello se traduce en una reducción del peso de la estructura y por ende, del costo.

Tabla 3.11 Resumen de los cálculos de las vigas sometidas a compresión.

Viga de análisis	Magnitud (kN)	Longitud de pandeo (mm)	Perfil	Esfuerzo máximo de pandeo (MPa)	Esfuerzo actuante (MPa)
F _{S2-12}	87.1	3000.0	C9x13.4	34.63	34.25
F _{S3-13}	76.7	3000.0	C9x13.4	34.63	30.17
F _{S4-14}	66.0	3000.0	C8x11.5	30.23	30.22
F _{S5-15}	55.5	3000.0	C8x11.5	30.23	25.38
F _{S6-16}	44.8	3000.0	C7x9.8	26.12	24.22
F _{S7-17}	34.3	3000.0	C7x9.8	26.12	18.50
F _{S8-18}	23.6	3000.0	C5x6.7	18.81	18.59
F _{S9-19}	13.1	3000.0	C5x6.7	18.81	10.33
F _{S10-10}	17.1	3000.0	C5x6.7	18.81	13.49
F _{S11-11}	17.0	3000.0	C5x6.7	18.81	13.40
F _{S12-12}	12.9	3000.0	C5x6.7	18.81	10.15
F _{S13-13}	23.4	3000.0	C5x6.7	18.81	18.41
F _{S14-14}	34.0	3000.0	C7x9.8	26.12	18.37
F _{S15-15}	44.6	3000.0	C7x9.8	26.12	24.09
F _{S16-16}	55.2	3000.0	C8x11.5	30.23	25.27
F _{S17-17}	65.8	3000.0	C8x11.5	30.23	30.12
F _{S18-18}	76.5	3000.0	C9x13.4	34.63	30.08
F _{S19-19}	86.8	3000.0	C9x13.4	34.63	34.16

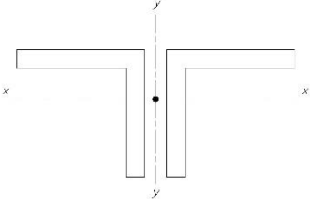
3.3.4.5. Diseño de ver internas sometidas a tracción.

Como las diagonales en esta sección están sometidas solo a tracción, el análisis se realiza únicamente por resistencia, puesto que es necesario asegurar que todos los elementos trabajan en la zona elástica.

La viga que se analizó a modo de ejemplo es la que se encuentra entre los nodos S1 e I2, la cual soporta una carga de 132 kN.

El perfil asumido es L 2 x 2 x 1/8 el cual es calculado por resistencia mostrando los resultados resumidos en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 Resumen de resultados del análisis de resistencia para diagonales internas sometidas a tracción.

TRACCIÓN EN LAS DIAGONALES INTERNAS			
$A_{diag-2l}$	mm ²	624.5	
	pulg ²	0.968	
$F_{t-diag-2L}$	kN	132	
	lbf	29 675	
$\sigma_{t-diag-2L-adm}$	MPa	125	
	Psi	18 129.7	
$\sigma_{T-diag-2L}$	MPa	211.3	
	Psi	47 502.1	
PERFIL FALLA			

Como se puede ver en la tabla 3.12, el perfil seleccionado falla. Por lo tanto, es necesario utilizar otro perfil para ser verificado de la misma manera. La tabla 3.13 muestra el resumen de los cálculos en las cuales, las vigas seleccionadas cumplen con las solicitaciones a las cuales están sometidos dichos elementos.

Tabla 3.13 Perfiles mínimos necesarios para cada diagonal sometida a tracción.

Viga de análisis	Magnitud (kN)	Perfil	Esfuerzo admisible (MPa)	Esfuerzo actuante (MPa)
F _{S1-12}	132.0	L2x2x1/4	125	109.03
F _{S2-13}	120.4	L2x2x1/4	125	99.50
F _{S3-14}	105.8	L2x2x1/4	125	87.39
F _{S4-15}	90.7	L2x2x1/4	125	74.93
F _{S5-16}	75.7	L2x2x1/8	125	121.25
F _{S6-17}	60.7	L2x2x1/8	125	97.23
F _{S7-18}	45.7	L2x2x1/8	125	73.24
F _{S8-19}	30.7	L2x2x1/8	125	49.17
F _{S9-110}	15.9	L2x2x1/8	125	25.41
F _{S10-111}	21.5	L2x2x1/8	125	34.50
F _{S11-110}	21.4	L2x2x1/8	125	34.24
F _{S12-111}	15.5	L2x2x1/8	125	24.89
F _{S13-112}	30.4	L2x2x1/8	125	48.65
F _{S14-113}	45.4	L2x2x1/8	125	72.72
F _{S15-114}	60.4	L2x2x1/8	125	96.70

$F_{S16-115}$	75.4	L2x2x1/8	125	120.72
$F_{S17-116}$	90.4	L2x2x1/4	125	74.66
$F_{S18-117}$	105.4	L2x2x1/4	125	87.12
$F_{S19-118}$	120.1	L2x2x1/4	125	99.23
$F_{S20-119}$	141.2	L2x2x1/4	125	116.64

3.3.5. Diseño de reticulados superior e inferior.

Estos reticulados se diseñan para soportar las cargas transversales a la galería, como lo son las cargas ocasionadas por el viento. Sin embargo, como se vio anteriormente, este tipo de cargas no tiene incidencia alguna sobre la galería porque existe un elemento protector, que es el domo. Sin embargo, no es posible prescindir de estos elementos porque bajo una mínima carga transversal la estructura se vería comprometida

Al revisar el estado del arte, al reticulado superior e inferior se les denomina arriostramiento y usualmente son reticulados tipo Long, como se pudo apreciar en la figura 2.6. Al ver este tipo de reticulado es evidente notar que estamos ante la presencia de una viga de celosía internamente hiperestática. Para evidenciar este hecho, se muestra la figura 3.22, en el cual se hace un corte a una viga tipo long.

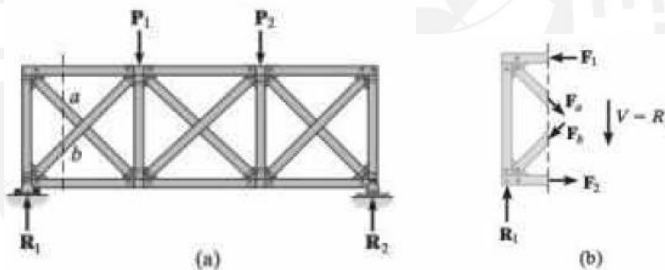


Figura 3.22 Análisis de arriostramiento superior e inferior [14]

Para poder resolver el problema de la hiperestaticidad, Russel Hibbeler en su libro Análisis estructural plantea dos maneras de atacar el problema:

1. Si las diagonales se diseñan intencionalmente largas y delgadas, es razonable suponer que no pueden soportar una fuerza de compresión; de lo contrario, se pandearían con facilidad. Por consiguiente, una fuerza cortante del panel es resistida en su totalidad por la diagonal de tensión, mientras que la diagonal de compresión se asume como un elemento de fuerza cero.
2. Si los elementos diagonales se construyen a partir de grandes secciones laminadas, como ángulos o canales, pueden ser igualmente capaces de soportar una fuerza de tensión que una de compresión. Aquí se supondrá que cada diagonal de tensión y de compresión soporta la mitad de la fuerza cortante del panel.

Como se mencionó anteriormente, los reticulados superior e inferior no soportan carga alguna por lo que sus elementos deben ser los más pequeños posibles considerando un mínimo de tamaño para que puedan ser montados. Por esta razón se utiliza el caso N° 1 descrito por Russel Hibbeler.

Finalmente se puede concluir que, al utilizar ángulos dobles de 3x3x1/8 en las diagonales. Estas diagonales podrán soportar hasta 100kN para obtener un esfuerzo admisible de 125 MPa. Sin duda esta configuración es más que suficiente para poder soportar cualquier mínima carga que se presente en dirección transversal.

3.3.6. Apoyos.

Como último elemento de análisis, están los pines y apoyos de la estructura total. Analizar los apoyos por métodos analíticos es complejo y actualmente ya existen métodos mas precisos como el método de elementos finitos.

3.3.6.1. Pines

Para calcular los pines basta con analizar la fuerza cortante a la que estará expuesta la sección transversal ya que, esta fuerza es la única que actuará sobre este elemento, se puede observar claramente en la figura 3.23.

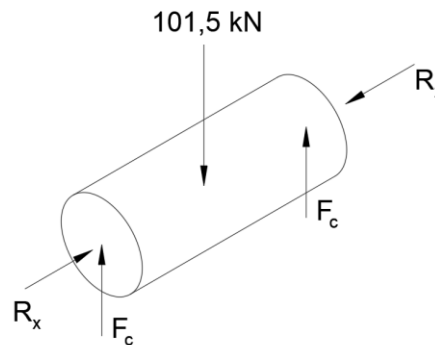


Figura 3.23 Fuerzas actuantes en el pin.

Como el diámetro elegido para los pines es de 38 milímetros y la fuerza es 101,5 kN, se puede calcular el esfuerzo mediante:

$$\sigma_{pin} = \frac{F_c}{A} = 44,7 \text{ MPa}$$

Además, el factor de seguridad para este caso es de:

$$F.S._{pin} = \frac{\sigma_{Adm}}{\sigma_{pin}} = 5,6$$

Se puede comprobar que el pin no falla.

3.3.6.2. Apoyos

Como se mencionó, para analizar los apoyos se utilizó el método de elementos finitos por intermedio del software Fusion 360, cuyo resultado se muestra en la figura 3.24 a continuación.

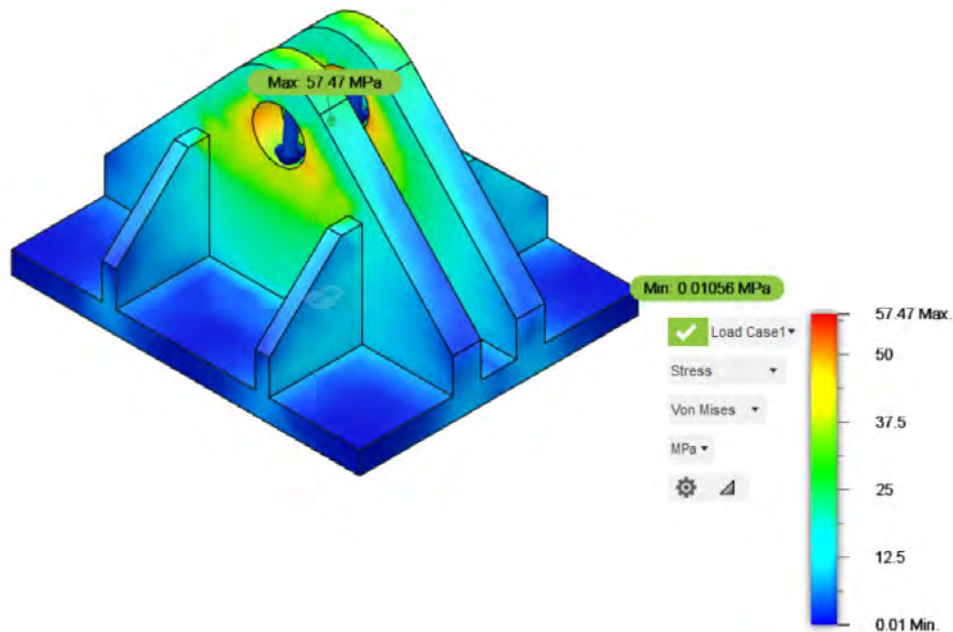


Figura 3.24 Análisis de apoyos.

Se puede observar que el esfuerzo máximo es de 57,47 MPa. Por lo tanto, el factor de seguridad de los apoyos es de 4,35. Se puede comprobar que el apoyo no falla.

3.3.7. Comparación de flecha máxima con LRFD.

Finalmente, todos los elementos han sido calculados y verificados por el método del máximo esfuerzo permisible (ASD). Sin embargo, el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es un método utilizado actualmente para el cálculo estructural, motivo por el cual es conveniente hacer una comparación de los resultados obtenidos.

Se escogió comparar la flecha máxima de la galería metálica con ambos métodos debido a que, al ser una estructura metálica de gran luz, el diseño por rigidez prevalece sobre el diseño por resistencia;

evidenciado a lo largo de este documento. Los resultados se muestran en la tabla 3.14.

El análisis por el método LRFD ha sido realizado con ayuda del software SAP 2000v18.

El resultado de este análisis en referencia a la flecha máxima de la galería estructural se muestra en la figura 3.25, el cual fue analizado por una combinación de carga muerta y carga viva con unos factores de 1.2 y 1.6 respectivamente.

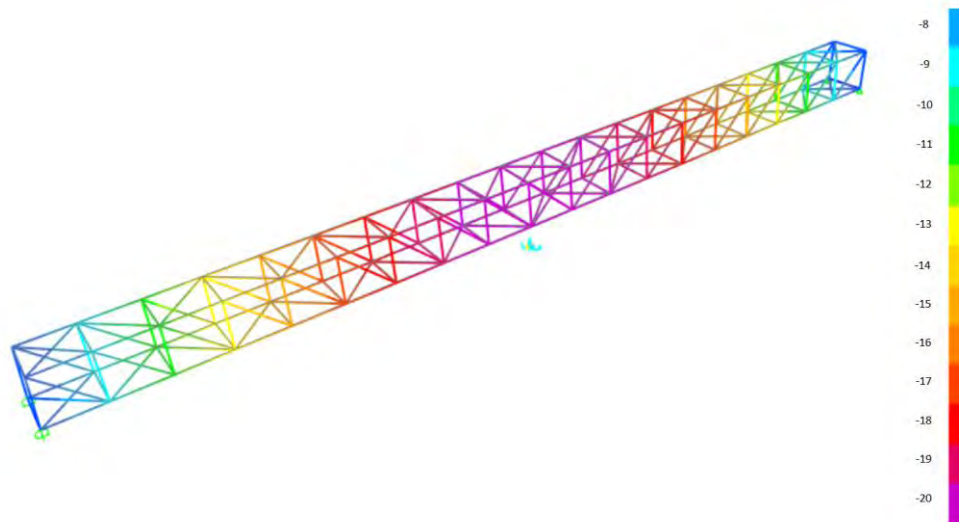


Figura 3.25 Análisis por LRFD de la galería estructural.

El valor de deflexión máxima obtenida por el método LRFD tiene un valor aproximado de **20 mm**. El error obtenido entre el método ASD y LRFD es de 30% aproximadamente.

Tabla 3.14 Comparación de deflexión máxima del método LRFD vs ASD

	ASD	LRFD
Deflexión máxima	15,1 mm	19,6 mm

CAPITULO 4

MODULACIÓN DE GALERÍA ESTRUCTURAL

Si bien es cierto que la galería estructural está completamente definida y ya se podría empezar con los planos, se presenta un problema que se mencionó al inicio de este documento: el problema del transporte de la galería estructural. Este problema surge además porque es necesario llevar ya ensamblada la galería estructural para solo ser montada en el lugar de destino.

Por norma del ministerio de transportes y comunicaciones, el tamaño máximo para el transporte vía terrestre del semirremolque de un tracto camión es de 14.7 m [16] y la galería estructural mide un total de 57 m, por lo que es imposible transportar la estructura ensamblada en su totalidad. Para resolver este problema, se propuso modular la galería estructural para que cada módulo cumpla con las dimensiones de transportabilidad demandados por el ministerio de transporte y comunicaciones.

Se decidió colocar este análisis lo más detallado posible en este capítulo debido a que existe muy poca bibliografía referente a la modulación; por lo que se desea que este documento sirva para esclarecer dicho análisis.

4.1. Metodología para la modulación de la galería estructural

Esta sección se basa en la norma DIN EN 1993-1-8: Diseño de uniones, que forma parte del eurocódigo 3: Diseño de estructuras metálicas. El método para cumplir con el objetivo de esta sección es el siguiente:

- 1° → Determinar dimensiones de cada módulo
- 2° → Determinar la unión entre módulos más crítica
- 3° → Suponer cantidad de tornillos y definir espaciamiento

4.1.1. Determinar dimensiones de cada módulo

Los criterios que se utilizaron para determinar las dimensiones de cada módulo son:

- Concordancia con la norma del ministerio de transporte y comunicaciones.
- Que la mayor cantidad de módulos sean iguales o semejantes, para reducir la cantidad de diseños a elaborar.
- Que las zonas de corte sean, en lo posible, las de menor sollicitación para que las uniones sean lo menos exigidas posible.

Con lo mencionado anteriormente, se presenta en la figura 4.1, un esquema de los módulos en los cuales será dividida la galería estructural de 57 m.

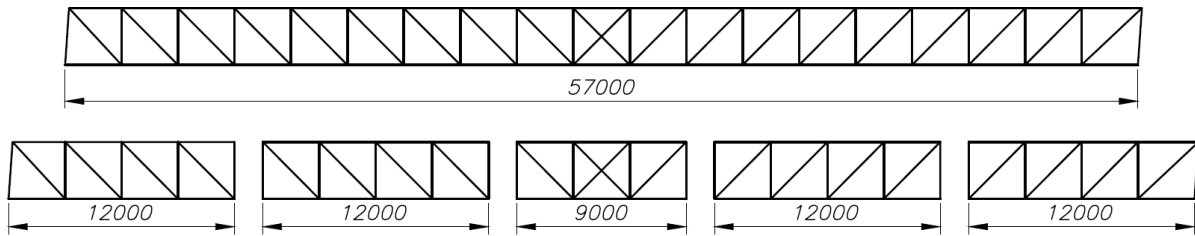


Figura 4.1. Módulos de la galería estructural.

4.1.2. Determinar la unión entre módulos más crítica

El análisis de las fuerzas internas mostrado en la figura 3.15 muestran que la unión crítica se encontrará en el módulo central porque en las zonas de corte de dicho módulo se encuentran los momentos flectores internos máximos. Por lo tanto, se diseñaron todas las uniones atornilladas para este caso particular donde la exigencia es máxima.

Las fuerzas internas en la sección mencionada se muestran en la figura 4.2.

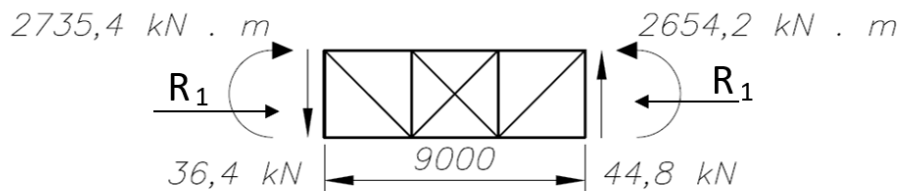
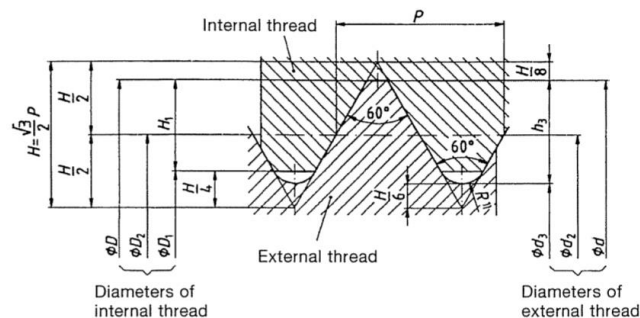


Figura 4.2 Fuerzas actuantes en las uniones atornilladas del módulo central de la galería estructural.

4.1.3. Suponer cantidad de tornillos y definir espaciamientos.

Como ya se definió las cargas actuantes en la unión crítica, es necesario asumir una cantidad de tornillos, su tamaño y distribución de los mismos para poder verificarlos e ir ajustando los parámetros mencionados para lograr un óptimo diseño.

En primer lugar, debemos conocer los tamaños definidos para tornillos normalizados. Para ello se utilizó la norma DIN 13-1 1999 [17], cuyo extracto se muestra en la figura 4.3.



Nominal diameter, $d (= D)$			Pitch, P	Pitch diameter, $d_2 (= D_2)$	Minor diameters,		Thread height,		Root radius, $R = \frac{H}{6}$
Series 1	Series 2	Series 3			d_3	D_1	h_3	H_1	
1	1,1		0,25	0,838	0,693	0,729	0,153	0,135	0,036
			0,25	0,938	0,793	0,829	0,153	0,135	0,036
			0,25	1,038	0,893	0,929	0,153	0,135	0,036
1,6	1,4		0,3	1,205	1,032	1,075	0,184	0,162	0,043
			0,35	1,373	1,171	1,221	0,215	0,189	0,051
	1,8		0,35	1,573	1,371	1,421	0,215	0,189	0,051
2	2,2		0,4	1,740	1,509	1,567	0,245	0,217	0,058
			0,45	1,908	1,648	1,713	0,276	0,244	0,065
			0,45	2,208	1,948	2,013	0,276	0,244	0,065

Figura 4.3. Extracto de norma DIN 13-1 1999. [17]

Además, los tornillos más comerciales en el mercado peruano basados en la norma DIN 13 son los tornillos métricos: M12, M16, M20 y M24. Por lo tanto, se realizará la iteración en función a estos tornillos.

Según la norma DIN EN 1993-1-8, existen dimensiones mínimas y máximas para el espaciamiento de los tornillos dependiendo de las dimensiones de los mismos, ello se muestra en la figura 4.4.

Table 3.3: Minimum and maximum spacing, end and edge distances

Distances and spacings, see Figure 3.1	Minimum	Maximum ^{1) 2) 3)}		
		Structures made from steels conforming to EN 10025 except steels conforming to EN 10025-5		Structures made from steels conforming to EN 10025-5
		Steel exposed to the weather or other corrosive influences	Steel not exposed to the weather or other corrosive influences	Steel used unprotected
End distance e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		The larger of $8t$ or 125 mm
Edge distance e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		The larger of $8t$ or 125 mm
Distance e_3 in slotted holes	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distance e_4 in slotted holes	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Spacing p_1	$2,2d_0$	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t_{\min}$ or 175 mm
Spacing $p_{1,0}$		The smaller of $14t$ or 200 mm		
Spacing $p_{1,i}$		The smaller of $28t$ or 400 mm		
Spacing p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t_{\min}$ or 175 mm

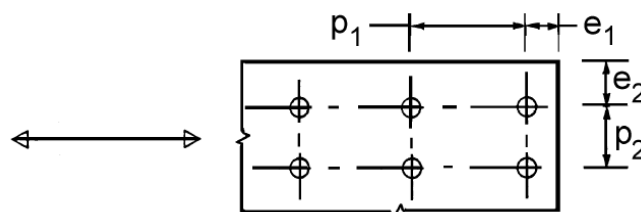


Figura 4.4 Espaciamiento de tornillos según norma DIN EN 1993-1-8. [18]

Además, la norma DIN EN 1993-1-8 menciona:

“Los valores máximos para espaciamientos, bordes y distancias finales son ilimitados, excepto en los siguientes casos:

- Para los miembros de compresión con el fin de evitar el pandeo local y para evitar la corrosión en los miembros expuestos,*
- Para elementos de tensión expuestos para evitar la corrosión.”*

Según Jaspart y Weynand en su libro “Design of Joints in Steel and Composite Structures” [19], existen dos tipos de uniones atornilladas: pretensadas y no pretensadas. Las uniones pretensadas se utilizan obligatoriamente, según DIN EN 1993-1-8, cuando los tornillos soportan una carga variable y las uniones no pretensadas cuando la carga es predominantemente uniforme. Este último tipo de unión es el que se utilizó para el análisis puesto que todas las cargas son uniformes o con una variación muy pequeña, además cuando se le aplica una fuerza de ajuste a los tornillos no pretensados, estos mejoran su comportamiento dando mayor factor de seguridad a la unión. Además, el caso de análisis de este documento se traduce a una situación en la que todos los tornillos se encuentran desajustados.

Para el caso descrito, se deberán realizar tres comprobaciones para verificar la confiabilidad de la unión: verificación por fuerza cortante, verificación por tracción y verificación por carga combinada.

La configuración que se tomó en cuenta para el iniciar el cálculo iterativo es una distribución uniforme y simétrica, mostrado en la figura 4.5.

4.1.4. Verificación de unión atornillada

La verificación de las uniones atornilladas sigue la norma DIN EN 1993-1-8.

4.1.4.1. Verificación por fuerza cortante

La fuerza cortante que se puede apreciar en la figura 4.2 es absorbida por todos los tornillos que se encuentran en esa sección de manera idéntica, por lo que para su verificación solo es necesario comparar su valor con el valor máximo permitido.

De acuerdo con la norma DIN EN 1993-1-8, la fuerza máxima de corte que puede soportar un tornillo viene dado por la siguiente expresión:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6f_{ub}A}{\gamma_{M2}}$$

Donde A: Es el área de la sección mayor del tornillo
 f_{ub} : Es el esfuerzo máximo a la tracción
 γ : Es el factor de seguridad

Cabe resaltar que esta expresión solo es válida si el plano de corte pasa por la zona sin rosca del tornillo.

Las fuerzas máximas ya fueron calculadas y se muestran en la figura 4.5.

Shear plane	Bolt grade	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M36
in the shank	4.6	21.71	38.60	60.32	86.86	109.9	135.7	195.4
	5.6	27.14	48.25	75.40	108.6	137.4	169.6	244.3
	8.8	43.43	77.21	120.6	173.7	219.9	271.4	390.9
	10.9	54.29	96.51	150.8	217.1	274.8	339.3	488.6
in the thread	4.6	16.19	30.14	47.04	67.78	88.13	107.7	156.9
	5.6	20.23	37.68	58.80	84.72	110.2	134.6	196.1
	8.8	32.37	60.29	94.08	135.6	176.3	215.4	313.7
	10.9	33.72	62.80	98.00	141.2	183.6	224.4	326.8

Figura 4.5 Fuerzas de corte en kN de diseño para zona roscada de tornillo y zona sin roscar. [19]

En el caso particular mostrado en la figura 4.5, la fuerza de corte de 36.4 kN es dividida por los 40 tornillos M12. Por lo tanto, cada tornillo M12 soporta una carga de 910 N. Por lo tanto, comparando los valores mostrados en la figura 4.6, la fuerza cortante se encuentra dentro del rango de cualquier clase de tornillo M12.

4.1.4.2. Verificación por tracción.

El momento flector interno que se puede apreciar en la figura 4.2 origina unas zonas a compresión y otras zonas a tracción divididas por el eje neutro. Ahora bien, como es una unión no pretensada, el eje neutro no pasa por el centroide de la sección sino por el centroide de las áreas de las zonas a compresión y de las áreas de las zonas a tracción. Como ejemplo de cálculo se tomará el análisis para tornillos M12, dicha configuración se muestra en la figura 4.5.

El primer paso para desarrollar la verificación es calcular la posición del eje neutro en relación a las áreas sometidas a compresión y a las áreas sometidas a tracción por el momento flector. Un esquema para aclarar lo mencionado se muestra en la figura 4.6.

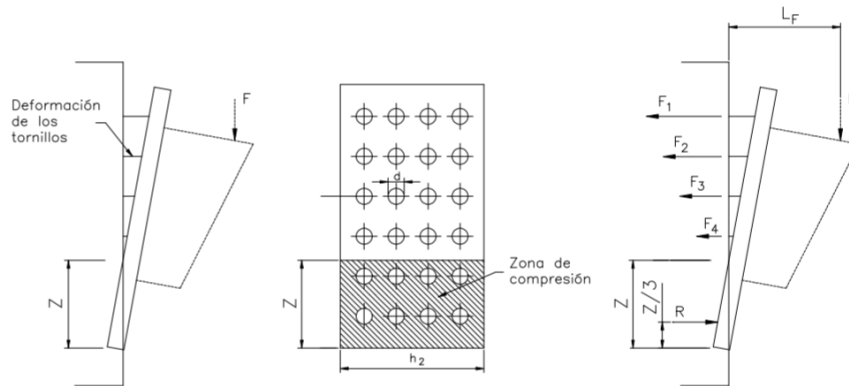


Figura 4.6 Comportamiento de tornillos a tracción y zona a compresión de una unión atornillada

El área sometida a tracción proviene de las áreas de los tornillos que se encuentran en la parte inferior del eje neutro, mientras que el área sometida a compresión proviene de toda el área de contacto sobre el eje neutro sin considerar los agujeros de los tornillos. La posición del eje neutro viene denotada por \bar{z} en la figura 4.5. Para el caso particular de la distribución M12, mostrada en la figura 4.5, $\bar{z} = 1173 \text{ mm}$.

Luego, es necesario calcular las fuerzas externas sobre los tornillos debido al momento flector actuante en la zona de corte. La magnitud de cada una de las fuerzas externas es proporcional a su deformación y esta a su vez es proporcional a la distancia de la posición del tornillo al centroide, en el caso del área a compresión, el esfuerzo tiene una distribución triangular, mostrado en la figura 4.7, por lo que el centro de aplicación se encuentra a distancia de 153.3 mm, como se muestra en la figura 4.5 b, del borde superior de la sección.

La proporcionalidad entre fuerza, distancia de la aplicación de la fuerza al centroide y su deformación se traduce matemáticamente en:

$$\frac{F_1}{L_1} = \frac{F_2}{L_2} = \dots = \frac{F_n}{L_n}$$

Finalmente, en la ecuación que relaciona la fuerza y su punto de aplicación y adicionando un equilibrio estático de momentos alrededor del eje neutro, es posible obtener las fuerzas externas, mostradas en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Fuerzas externas en tornillos

Denominación	Magnitud [N]	Número de tornillos en la fila	Magnitud por tornillo [N]
F1	131722	19	6933
F2	116938	2	58469
F3	111025	2	55512
F4	105111	2	52556
F5	99198	2	49599
F6	93284	2	46642
F7	87371	2	43685
F8	81457	2	40729
F9	75544	2	37772
F10	69631	2	34815
F11	63717	2	31859
F12	57804	2	28902
F13	51890	2	25945
F14	45977	2	22988
F15	40063	2	20032
F16	34150	2	17075
F17	28237	2	14118
F18	22323	2	11162
F19	16410	2	8205
F20	10496	2	5248
F21	4583	2	2291

De acuerdo con la norma DIN EN 1993-1-8, la fuerza máxima de tracción que puede soportar un tornillo ya sea pretensado o no pretensado, viene dado por la siguiente expresión:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}}$$

Donde A_s : Es el área de la sección mayor del tornillo
 f_{ub} : Es el esfuerzo máximo a la tracción
 γ : Es el factor de seguridad

Las fuerzas máximas ya fueron calculadas y se muestran en la figura 4.7.

Table 3.5 – Design tension resistances $F_{t,Rd}$ in kN (for $\gamma_{M2} = 1.25$)

Bolt grade	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M36
4.6	24.28	45.22	70.56	101.7	132.2	161.6	235.3
5.6	30.35	56.52	88.20	127.1	165.2	202.0	294.1
8.8	48.56	90.43	141.1	203.3	264.4	323.1	470.6
10.9	60.70	113.0	176.4	254.2	330.5	403.9	588.2

Figura 4.7 Fuerzas de tracción en kN de diseño para tornillos métricos. [19]

Al comparar las fuerzas externas actuantes en los tornillos con las fuerzas a tracción de diseño en la figura 4.7, se puede apreciar que la primera fila de tornillos se encuentra sobredimensionada porque cada tornillo soporta 6,9 kN y para una clase de 4.6, su valor máximo es 24,3 kN. Por otro lado, en la segunda fila es necesario ajustar la distribución porque cada tornillo soporta una carga de 58,5 kN y si máximo valor es 60,7 kN para una clase de 10.9. Por lo tanto, es necesario modificar la distribución para mejorar las condiciones a las que están sometidas los tornillos analizados.

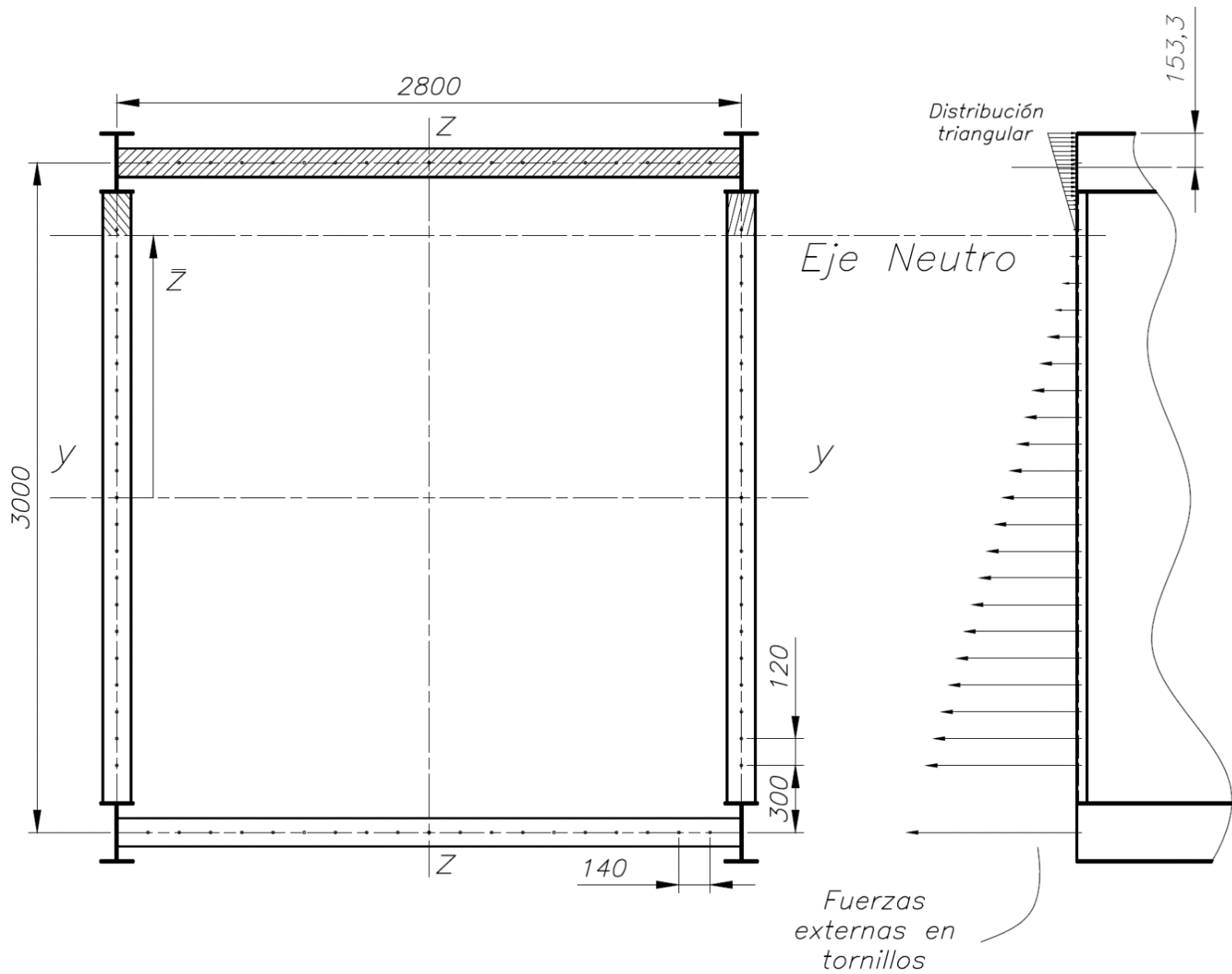


Figura 4.8. Distribución de tornillos y análisis de fuerzas externas.

3.1.1.1. Verificación por carga combinada

La última verificación que se necesita cumplir es que el tornillo no falle por la acción de la carga combinada a la cual está sometido. Para cumplir ese propósito y de acuerdo con la norma DIN EN 1993-1-8, se debe verificar que:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0$$

Donde $F_{v,Ed}$ y $F_{t,Ed}$ son las fuerzas de corte y tensión respectivamente actuantes en la unión atornillada y $F_{v,Rd}$ y $F_{t,Rd}$ son las fuerzas de diseño provistas en las figuras 4.5 y 4.7 respectivamente.

Este análisis nuevamente se realizó para la distribución final de tornillos, la cual se muestra en la figura 4.8.

4.1.5. Modificar distribución y verificar

Como se mencionó anteriormente, la distribución necesita ajustarse para poder mejorar la unión atornillada y evitar que algunos elementos se encuentren sobredimensionados y otros sobre exigidos. Las consideraciones para una mejor distribución son las siguientes:

- Los tornillos que se encuentran en la fila más alejada del eje neutro, se reducirán en cantidad para que cada tornillo trabaje bajo solicitaciones mecánicas adecuadas.
- Como la zona más alejada del eje neutro genera una mayor magnitud de las fuerzas externas actuantes en los tornillos, se reducirán la distancia entre los mismos en dicha zona.
- Todos los tornillos serán del mismo tamaño.
- Los tornillos estarán dispuestos en forma simétrica en ambos ejes.
- En lo posible, se priorizará el uso de los tornillos de clase 8.8 o inferior para reducir costos.
- El diseño contempla que el plano de corte pasará por la zona sin roscar de los tornillos ya que, esta posee una mayor fuerza de diseño como se puede apreciar en la figura 4.5.

Finalmente, con las consideraciones mencionadas anteriormente se presenta, en la figura 4.9, la nueva distribución de tornillos M16 de grado 8.8, que fue la solución óptima de este documento.

En este caso, el eje neutro se encuentra a 166,8 mm del borde superior de la sección de análisis y todas las fuerzas externas fueron calculadas al igual que en el caso anterior, mediante la proporcionalidad entre la fuerza, longitud del punto de aplicación al centroide y a su deformación; y finalmente, evaluando el equilibrio estático de torques en el punto de aplicación de la carga distribuida de la zona de compresión. La fuerza externa de tracción que soporta el tornillo más exigido es $F_{t,Ed} = 85,3 \text{ kN}$

La fuerza cortante por tornillo se calcula dividiendo la fuerza cortante de la sección entre el número de tornillos, en este caso la fuerza cortante por tornillos: $F_{v,Ed} = 2\,022 \text{ N}$



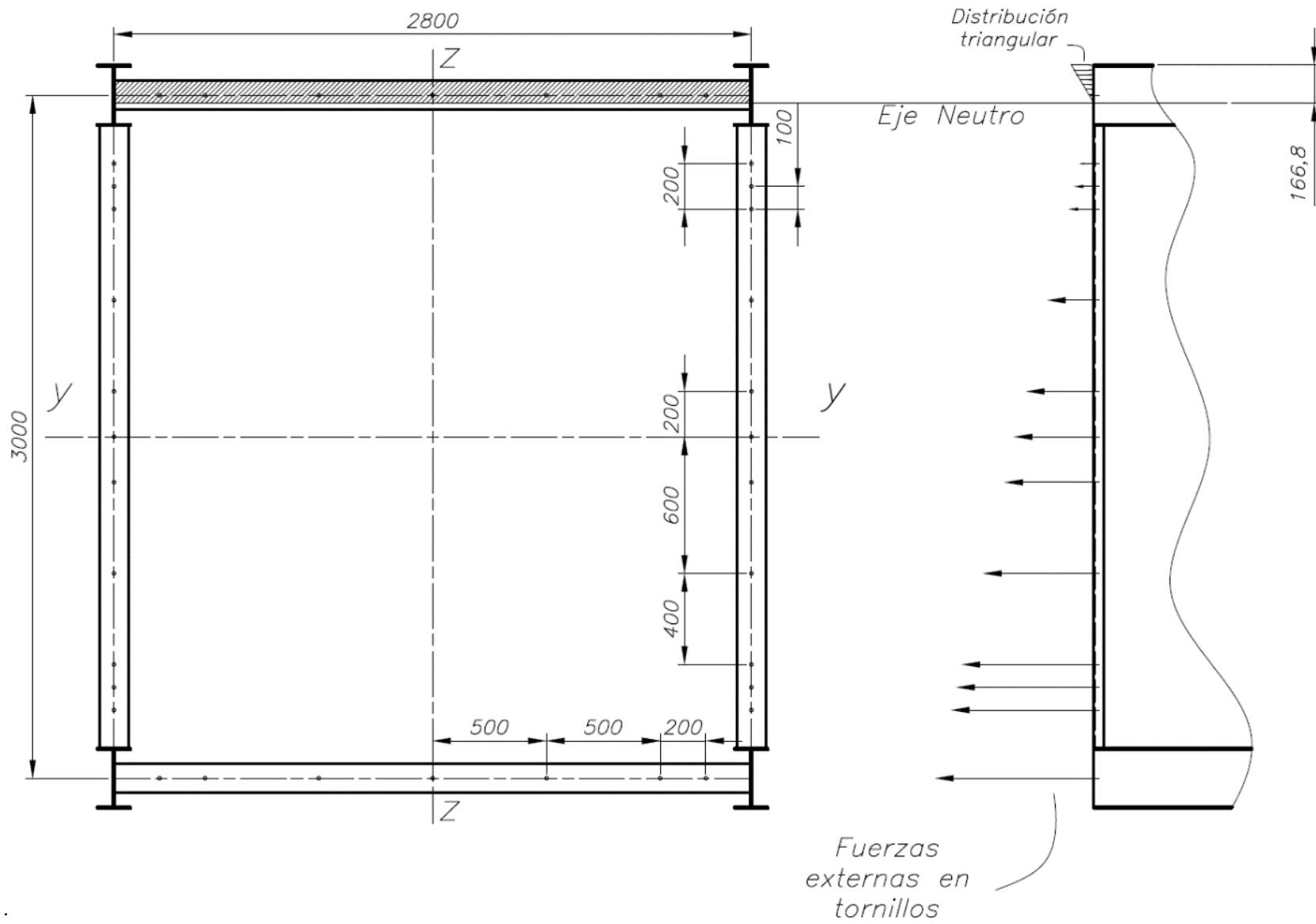


Figura 4.9. Distribución final de tornillos M16 y análisis de fuerza

a) **Verificación por fuerza cortante**

Se debe cumplir que la fuerza cortante actuante debe ser menor a la fuerza cortante de diseño según el tornillo a utilizar:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$
$$¿ 2\,022\,N \leq 77,21\,kN?$$

Se puede verificar que la fuerza cortante sobre los tornillos se encuentra en el rango permisible.

b) **Verificación por tracción**

Se debe cumplir que la fuerza de tracción actuante debe ser menor que la fuerza de tracción de diseño según el tornillo a utilizar:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$
$$¿ 85,3\,kN \leq 90,43\,kN?$$

Se puede verificar que la fuerza de tracción actuante sobre los tornillos se encuentra en el rango permisible.

c) **Verificación por carga combinada**

Se debe cumplir que:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$
$$¿ \frac{2,02\,kN}{77,21\,kN} + \frac{85,3\,kN}{126,6\,kN} = 0,71 \leq 1?$$

Finalmente, se comprueba que los tornillos no fallarán por la acción de cargas combinadas de tracción y corte.

CONCLUSIONES

1. Se concluye que, para galerías estructurales y estructuras de gran luz, el diseño por rigidez es un diseño mucho más conservador que el diseño por resistencia ya que, el factor de la deflexión que se debe verificar conlleva a que el factor de seguridad de la estructura sea elevado. Ello se puede observar en la tabla 3.6 en los cuales el factor de seguridad supera el valor de 21 para los perfiles que cumplen con el requisito de la deflexión.
2. Las áreas extras utilizadas en el capítulo 3 (figura 3.10) para modelar el comportamiento de la sección de la galería estructural con el fin de considerar los elementos de los reticulados, brindan una buena aproximación sobre el cálculo de la deflexión porque el valor calculado inicialmente varía en menos de 2 mm del resultado obtenido mediante un análisis más avanzado como el análisis matricial.
3. La unión atornillada sin pretensión brinda un análisis más conservativo porque posiciona a la unión a analizar en el caso más crítico posible: todos los tornillos de la unión atornillada están desajustados. Ello aumenta el factor de seguridad de la unión que es imprescindible en una estructura que transporta personal de mantenimiento.
4. En toda estructura de gran luz, la zona crítica se encuentra en la zona central. Ello se puede verificar claramente mediante el análisis de fuerzas internas del capítulo 3 (Figura 3.15 b) en el que el momento flector interno alcanza su valor máximo. Este hecho ayuda al diseñador a verificar a priori, esta zona para poder comenzar con el cálculo iterativo mostrado a lo largo de este documento.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda elegir, para los perfiles principales de una estructura de gran longitud, el perfil más ligero que cumpla con los requisitos de resistencia y rigidez porque al ser estructuras de gran luz, estas son sumamente sensibles a las cargas que soporta por la deflexión que se presenta en la parte central de la estructura y como se mencionó anteriormente, esa deflexión es la que limita todo el diseño.
2. En lo posible, se recomienda utilizar perfiles que puedan brindar soporte a los elementos que irán montados sobre dichos perfiles, no solo es necesario verificar la resistencia de los materiales sino también la forma constructiva de los mismos. Ello se ve claramente reflejado en los capítulos 2 y 3 en los cuales se decidió utilizar vigas en "C" a pesar de que estructuralmente, había perfiles que se ajustaban mejor a las solicitaciones mecánicas.
3. Es importante tener en cuenta todos los factores externos que pueden modificar el diseño, un ejemplo claro de ello es el transporte de la estructura que se diseña ya que, como en este documento, puede ser un elemento limitador sobre las dimensiones.
4. Se recomienda verificar una estructura de gran luz por rigidez ya que, al cumplir las exigencias de rigidez descritos, ya se está cumpliendo las exigencias de un diseño por resistencia.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] SAMMI, "Gallery Bridge Belt Conveyors," 2018. [Online]. Available: <http://www.sammi.it/en/gallery-bridge-belt-conveyors>.
- [2] K. Pathak, "Belt Conveyor," *lit Kgp*, 2010. [Online]. Available: <https://www.911metallurgist.com/equipment/belt-conveyors/>.
- [3] The Conveyor Equipment Manufacturers Association, *BELT CONVEYORS FOR BULK MATERIALS*, Fifth. 2002.
- [4] L. Shandong Xinkaite Bearing Co., "Supply Transition Idler, Transition Idler Sets, Cheap Transition Idler from China Supplier," 2018. [Online]. Available: <http://www.conveyorbearing.com/transition-idler/>.
- [5] LINK-BELT COMPANY, *MATERIALS HANDLING AND PROCESSING EQUIPMENT CATALOG 1000*, First. 1958.
- [6] M. H. Solutions, *Belt Conveyor Idlers Material Handling Solutions*. 2010.
- [7] L. Cotaquispe, *Tablas para selección de fajas transportadoras*. 2017.
- [8] MICHIGAN AGGREGATE MACHINERY, "CONVEYORS," 2012. [Online]. Available: http://www.michagg.com/machine_pics/OVERLANDSECTION.jpg.
- [9] NRG INTERNATIONAL, "Teoría de estructuras."
- [10] R. Nonnast, *El proyectista de estructuras metálicas*, Decimoctav. Editorial Paraningo, 1993.
- [11] J. RODRIGUEZ, *RESISTENCIA DE MATERIALES 2*. 2015.
- [12] R. Hibbeler, *Mechanics of materials*, Octava edi. 2007.
- [13] C. Bijil, F. Bijaard, R. Zandonini, and D. Nethercot, *Serviceability deflections and displacements in steel-framed structures*. 1997.
- [14] R. C. Hibbeler, *Structural Analysis*. 2012.
- [15] International Organization for Standardization, *ISO-5049-1 EQUIPMENT FOR CONTINUOUS HANDLING OF BULK MATERIALS*. 2004.
- [16] Ministerio de Comercio Exterior y Turismo, "Guía De Orientación Al Usuario Del Transporte Terrestre," vol. III. 2015.
- [17] Deutsches Institut für Normung, "DIN 13-1 1999: General purpose ISO metric screw threads." 1999.
- [18] Eurocode 3, "DIN EN 1993-1-8 2010." 2010.

- [19] J. Jaspart and K. Weynand, *Design of Joints in Steel and Composite Structures*. ECCS, 2016.



ANEXO 1 CÁLCULO DETALLADO DE FAJA TRANSPORTADORA

Esta sección tiene como base las recomendaciones de la Asociación de Fabricantes de Equipos de Transporte, así como las del catálogo Link-Belt y Good Year. Calcular de la carga distribuida correspondiente a los elementos de la faja transportadora.

La base del cálculo inicia con determinar el área transversal de material a granes que se forma con el transporte, se puede apreciar en la imagen A1.

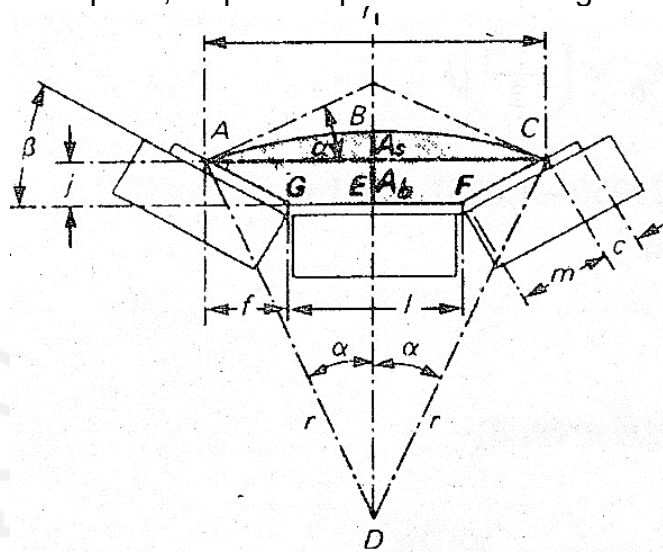


Figura A1. Sección transversal [3]

Donde:

α	=	Angulo de sobrecarga
A_s	=	Área de sobrecarga
A_b	=	Área trapezoidal
l	=	Longitud de la base menor
l_1	=	Longitud de la base mayor
j	=	Altura del trapecio
m	=	Longitud efectiva del rodillo
c	=	Longitud al borde
r	=	Radio se sobrecarga
f	=	Proyección horizontal

1. Cálculo del área transversal

Datos de entrada:

Abarquillado triple	$\beta = 20^\circ$
Ancho de faja	$b = 42 \text{ in}$

1.1. Cálculo del área trapezoidal

La longitud al borde está estandarizada como:

$$c = 0.055b + 0.9in$$

$$c = 8.15 \text{ cm}$$

Además, por análisis experimental, la longitud de la base menor del trapecio puede aproximarse como:

$$l = 0.371b + 0.25 \text{ in}$$

$$l = 40.21 \text{ cm}$$

Adicionalmente, por geometría puede deducirse fácilmente que:

$$m = \frac{(b - l - 2c)}{2}$$

$$m = 25.08 \text{ cm}$$

$$f = m \times \cos(\beta)$$

$$f = 23.57 \text{ cm}$$

$$l_1 = l + 2f$$

$$l_1 = 87.35 \text{ cm}$$

$$j = m \times \sin(\beta)$$

$$j = 8.58 \text{ cm}$$

Con los datos obtenidos se puede calcular el área del trapecio:

$$A_b = \frac{(l + l_1)}{2} \times j$$

$$A_b = 547.1 \text{ cm}^2$$

1.2. Cálculo del área de sobrecarga

El ángulo de sobrecarga en este caso es $\alpha = 20^\circ$

Por geometría:

$$r = \frac{l_1}{2 \times \sin(\alpha)}$$

$$r = 127.69 \text{ cm}$$

El área del sector ABCD está dado por:

$$A_{ABCD} = r^2 \times \alpha$$
$$A_{ABCD} = 5691.83 \text{ cm}^2$$

El área del triángulo AECD está dado por:

$$A_{AECD} = \frac{r^2 \times \text{sen}(2\alpha)}{2}$$
$$A_{AECD} = 5240.61 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de sobrecarga se puede calcular mediante:

$$A_S = A_{ABCD} - A_{AECD}$$
$$A_S = 69.94 \text{ m}^2$$

Finalmente, se puede calcular el área transversal total:

$$A_T = A_S + A_b$$

$$A_T = 0.1 \text{ m}^2$$

2. Cálculo de la velocidad lineal

Para calcular dicha velocidad es necesario tomar en cuenta que la densidad del material es $\rho = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

El primer paso es calcular la capacidad equivalente y para ello se debe tomar en cuenta la capacidad de transporte (dato de entrada) $C = 300 \text{ ton/h}$

$$C_{eq} = 300 \frac{\text{ton}}{\text{h}} \times \frac{2000 \frac{\text{lb}}{\text{ton}}}{\rho}$$

$$C_{eq} = 166.67 \text{ m}^3/\text{h}$$

Finalmente, es posible calcular la velocidad lineal mediante:

$$V_{lineal} = \frac{C_{eq}}{A_T}$$

$$V_{lineal} = 27.82 \text{ m/min}$$

En este punto es posible verificar la velocidad encontrada según las recomendaciones del catálogo Link-Belt, el cual establece que para el material a transportar, la velocidad máxima es $V_{max} = 152 \text{ m/min}$.

Se puede comprobar que las condiciones analizadas se encuentran dentro del rango permitido.

3. Cálculo de la carga específica del Clinker a granel

Con los datos de entrada y los datos obtenidos anteriormente, se puede determinar fácilmente que:

$$w_k = \frac{C}{V_{lineal}}$$

$$w_k = 163 \text{ kg/m}$$

4. Cálculo de carga específica debido a los polines de carga y retorno

La selección de los polines de carga y retorno se detalló en el capítulo 1 de este documento, por lo tanto, este apartado solo tratará de obtener la carga específica con los siguientes datos:

Polines	Peso	Cantidad
Carga	41.7 kg	55
Retorno	24 kg	23

Se obtiene la carga específica mediante la siguiente expresión:

$$w_{polinescarga} = \frac{Peso_{polincarga} \times Cantidad}{Longitud}$$

$$w_{polinescarga} = 35.3 \frac{kg}{m}$$

$$w_{polineretorno} = 8.51 \frac{kg}{m}$$

5. Cálculo de carga distribuida debido al peso de la faja transportadora

Para poder estimar la carga distribuida es necesario pasar por el proceso de selección de la misma. En este documento se seguirán las recomendaciones del catálogo Good Year.

5.1. Selección preliminar

Debido a los requerimientos, la faja preseleccionada es la 48 HDNF. Esta faja de 42 pulgadas de ancho admite entre 6 y 8 pliegues; y cuenta con dos opciones:

Faja con unión atornillada	55 lb/in/#pliegues
Faja con unión vulcanizada	70 lb/in/#pliegues

5.2. Cálculo del peso del tejido

Para cada número de pliegues, el peso se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$w_{tejido} = 0.0281 \frac{lb}{ft^2} \times \#pliegues \times anchofaja$$

$$w_{tejido6pliegues} = 0.88 \frac{kg}{m}$$

$$w_{tejido7pliegues} = 1.02 \frac{kg}{m}$$

$$w_{tejido8pliegues} = 1.17 \frac{kg}{m}$$

5.3. Cálculo del peso cubierta

Para el propósito de calcular el peso de la cubierta, se asume que el espesor de la cubierta es de 3/32 in, el cual es el caso crítico para la faja preseleccionada.

El peso de la cubierta se puede calcular mediante:

$$w_{cubierta} = 0.016 \frac{lb}{in^2 \times ft} \times espesor \times anchofaja$$

$$w_{cubierta} = 3 \frac{kg}{m}$$

5.4. Cálculo de peso total de faja

Para el cálculo del peso de la faja, es necesario sumar el peso del tejido y la cubierta diferenciados por el número de pliegues:

$$w_{faja} = w_{tejido} + w_{cubierta}$$

$$w_{faja6pliegues} = 3.88 \frac{kg}{m}$$

$$w_{faja6pliegues} = 4.02 \frac{kg}{m}$$

$$w_{faja6pliegues} = 4.17 \frac{kg}{m}$$

5.5. Análisis de tensiones

Para poder decidir sobre el número de pliegues que se va a utilizar, es necesario analizar la tensiones que soportará la misma. Para poder hacerlo, es necesario analizar:

5.5.1. Tensión de carga

Para calcular la tensión de carga se utiliza la siguiente expresión:

$$T_A = (\mu \times \cos(\gamma) \times \text{sen}(\gamma)) \times (w_{faja} + w_k + w_{polinescarga}) \times F.S. \times L$$

Donde:

μ Es el coeficiente de fricción global (0.03)

γ Es el ángulo de inclinación

$F.S.$ Es el factor de seguridad (2.1 según DIN22.101)

L Es la longitud de la faja

Para el caso de 6 pliegues:

$$T_A = 2751.4 \text{ kg}$$

5.5.2. Tensión de catenaria

Para calcular la tensión de catenaria se utiliza la siguiente expresión

$$T_C = 6.25(w_{faja} + w_k) \times \text{Espaciamientopolinescarga}$$

Para el caso de 6 pliegues:

$$T_C = 1255.6 \text{ kg}$$

5.5.3. Tensión admisible

Para el caso particular de la faja preseleccionada, la tensión admisible viene dada por:

$$T_{Adm} = 70 \frac{lb}{in} \times \#Pliegues \times b$$

Para el caso de 6 pliegues:

$$T_{Adm} = 8001.4 \text{ kg}$$

5.5.4. Verificación:

Se puede verificar muy fácilmente que:

$$T_A + T_C < T_{Adm}$$

Sin embargo, es necesario verificar el resbalamiento por si es necesario adicionar una tensión de templado en el cálculo.

Para realizar dicha verificación se debe cumplir que:

$$\frac{T_A + T_C}{T_C} < e^{0.35\pi}$$

Realizando las operaciones se puede determinar que la desigualdad no se cumple, añadiendo una tensión de templado al sistema la cual se calcula mediante:

$$T_T = \frac{e^{0.35\pi} \times T_C}{1 - e^{0.35\pi}}$$

$$T_T = 118.2 \text{ kg}$$

Finalmente, la verificación cambia a:

$$T_A + T_C + T_T < T_{Adm}$$
$$4125.4 \text{ kg} < 8001.4 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se puede concluir que la faja de 6 pliegues es la adecuada para el sistema.

