

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Mecánica



TESIS

Mejoramiento del diseño de una nave industrial de 3720 m² aplicando el método de rigidez y la normativa peruana

Para obtener el Título Profesional de Ingeniero mecánico electricista.

Elaborado por

Carlos Alberto Palacios Risco

 [0009-0005-1039-5602](https://orcid.org/0009-0005-1039-5602)

Asesor

MSc. Máximo Obregón Ramos

 [0000-0003-1529-3742](https://orcid.org/0000-0003-1529-3742)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	(Palacios, 2025)
Referencia/Reference	Palacios, C. (2025). <i>Mejoramiento del diseño una nave industrial de 3720 m2 aplicando el método de rigidez y la normativa peruana</i> . [Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Índice

Índice de Figuras	VI
Índice de tablas.....	VIII
Resumen	X
Abstract	XI
Introducción	XII
Capítulo I: Generalidades	1
1.1. Antecedentes de la investigación.....	1
1.2. Descripción problemática.....	2
1.3. Formulación del problema	3
1.3.1. Problema general	3
1.3.2. Problema específico	3
1.4. Justificación e importancia.....	3
1.5. Objetivo (General y específico).....	4
1.5.1. Objetivo general	4
1.5.2. Objetivo específico.....	4
1.6. Hipótesis	5
1.6.1. Hipótesis general.....	5
1.6.2. Hipótesis específica	5
1.7. Variables y operacionalización de variables.....	5
1.7.1. Definición de Variables	5
1.7.2. Operacionalización de Variables.....	6
1.7.3. Matriz de Consistencia	6
1.8. Metodología de la investigación.....	7
1.8.1. Unidad de análisis	7
1.8.2. Tipo, enfoque y nivel de investigación	7
1.8.3. Diseño de la investigación	8
1.8.4. Fuentes de información	10
1.8.5. Análisis y procesamiento de datos.....	10
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	11

2.1. Marco teórico.....	11
2.1.1. Naves industriales	11
2.1.2. Carga de diseño	12
2.1.3. Métodos de diseño	14
2.1.4. Combinaciones de carga	15
2.1.5. Deflexiones.....	15
2.1.6. Análisis sísmico	17
2.1.7. Diseño de estructuras de acero	22
2.1.8. Diseño de perfiles conformados en frío.....	25
2.1.9. Análisis por el método de rigidez	27
2.1.10. Diseño de placa base	31
2.2. Marco conceptual	34
Capítulo III: Desarrollo del trabajo de investigación.....	36
3.1. Descripción del proyecto.....	36
3.1.1. Ubicación geográfica	37
3.1.2. Materiales de fabricación.....	37
3.1.3. Consideraciones sísmicas	38
3.1.4. Normas de referencia	39
3.1.5. Sistema estructural	40
3.2. Cálculo de cargas.....	43
3.2.1. Carga muerta.....	43
3.2.2. Carga viva de techo.....	43
3.2.3. Carga de viento	44
3.2.4. Carga de sismo	47
3.3. Método de diseño	49
3.4. Dimensionamiento	51
3.4.1. Criterios aplicados	51
3.4.2. Alternativas de diseño	52
3.5. Análisis estático	80
3.5.1. Modelamiento 3D	81
3.5.2. Combinación de carga.....	82

3.5.3. Cargas máximas.....	83
3.5.4. Demanda de carga	84
3.5.5. Deflexiones máximas.....	86
3.6. Análisis sísmico	87
3.6.1. Modelamiento 3D	87
3.6.2. Combinación de carga	90
3.6.3. Cargas máximas.....	90
3.6.4. Demanda de carga	92
3.6.5. Derivas máximas	93
3.7. Metrados y costos.....	95
3.7.1. Cálculo de pesos	95
3.7.2. Cálculo de costos	96
Capítulo IV: Interpretación de resultados	98
4.1. Resultados.....	98
4.2. Contratación de hipótesis.....	99
4.3. Discusión de resultados.....	102
Conclusiones	104
Recomendaciones	106
Referencias bibliográficas	107
ANEXOS	109

Índice de Figuras

Figura 1.1.	Diagrama de flujo de la investigación	9
Figura 2.1.	Componentes estructurales de una nave industrial	11
Figura 2.2.	Mapa eólico y velocidades de diseño	13
Figura 2.3.	zonificación y factor de zona	18
Figura 2.4.	Factores de amplificación sísmica	21
Figura 2.5.	Coeficiente de pandeo.....	23
Figura 2.6.	Disposición de perfiles de cerramiento	26
Figura 2.7.	Designación de fuerzas y movimientos en los nodos de una barra	28
Figura 2.8.	Definición de geometría y sistemas de referencias globales y locales.....	29
Figura 2.9.	Estados de carga actuante sobre la estructura.....	30
Figura 2.10.	Esquema de plancha base típica.....	32
Figura 2.11.	Placa base con pequeños momentos flectores	33
Figura 2.12.	Placa base con grandes momentos flectores	34
Figura 3.1.	Vista isométrica de la estructura de la nave industrial	36
Figura 3.2.	Ubicación geográfica del proyecto.....	37
Figura 3.3.	Vista de planta de placas base.....	40
Figura 3.4.	Vista de elevacion de portico interno de la estructura.....	41
Figura 3.5.	Vista de planta de techo de la estructura.....	41
Figura 3.6.	Vista de elevacion de cerramiento frontal.....	42
Figura 3.7.	Vista de elevacion de cerramiento lateral	43
Figura 3.8.	Caso de carga de viento perpendicular a la cumbrera.....	45
Figura 3.9.	Caso de carga de viento paralelo a la cumbrera.....	46
Figura 3.10.	Espectro de pseudoaceleraciones.....	49
Figura 3.11.	Dimensiones y propiedades de viga de pórtico	52
Figura 3.12.	Modelo de pórtico biempotrado para calculo matricial	54
Figura 3.13.	Cargas resultantes para el caso del Estado “0”	57
Figura 3.14.	Cargas aplicadas al Estado “1” para calculo matricial	59
Figura 3.15.	Diagrama de momentos flectores críticos teóricos	61
Figura 3.16.	Dimensiones y propiedades de correa de techo	64
Figura 3.17.	Diagrama de momento flector de la correa como viga continúa.	65
Figura 3.18.	Dimensiones y propiedades del larguero de cerramiento	68
Figura 3.19.	Diagramas de momento flector del larguero	69

Figura 3.20. Dimensiones y propiedades de la columna secundaria	73
Figura 3.21. Dimensiones de arriostres y templadores.....	76
Figura 3.22. Esquema de placa base	77
Figura 3.23. Modelamiento de la estructura para análisis estático	81
Figura 3.24. Cargas internas del análisis estático	84
Figura 3.25. Diagrama de índice de demandas de carga	85
Figura 3.26. Diagrama para cálculo de deflexiones máximas en pórticos	86
Figura 3.27. Modelo de la estructura para análisis sísmico	88
Figura 3.28. Resultados del análisis modal y modos de vibración	88
Figura 3.29. Reacciones en base para análisis sísmico estático y dinámico	89
Figura 3.30. Diagrama de cargas internas del análisis sísmico	91
Figura 3.31. Diagrama para demandas de carga	93
Figura 3.32. Diagrama de derivas para análisis sísmico.....	94
Figura 4.1. Variación en los pesos de la estructura	98
Figura 4.2. Diagrama comparación de peso y costo.....	99

Índice de tablas

Tabla 1.1.	Cuadro de definición de variables	6
Tabla 1.2.	Cuadro de operacionalización de variables	6
Tabla 2.1.	Carga viva de techo	12
Tabla 2.2.	Coeficientes de presión para estructuras con techo a dos aguas	13
Tabla 2.3.	Combinaciones de carga para método LRFD y ASD	15
Tabla 2.4.	Límites de deflexión para pórticos industriales	16
Tabla 2.5.	Límites de deflexión para perfiles de cerramiento.....	16
Tabla 2.6.	Factores de suelo S y Periodos corto y largo de sismo	18
Tabla 2.7.	Coeficiente básico de reducción.....	19
Tabla 2.8.	Categoría de edificación, factor de uso y sistema estructural	20
Tabla 2.9.	Límites de deriva para distintos materiales.....	21
Tabla 3.1.	Propiedades mecánicas del acero.....	38
Tabla 3.2.	Parámetros sísmicos del proyecto.....	38
Tabla 3.3.	Presiones de diseño para caso de viento en dirección x-x	44
Tabla 3.4.	Presiones de diseño para casos de viento en dirección y-y.....	45
Tabla 3.5.	Categoría de edificación de la estructura	47
Tabla 3.6.	Resumen de parámetros para cada dirección de análisis.....	48
Tabla 3.7.	Comparación de método de diseño según cargas nominales.....	50
Tabla 3.8.	Relación ancho espesor límite para perfil doble T	53
Tabla 3.9.	Perfiles propuestos para pórtico de acero A36	63
Tabla 3.10.	Resumen de perfiles propuestos de cubierta.....	67
Tabla 3.11.	Resumen de perfiles propuestos de cerramiento.....	72
Tabla 3.12.	Resumen de parámetros para cada dirección análisis	72
Tabla 3.13.	Perfiles propuestos para viga de alero	73
Tabla 3.14.	Espesores de placas base	79
Tabla 3.15.	Lista de perfiles seleccionados para los dos casos de estudio	80
Tabla 3.16.	Cargas requeridas máximas.....	83
Tabla 3.17.	Resistencia de diseño y demanda de carga	85
Tabla 3.18.	Deflexiones máximas	86
Tabla 3.19.	Comparación de cortantes basales y escalamiento.....	89
Tabla 3.20.	Cargas requeridas máximas del análisis sísmico	91
Tabla 3.21.	Resistencia de diseño y demanda de carga	92

Tabla 3.22. Derivas máximas resultantes.....	94
Tabla 3.23. Metrado de perfiles para los casos de estudio.....	95
Tabla 3.24. Cálculo de pesos de las alternativas de diseño	96
Tabla 3.25. Cálculo de costos de las alternativas de diseño	97

Resumen

El presente trabajo plantea como objetivo el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial tomando como objeto de estudio un proyecto de construcción realizado en una planta industrial ubicada en la ciudad de Pucallpa

Se inicia este trabajo con la definición del sistema estructural, los materiales de fabricación y las dimensiones generales de la nave industrial. Para la obtención de la configuración optima, se plantean casos de estudio donde se variará la separación entre pórticos teniendo en consideración algunos criterios básicos para el dimensionado tales como, como la limitación de las deflexiones máximas, demandas de carga, las relaciones ancho espesor de los elementos y relaciones de esbeltez.

Posteriormente, se realizará el análisis de la estructura metálica con el objetivo de verificar que las deflexiones y demandas de carga resultantes estén por debajo de los valores permisibles según norma. Para validar el diseño se tendrá como referencia al reglamento de edificaciones peruano para el cálculo de cargas y el diseño sismo resistente.

Finalmente, se determinará la mejor solución mediante la comparación de las variables que impactan en los costos de fabricación, tales como el peso de acero, y aquellas que impactan en el desempeño, tales como la demanda de carga y las deformaciones.

Los resultados de la investigación serán el diseño de la estructura metálica de la nave industrial, con una distribución de materiales eficiente y cumpliendo con las normas y especificaciones de diseño que garanticen su funcionalidad.

Palabras clave: Optimización, Diseño. Estructura metálica, nave industrial, costos.

Abstract

The present work aims to improve the design of the metal structure of an industrial warehouse, taking as its object of study a construction project carried out in an industrial plant located in the city of Pucallpa.

This work begins with the definition of the structural system, the manufacturing materials and the general dimensions of the industrial warehouse. To obtain the optimal configuration, case studies are proposed where the materials and the separation between frames will be varied, verifying compliance with some basic criteria for sizing such as, the limitation of maximum deflections, load demands, the width-thickness ratios of the elements and slenderness ratios.

Subsequently, the analysis of the metal structure will be carried out with the objective of verifying that the resulting deflections and load demands are below the permissible values according to the standard. To validate the design, the Peruvian building regulations will be used as a reference for the calculation of loads and earthquake-resistant design.

Finally, the best solution will be determined by comparing the variables that impact manufacturing costs, such as steel weight, and those that impact performance, such as load demand and deformations.

The results of the research will be the design of the metal structure of the industrial building, with an efficient distribution of materials and complying with the design standards and specifications that guarantee its functionality.

Keywords: Optimization, Design. Metal structure, industrial building, costs.

Introducción

El presente trabajo titulado “Mejoramiento del diseño una nave industrial de 3720 m² aplicando el método de rigidez y la normativa peruana” tiene como objetivo diseñar la estructura metálica de la estructura nave industrial seleccionando de forma eficiente los perfiles de acero y cumpliendo con los lineamientos de normas y especificaciones de diseño. Para cumplir con el objetivo realizara un cálculo teórico, y los resultados serán verificados con el uso de un programa de cálculo por elementos finitos. Los capítulos del trabajo de investigación se describen en forma breve a continuación:

En el primer capítulo se detalla el contexto de la investigación realizando el planteamiento del problema y la justificación de la investigación, estableciéndose, además, los objetivos, hipótesis y el diseño de la investigación.

En el segundo capítulo se presenta el marco teórico y conceptual, los cuales desarrollan la base teórica necesaria para fundamentar los cálculos a realizar en el análisis y diseño de los elementos estructurales de la nave industrial.

En el tercer capítulo se desarrolla la investigación, la cual inicia describiendo el proyecto, definiendo las alternativas de diseño y dimensionando los elementos de forma óptima. Luego, se realiza el análisis estructural que involucra el modelamiento de la estructura para los cálculos de cargas internas y deformaciones que serán contrastados con los resultados con las resistencias y deflexiones permisibles de acuerdo a norma y especificaciones de diseño consideradas.

Finalmente, en el cuarto capítulo, se analizan los resultados obtenidos en anteriores en cuanto a costos de la estructura para evaluar la mejor alternativa de construcción.

Capítulo I: Generalidades

1.1. Antecedentes de la investigación

Saavedra (2002) en su tesis de grado “Análisis y optimización del diseño estructural de una nave pórtico de 3000 m² utilizando el método LRFD y SAP 2000” de la Universidad nacional de ingeniería, Perú.

En su investigación, el autor realiza el rediseño de una estructura de acero de una nave industrial. Inicia determinando las cargas de diseño calculadas según la norma técnica peruana, luego, resuelve el pórtico mediante la aplicación de fórmulas prácticas para casos de carga particulares y el principio de superposición. Posteriormente modela la estructura metálica mediante el uso del programa sap2000 para comprobar los resultados.

Al término de su tesis, el autor logra dimensionar de manera óptima los elementos de la estructura mediante la selección de perfiles alternativos y el cambio material del pórtico, logrando una gran reducción del peso y costo de la estructura.

Goñi (2018) propone en su tesis de grado “Comparativo técnico y económico de una nave industrial con sistema de tijerales y pórticos” de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

En la investigación, el autor realiza el modelamiento de las dos estructuras metálicas para un almacén de productos de construcción ubicado en el cercado de Lima. Para ello, hace uso del programa ETABS 9.7.2, aplicando la normativa peruana para el cálculo de cargas y la realiza un análisis sísmico. Una vez definido los dos diseños elabora los presupuestos de fabricación y montaje en base a precios unitarios, con el fin de realizar la comparación.

Al término de su tesis, el autor concluye que el sistema de pórtico presenta mejor desempeño frente a cargas laterales como sismo y viento, pero presenta un costo más

elevado respecto al sistema de tijerales, incluso sin considerar costos por ensayos de calidad. Por otro lado, también resalta la ventaja del uso de un sistema de pórticos.

Urquiaga (2019) propone en su tesis de grado “Diseño estructural y optimización de pórticos tipo tijeral de una nave industrial de 30 metros de luz” de la universidad Cesar Vallejo, Perú

En la investigación, primero, se determinan las cargas de diseño del proyecto según la norma técnica peruana, para luego proponer configuraciones geométricas que varíaran tanto en la separación entre pórticos como en los perfiles seleccionados. Posteriormente, realiza un análisis estructural mediante el programa sap2000 comprobando que las derivas y deflexiones máximas estén debajo de límites.

Al término de su tesis determina la separación óptima de la estructura de la nave industrial mediante la comparación directa de diez casos de estudio previamente definidos.

1.2. Descripción problemática

Para este estudio, se considera como referencia el caso del diseño de una nave industrial de 3720 m², destinada para uso industrial y ubicado en la ciudad de Pucallpa. Para el diseño de la estructura se propone el uso de pórticos de perfiles de alma llena, denominados también vigas doble T, los cuales suelen ser preferidos por beneficios como la facilidad para realizar las conexiones, facilidad en el transporte y la buena resistencia a la corrosión. Sin embargo, una desventaja de este tipo de sistema constructivo es el elevado peso resultante, lo cual se ve reflejado en los costos de fabricación por lo que, para este caso particular, se busca mejorar el diseño de la estructura, optimizando las dimensiones de los perfiles que la componen.

Se plantea que, una adecuada reducción en la cantidad de los pórticos, impactará en el peso de acero y, por tanto, en los costos de fabricación por conceptos de suministro de materiales. Esta reducción en costos deberá ser verificada y sustentada mediante el

diseño de la estructura de forma teórico aplicando la normativa nacional y un método de diseño apropiado.

Por último, se busca que los resultados mostrados en el presente trabajo puedan servir de referencia o material de consulta para futuros proyectos de construcción de estructuras metálicas en los que se tenga que seleccionar el material y los perfiles a utilizar, bajo criterios técnicos y económicos.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cómo realizar el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial con la finalidad reducir los costos de materiales?

1.3.2. Problema específico

- ¿Cuáles son las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura de acuerdo a la normativa nacional?
- ¿Qué alternativas de diseño y que perfiles se seleccionarán de forma óptima y que garanticen la funcionalidad de la construcción?
- ¿Las deflexiones y demandas de carga de la estructura, obtenidas mediante un software de elementos finitos, están por debajo de límites permisibles?
- ¿Cuál será la solución más económica entre las alternativas de diseño propuestas en base a pesos y costos calculados?

1.4. Justificación e importancia

La justificación del presente trabajo de investigación es la necesidad de reducir costos de fabricación mediante la elaboración de diseños más eficientes basados en la

reducción de dimensiones de los miembros estructurales y sustentados en un análisis sísmico y estático que garantice la funcionalidad de la construcción.

Un mal diseño de una estructura puede tener como consecuencia el colapso de la misma por la utilización de materiales que no respondan de forma adecuada a las solicitaciones de carga de diseño. Por otro lado, también podría ocurrir un sobredimensionamiento, logrando una construcción segura, pero existiendo una alta posibilidad de incurrir en gastos innecesarios de fabricación y hacer no viable un proyecto.

Por estas razones, es importante realizar un diseño basándose en el cumplimiento de normas técnicas con la selección de la materiales y perfiles adecuados para satisfacer con los requerimientos de resistencia y rigidez, y al mismo tiempo lograr un buen aprovechamiento de los materiales incurriendo en el menor costo posible.

1.5. Objetivo (General y específico)

1.5.1. Objetivo general

- Realizar el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial para reducir costos de materiales.

1.5.2. Objetivo específico

- Determinar las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura de acuerdo con la normativa nacional.
- Proponer mediante cálculos teóricos, alternativas de diseño con la selección optima de perfiles y que garanticen la funcionalidad de la construcción.
- Realizar un análisis estático y sísmico con un software de elementos finitos para verificar que las deflexiones y demandas de carga de la estructura estén por debajo de límites permisibles.

- Calcular los pesos y costos de materiales de las alternativas de diseños propuestos para elegir la solución más económica.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

- Con el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial se reducen costos de materiales.

1.6.2. Hipótesis específica

- Con la aplicación de normas nacionales se determinarán las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura.
- Es factible realizar diseños alternativos con la selección óptima de perfiles que garanticen la funcionalidad de la estructura.
- Mediante de uso de un software de elementos finitos se determinará que las deflexiones y demandas de carga de la estructura están por debajo de límites permisibles.
- Es posible determinar la solución más económica evaluando los pesos y costos de las alternativas de diseño propuestas.

1.7. Variables y operacionalización de variables

1.7.1. Definición de Variables

En la tabla 1.1 se detallan las variables independientes y dependientes.

Tabla 1.1.

Cuadro de definición de variables

Problema	Variable
¿Cómo realizar el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial con la finalidad reducir los costos de materiales?	Variable independiente
	Mejoramiento del diseño de la estructura metálica
	Variable dependiente
	Costos de materiales de una nave industrial

1.7.2. operacionalización de Variables

Se definirá de forma conceptual y operacional las variables, El primero describe la característica de la variable, mientras el último se refiere a los procedimientos y actividades se realizaron para medirlas. En las tablas 1.2 se muestra la operacionalización de variables del trabajo de investigación.

Tabla 1.2.

Cuadro de operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
V. Independiente Mejoramiento del diseño de la estructura metálica.	Determinación de la configuración de la estructura metálica analizando su resistencia y rigidez.	-Cálculo de Resistencias. -Análisis estático. -Análisis sísmico.	-Cargas internas. -Deflexiones. -Desplazamiento lateral.	-Índice de demanda de carga. -Margen de deflexiones. -Derivas.
V. Dependiente Costos de materiales de una nave industrial.	Gasto directamente relacionados con los procesos de fabricación de la estructura	-Metrado de acero.	-Pesos unitarios. -Precios unitarios.	-Peso de estructura. -Costos de materiales.

1.7.3. Matriz de Consistencia

Es un instrumento formado por columnas y filas que permite evaluar el grado de coherencia y la conexión lógica entre el título, el problema, los objetivos, las hipótesis. La matriz de consistencia se muestra en el anexo A.

1.8. Metodología de la investigación

1.8.1. *Unidad de análisis*

La unidad de análisis es el objeto de estudio. En el caso del este trabajo de investigación, este se refiere a la estructura metálica de nave industrial tomada como caso de estudio, es cual será modelado, primero, de forma teórica considerando un pórtico biempotrado plano para luego realizar un cálculo más exacto mediante el uso de sap2000 el cual es un programa de cálculo por elementos finitos.

1.8.2. *Tipo, enfoque y nivel de investigación*

La investigación será de tipo experimental, la cual se define como aquella que se lleva a cabo mediante métodos científicos que buscan determinar las causas (variable independiente) y efectos de un fenómeno (variable dependiente).

Para el caso particular de esta investigación, la variable dependiente, que corresponde a la variable numérica de peso y costos de materiales, será calculada para ver el efecto de la manipulación de la variable independiente, la cual es definida como el mejoramiento del diseño de la estructura metálica.

El nivel, o alcance, de la investigación es de tipo correlacional, ya que este tiene como objetivo conocer la relación que exista entre dos o más variables. En este caso tendrá que verificarse que el mejoramiento del diseño impactará en los costos de materiales.

El enfoque de investigación es de tipo cuantitativo, el cual se puede definir como aquel que usa la recolección de datos para probar una hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías. Por lo que es el que más se adecua a esta investigación.

1.8.3. Diseño de la investigación

El diseño se refiere al plan o estrategia que se desarrolla para obtener la cumplir con los objetivos de la investigación. A continuación, se describen los pasos a seguir y que se representan en el diagrama de flujo mostrado en la figura 1.1.

- **Recopilación de datos**

En esta etapa se reunieron los datos que serán puntos de partida del diseño. A continuación, se mencionará los más relevantes:

- Características de la nave industrial tales como dimensiones, alturas, pendiente del techo y la ubicación de los accesos.
- Determinación de consideraciones para el diseño sísmico.
- Resultados del estudio de mecánica de suelos.
- Costos unitarios de materiales de referencia.

- **Definición de alternativas de diseño**

Se definen tres variaciones de las separaciones entre pórticos, y con ello tres alternativas de diseño que serán dimensionados con el fin de determinar la opción más económica.

- **Dimensionamiento optimo**

Para realizar la selección óptima de perfiles se tendrá en cuantos criterios como la resistencia y la deflexión máxima bajo cargas de servicio. Además, se tomarán en cuenta restricciones como limitación relaciones ancho espesor de los perfiles y relaciones de esbeltez de los miembros. Para el caso de los pórticos, debido a la complejidad de su cálculo, se usará el método de rigidez para determinar las cargas internas y deflexiones teóricas.

- **Análisis de la estructura**

En esta etapa se realizará el modelamiento de la estructura con los perfiles óptimos ya definidos, esto con el fin de estudiar su comportamiento de forma más exacta

usando para ello un programa sap2000, mediante el cual se obtiene la respuesta frente a la aplicación de cargas de diseño. Luego, se verificará que las cargas internas requeridas por los miembros y la deformación estén dentro de valores permisibles de acuerdo con norma.

- **Determinación de indicadores**

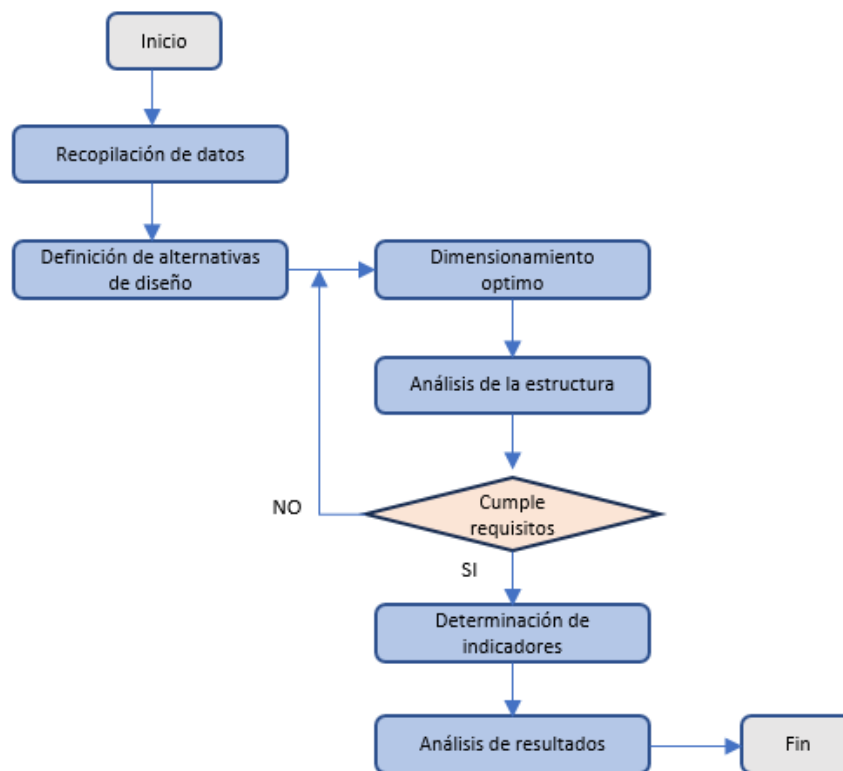
Una vez validado los diseños se estimarán indicadores como peso de acero, área superficial y costos, esto, con la intención de realizar comparaciones y determinar la alternativa más económica.

- **Análisis de resultados de resultados**

En esta etapa se emitirán juicios respecto al diseño analizado mediante la comparación de resultados obtenidos en el paso anterior, los cuales se presentan por medio de tablas y gráficos. Por último, se brindarán conclusiones y recomendaciones.

Figura 1.1.

Diagrama de flujo de la investigación



Nota: En la figura se muestra un diagrama de flujo con las etapas de la investigación.

1.8.4. Fuentes de información

- Normas y especificaciones de construcción.
- Reglamento nacional de especificaciones.
- Bases de concurso de estructuras.
- Estudio de mecánica de suelos del lugar de instalación.
- Libros de análisis y diseño estructural.
- Cotizaciones de proveedores locales.

1.8.5. Análisis y procesamiento de datos

- MS Excel, programa para elaboración de hojas de cálculo.
- Matlab, software de programación para cálculos matemáticos.
- Sap2000, programa de cálculo de estructuras.

Capítulo II: Marco teórico y conceptual

2.1. Marco teórico

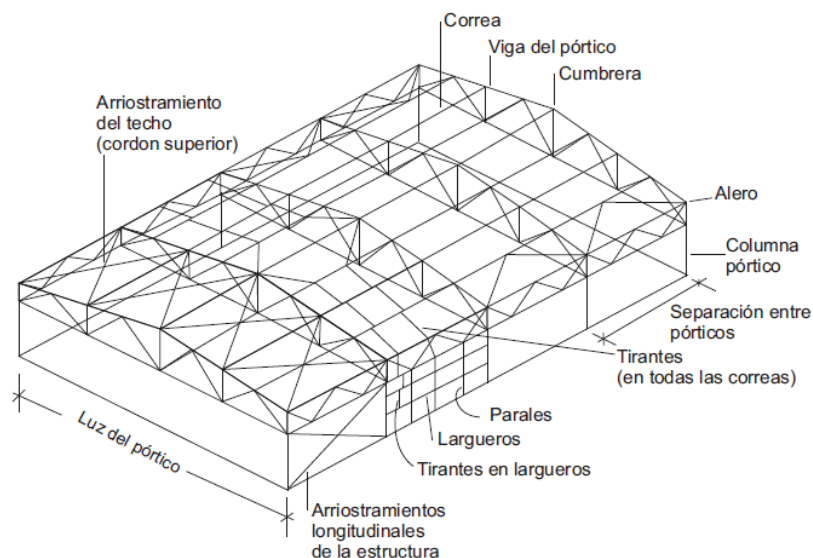
2.1.1. Naves industriales

Son estructuras metálicas de amplio uso en la industria usada generalmente como almacenes o edificios destinados a actividades relacionadas con producción y manufactura. Usualmente son fabricadas en taller y ensambladas en obra mediante conexiones, permitiendo así un montaje rápido lo que conlleva a una reducción en tiempos y costos de montaje.

Sus componentes pueden clasificarse de acuerdo con el tipo de carga soportada. En la figura 2.1, se puede apreciar los componentes típicos de una nave industrial, en la que destacan los pórticos, compuestos de vigas y columnas; vigas de aleros, como elementos de sujeción de pórticos; arriostres, como miembros que aportan estabilidad y tanto los largueros como las correas, que actúan como elementos de sujeción de coberturas.

Figura 2.1.

Componentes estructurales de una nave industrial



Nota: En la figura se muestran los elementos estructurales básicos de una nave industrial.
Fuente: Arnal et al. (2014).

2.1.2. Carga de diseño

2.1.2.1. Carga muerta. Es debida al conjunto de acciones como el peso propio de los miembros de la estructura y otros elementos unidos a ella, tales como los paneles de cubierta y cerramiento. Para su cálculo se toma en consideración la geometría de los perfiles o la información proporcionada por los fabricantes, como en el caso de coberturas y materiales especiales.

2.1.2.2. Carga viva. Son producto de la actividad humana de tal manera que no son predecibles y varían con el tiempo en ubicación y magnitud. La norma técnica E0.20, permite reducir la carga viva, L , cuando es aplicada a grandes superficies.

$$L_r = L_o \left(0,25 + \frac{4,6}{\sqrt{kA_t}} \right) \quad (2.1)$$

Donde:

L_o Carga viva sin reducir

k Coeficiente según tipo de techo ($k = 1$ para un techo a dos aguas)

A_t Área tributaria

2.1.2.3. Carga viva de techo. Es la carga viva aplicada a la cubierta de la estructura. Se tomará con referencia lo indicado por la norma técnica de cargas E0.20, en donde se establece la magnitud de la carga a considerar dependiendo de la forma y el material del techo.

Tabla 2.1.

Carga viva de techo

Tipo de techo	Carga viva de techo L_r
Techo plano con pendiente $\theta < 3^\circ$	100 kg/m^2
Techo plano con pendiente $\theta > 3^\circ$	$100 - 0,05 * (\theta - 3) \text{ kg/m}^2$
Techo curvo	50 kg/m^2
Cobertura liviana	30 kg/m^2

Nota: La tabla muestra las cargas vivas de techo para distintos tipos de aplicación. Fuente: MVCS (2011).

2.1.2.4. Carga viento.. Son causadas por el efecto de la presión o succión del viento sobre la superficie de una estructura, por lo que su cálculo es crítico en la selección de las cubiertas de techo, largueros y correas. La presión P_v se obtiene mediante la ecuación 2.3, de acuerdo a la norma técnica de cargas E0.20.

$$V_h = V(H/10)^{0,22} \quad (2.2)$$

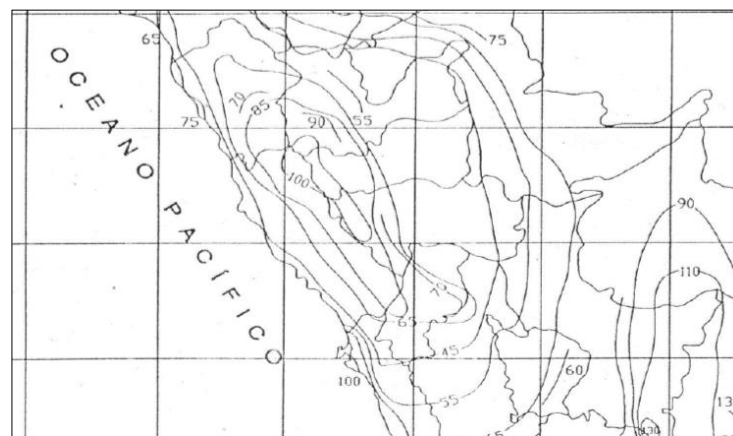
$$P_v = 0,005CV_h^2 \quad (2.3)$$

Donde:

- V Velocidad promedio del viento de acuerdo a la figura 2.2.
- C Factor de forma, o coeficiente de presión, según geometría de estructura.
- H Altura de la estructura

Figura 2.2.

Mapa eólico y velocidades de diseño



Nota: En la figura se aprecia las velocidades promedio a 10m del suelo medidas en km/h.
Fuente: MVCS, (2011).

Tabla 2.2.

Coeficientes de presión para estructuras con techo a dos aguas

Coeficiente C_p	Barlovento	Sotavento
Superficie vertical	+0,8	-0,6
Superficie inclinada 15° o menos	+0,3; -0,7	-0,6
Superficie inclinada vertical paralela a la dirección del viento	-0,7	-0,7

Nota: En la tabla se muestran los factores de forma para una estructura con techo a dos aguas.
Fuente: MVCS (2011).

2.1.2.5. Carga de sismo. Son ocasionados por los movimientos del suelo provocados por movimientos telúricos. Estos pueden ocasionar efectos perjudiciales debido a cargas horizontales generadas y que pueden producir altas distorsiones. Se calculan de acuerdo con lo indicado en la norma técnica de diseño sísmo resistente E0.30.

2.1.3. Métodos de diseño

Las especificaciones AISC proporcionan dos métodos para realizar el diseño de miembros estructurales y conexiones, los cuales son el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) y el método de esfuerzo admisible (ASD). McCormac & Cserneck (2012) mencionan que el objetivo de estos métodos es obtener un margen numérico entre la resistencia y la carga que conduzca a una probabilidad aceptablemente pequeña de una respuesta estructural inaceptable.

En el método de diseño LRFD, la resistencia de diseño, R_d , de un miembro se obtiene al reducir la carga nominal teórica, R_n , multiplicándola por un factor de resistencia, ϕ . Esto, permite tomar en cuenta la incertidumbre inherente debido a la variación de alguna propiedad, cambios en las dimensiones y tolerancias de fabricación.

Para que un diseño sea satisfactorio debe cumplirse la desigualdad de la ecuación 2.4, donde la máxima carga requerida sobre un miembro R_u , obtenida luego de aplicar combinaciones de carga, no debe superar la resistencia de diseño R_d .

$$R_d = \phi R_n \geq R_u \quad (2.4)$$

Resistencia de diseño $\geq$ Cargas factorizadas con LRFD

De igual forma se tiene el método de esfuerzo permisible (ASD), donde la resistencia de diseño, R_d , se obtiene al dividir la resistencia nominal, R_n , por un factor de seguridad, Ω , mayor o igual a la unidad. Para este caso un diseño es satisfactorio si se cumple la desigualdad mostrada en la ecuación 2.5.

$$R_d = \frac{R_n}{\Omega} \geq R_a \quad (2.5)$$

Resistencia de diseño $\geq$ Cargas factorizadas con ASD

2.1.4. Combinaciones de carga

Para estudiar el efecto de un conjunto de cargas debe tomarse en cuenta combinaciones, donde cada una es afectada por un factor que refleja la incertidumbre respecto a su ubicación, variación con el tiempo e idealizaciones del diseño. (Vinnakota, 2006).

En la tabla 2.3, se tienen las combinaciones de carga para los dos métodos de diseño descritos en la sección anterior.

Tabla 2.3.

Combinaciones de carga para método LRFD y ASD

Combinación de carga		
Designación	LRFD	ASD
LC 1	$1,4D$	D
LC 2	$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$D + L$
LC 3	$1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	$D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
LC 4	$1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$D + 0,75L + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
LC 5	$1,2D + 1,0E + 0,5L + 0,2S$	$D + (0,6W \text{ o } 0,7E)$
LC 6	$0,9D \pm 1,3W$	$D + 0,75L + 0,75(0,6W) + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
LC 7	$0,9D \pm 1,0E$	$D + 0,75L + 0,75(0,7E) + 0,75S$
LC 8	-	$0,6D + 0,6W$
LC 9	-	$0,6D + 0,7E$

Nota: La tabla muestra una comparación entre las combinaciones de carga según la método LRFD, adaptados de AISC (1994) y las combinaciones según es método ASD, adaptados de McCormac & Cserneck (2012).

2.1.5. Deflexiones

Es usual limitar la deflexión de las vigas debido a que puede generar efectos no deseados, tales como el daño de materiales soportados debido la deformación de la estructura. Normalmente la restricción de estas deflexiones queda a criterio del diseñador.

Woolcock et al (1999), propone los valores límite válidos para naves industriales, los cuales se muestran la tabla 2.4, valido para una estructura con una Luz, L' ; una altura de columnas, H , y separación entre pórticos, B .

Tabla 2.4.

Límites de deflexión para pórticos industriales

Condición de carga	Deflexión lateral	Condición de carga	Deflexión lateral
Cargas laterales	$H/150$	D	$L'/360$
	$B/200$	L	$L'/240$
		W	$L'/150$

Nota: La tabla muestra deflexiones límite para pórticos de naves industriales bajo cargas de servicio.

Fuente: Woolcock et al., (1999)

Para el caso de perfiles de cerramiento, tales como correas de techo y largueros de pared, se tendrán en cuenta recomendaciones de ICC (2015), el cual consideraran los valores límite mostrados en la tabla 2.5, donde, B , es la longitud del miembro, o para el caso de una nave industrial, la separación entre pórticos.

Tabla 2.5.

Límites de deflexión para perfiles de cerramiento

Tipo de elemento	Condición de carga		
	L	D+L	W
Miembro que soportan techo quebradizo	$B/360$	$B/240$	$B/360$
Miembro que soportan techo flexible	$B/240$	$B/180$	$B/240$
Pared exterior que soporta cerramiento flexible	-	-	$B/120$

Nota: Esta tabla muestra los límites de deflexión aplicable a perfiles de cerramiento para distintas condiciones de cargas de servicio. Fuente: ICC (2015).

2.1.6. Análisis sísmico

El análisis sísmico se realiza de acuerdo con los lineamientos de la norma técnica de diseño sismo-resistente E0.30. Esta, establece la metodología para determinar los parámetros necesarios para realizar el análisis estático o un análisis dinámico modal espectral de una estructura, además de los criterios para evaluar los resultados obtenidos.

2.1.6.1. Análisis sísmico estático. Este método consiste en representar las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Se utiliza para estudiar estructuras regulares y bajo ciertas restricciones establecidas en la norma.

La fuerza cortante total en la base de la estructura V , se calcula según la ecuación 2.6, donde el parámetro coeficiente de reducción, R , dependerá del sistema estructural usado que podría ser diferente para las distintas direcciones de análisis consideradas, generándose más de un caso de carga.

$$V = \frac{ZUCS}{R}P \quad (2.6)$$

Donde:

Z	Factor de zona
U	Factor de uso
C	Coeficiente de reducción
S	Factor de suelo
R	Factor de reducción
P	masa sísmica

Para considerar el sismo en la dirección vertical se considera una fracción del peso sísmico.

$$F_z = \frac{2}{3}ZUSP \quad (2.7)$$

2.1.6.2. Zonificación. Se divide el territorio en 4 zonas de acuerdo a características generales de los movimientos sísmicos. En la figura 2.3 se define el coeficiente sísmico Z para cada una de estas zonas.

Figura 2.3.

zonificación y factor de zona



Zona	Factor "Z"
1	0,1
2	0,25
3	0,35
4	0,45

Nota: La figura muestra las zonificación del territorio y los factores de zona correspondientes.
Fuente: MVCS (2019).

2.1.6.3. Perfil de suelo. El tipo de suelo es determinado mediante un estudio de mecánica de suelos, con el cual se define parámetros como el factor de suelo, el periodo corto y periodo largo del suelo mostrados en la tabla 2.6.

Tabla 2.6.

Factores de suelo S y Periodos corto y largo de sismo

Tipo de suelo		S_0	S_1	S_2	S_3
		Roca dura	Rígido	Intermedio	Blando
Factores de suelo	Zona 1	0,8	1,0	1,6	2,0
	Zona 2	0,8	1,0	1,2	1,4
	Zona 3	0,8	1,0	1,15	1,2
	Zona 4	0,8	1,0	1,05	1,10
Periodo corto	$T_P(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
Periodo largo	$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota: La tabla muestra parámetros sísmicos relacionados con el tipo de suelo. Fuente: MVCS, (2019)

2.1.6.4. Masa sísmica. El peso a considerar para el cálculo de la carga sísmica consiste en la carga muerta adicionado al 50% de la carga viva que puede reducirse hasta el 25% de para el caso de edificaciones comunes.

2.1.6.5. Factor de amplificación sísmica C . Este factor se interpreta como el factor de ampliación de la aceleración de la estructura respecto de la aceleración en el suelo. Con las expresiones mostradas en la ecuación 2.8, se calcula este coeficiente en función del periodo de vibración de la estructura T .

$$C = \begin{cases} 2,5 & \text{Para } T < T_p \\ 2,5 \frac{T_p}{T} & \text{Para } T_p < T < T_L \\ 2,5 \frac{T_L T_p}{T^2} & \text{Para } T > T_L \end{cases} \quad (2.8)$$

2.1.6.6. Coeficiente de reducción. El coeficiente de reducción, R , dependerá del tipo de estructura y la dirección de análisis considerado. Se determina de acuerdo a la tabla 2.7 y es afectado por factores de irregularidad en planta I_p y el factor de irregularidad en altura I_a . Estos coeficientes toman como valor máximo de la unidad para el caso estructuras regulares.

$$R = R_o I_p I_a \quad (2.9)$$

Tabla 2.7.

Coeficiente básico de reducción

Sistema estructural de acero	Coeficiente básico de reducción R
Pórtico especial resistente a momento (SMF)	8
Pórtico intermedio resistente a momento (IMF)	5
Pórtico ordinario resistente a momento (OMF)	4
Pórtico especial concéntricamente arriostrado (SCBF)	7
Pórtico ordinario concéntricamente arriostrado (OCBF)	4
Pórtico excéntricamente arriostrado (OCBF)	8

*Nota: La tabla muestra los coeficientes de reducción básica según el tipo de sistema estructural.
Fuente: MVCS (2019).*

2.1.6.7. Categoría de edificación. La categoría de edificación se refiere a la aplicación e importancia de la estructura, la cual definirá el tipo de sistema estructural permitido a considerar en un proyecto de construcción y el coeficiente de factor de uso, U , para el cálculo de cargas sísmicas.

Tabla 2.8.

Categoría de edificación, factor de uso y sistema estructural

Categoría	Factor U	Zonificación	Sistema estructural
A1	1,5	4; 3	Aislamiento sísmico.
Edificación esencial		2; 1	Estructura de acero SCBF, EBF.
A2	1,5	1	Cualquier sistema.
Edificación esencial		4; 3; 2	Estructura de acero SCBF, EBF.
B	1,3	1	Cualquier sistema.
Edificación importante		4; 3; 2	Estructura de acero SMF, IMF, SCBF, OCBD, EBF.
C	1	1; 2; 3; 4	Cualquier sistema.
Edificación común			

Nota: La tabla muestra el sistema estructural apropiado para cada tipo de zonificación y aplicación.

Fuente: MVCS (2019).

2.1.6.8. Análisis sísmico dinámico. Este tipo de análisis toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta, esto con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas.

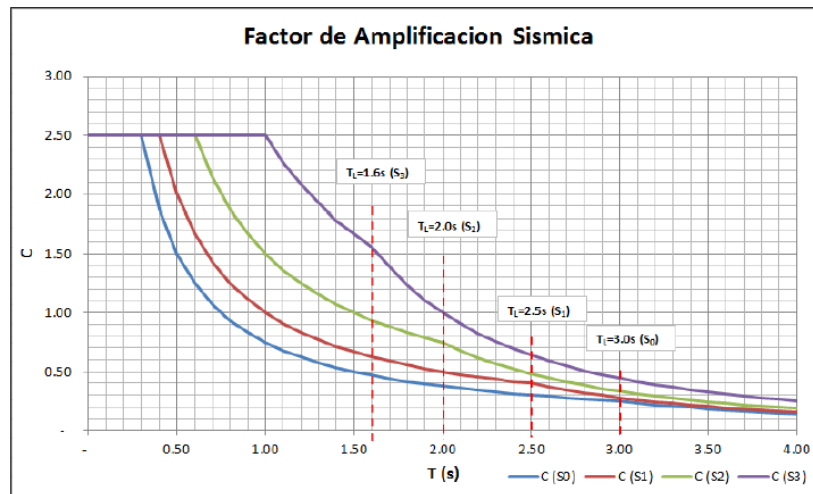
El espectro inelástico de aceleraciones se obtiene a partir de la ecuación 2.10, tomando en cuenta los parámetros definidos anteriormente para cada dirección de análisis.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.10)$$

Para considerar el sismo en la dirección vertical se usa los 2/3 de los espectros considerados para las fuerzas horizontales.

Figura 2.4.

Factores de amplificación sísmica



Nota: Variación de factores de amplificación según tipo de suelo. Fuente: MVCS (2019).

2.1.6.9. Verificación de derivas. Las derivas se obtienen de acuerdo a la ecuación 2.11, donde, el factor K que toma el valor de 0,75 para el caso de una estructura regular y 1,0 para estructuras irregulares.

$$\varepsilon = KR \frac{\delta}{H} \quad (2.11)$$

Donde:

δ Desplazamiento lateral

H Altura de la estructura

Se considera también con límites de deriva dependen del tipo de construcción y se muestran en la tabla 2.9.

Tabla 2.9.

Límites de deriva para distintos materiales

Material	Deriva
Concreto	0,007
Acero	0,01
Madera	0.01

Nota: La tabla muestra los valores límites para derivas según tipo de construcción. Fuente: MVCS (2019)

2.1.7. Diseño de estructuras de acero

En esta sección se considerará el cálculo de la resistencia de diseño de los miembros de la estructura y se hará referencia estrictamente a lo indicado por AISC (2022) en las especificaciones de construcción en acero AISC A360, el cual brinda expresiones matemáticas para definir las resistencias de diseño de acuerdo a la naturaleza de la carga y el tipo de estado límite de resistencia, el cual depende del tipo de sección definido por la relación ancho espesor de las placas.

2.1.7.1. Diseño a tensión. Según Vinnakota (2006), un elemento a tensión es aquel que está sometido a cargas axial directa que tienen a alargar el miembro. La resistencia de diseño a tensión de un elemento se calcula con las ecuaciones 2.12 y 2.13 considerando los límites de resistencia indicados:

La fluencia en tensión respecto a la sección bruta

$$T_d = 0,9F_y A_g > T_r \quad (2.12)$$

La fractura en tensión respecto a la sesión neta.

$$T_d = 0,75F_u A_n > T_r \quad (2.13)$$

2.1.7.2. Diseño a compresión. Vinnakota (2006) denomina columna a un miembro estructural utilizado para transmitir cargas de compresión a lo largo de su eje axial. En la ecuación 2.16 gobierna el pandeo de una columna cargada axialmente, donde el esfuerzo crítico F_{cr} , depende del estado límite a considerar, que, a su vez, depende de la relación ancho espesor λ de los elementos que la conforman la sección, ver anexo B. El factor de resistencia adopta el valor de $\phi = 0,9$.

Esfuerzo de pandeo elástico

$$F_e = \frac{E\pi^2}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (2.14)$$

Esfuerzo critico de pandeo

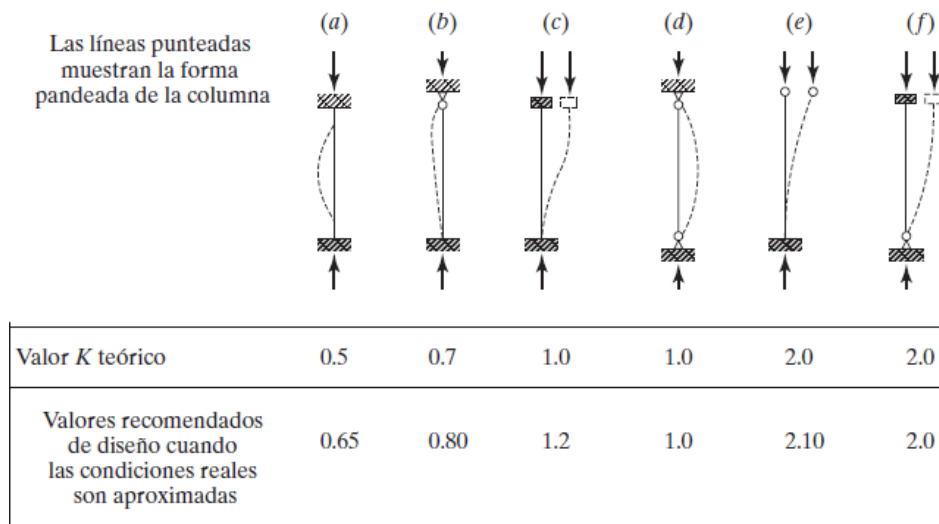
$$F_{cr} = \begin{cases} (0,658^{\frac{F_y}{F_e}})F_y & \text{Para } 2,25 > \frac{F_e}{F_y} \\ 0,877F_e & \text{Para } 2,25 < \frac{F_e}{F_y} \end{cases} \quad (2.15)$$

Resistencia de diseño

$$P_d = \phi F_{cr} A_g > P_r \quad (2.16)$$

En la figura 2.5 se muestran los diferentes coeficientes de pandeo k a considerar en el análisis, sus valores dependen de la conexión en los extremos.

Figura 2.5.
Coeficiente de pandeo



Nota La figura muestra los coeficientes de pandeo según la condición en los apoyos de una columna.
Fuente: McCormac & Csernak (2010)

De la ecuación 2.14, queda claro que en el análisis deberá considerarse la dirección de pandeo en la que se tenga la mayor relación de esbeltez, kL/r . AISC (2022) recomienda no exceder su valor a 200, exceder este valor podría traer como consecuencia deflexiones excesivas y vibraciones.

2.1.7.3. Diseño a flexión. Vinnakota (2006) define a una viga es un elemento diseñado para soportar cargas transversales y transferirlas a sus apoyos.

Para calcular la carga nominal deberá tenerse en cuenta el tipo de perfil y los límites de resistencia a considerar, tales como el pandeo global, el pandeo local y pandeo lateral torsional. Cada uno de estados límites dependerá de la clasificación de un perfil de acuerdo a la relación ancho espesor λ de los elementos que la conforman, ver anexo B.

Se definen a continuación, las expresiones para calcular el momento de diseño M_d para el caso de un perfil doble T simétrica y compacta. El factor de resistencia adopta el valor $\phi = 0,9$.

$$M_d = \phi M_n > M_r \quad (2.17)$$

Estado límite de fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (2.18)$$

Esta ecuación también es aplicable para el caso de perfiles de tubos cuadrados compactos y perfiles compactos con un solo eje de simetría y flexionados respecto al eje perpendicular al eje de simetría.

Estado límite de pandeo lateral torsional para vigas

$$M_n = \begin{cases} M_p = F_y Z & L_b < L_p \\ C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] & L_p < L_b < L_r \\ C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} & L_b > L_r \end{cases} \quad (2.19)$$

En las expresiones L_b es la longitud no arriostrada del miembro definida como distancia entre puntos restringidos al giro o al desplazamiento del ala comprimida y L_p es la longitud no soportada lateralmente máxima que permite que una viga alcance el momento plástico definida según la ecuación 2.18.

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{E/F_y} \quad (2.20)$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{E}{0,7F_y}\right)}} \quad (2.21)$$

2.1.7.4. Diseño a flexo-compresión. Cuando miembros como columnas o vigas están sometidas a flexión y compresión al mismo tiempo, se deberá considerar el efecto de ambos.

En la ecuación 2.22 se muestra ecuaciones para determinar la demanda de carga, IDC , para miembros a flexo compresión. Estas expresiones dependen de la relación entre carga de compresión de diseño y la carga de compresión requerida.

$$IDC = \begin{cases} \frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{P_{dx}} + \frac{P_{rx}}{P_{dy}} \right) < 1,0 & \text{para } \frac{P_r}{P_d} > 0,2 \\ \frac{P_r}{2P_d} + \left(\frac{M_{rx}}{P_{dx}} + \frac{P_{ry}}{P_{dy}} \right) < 1,0 & \text{para } \frac{P_r}{P_d} < 0,2 \end{cases} \quad (2.22)$$

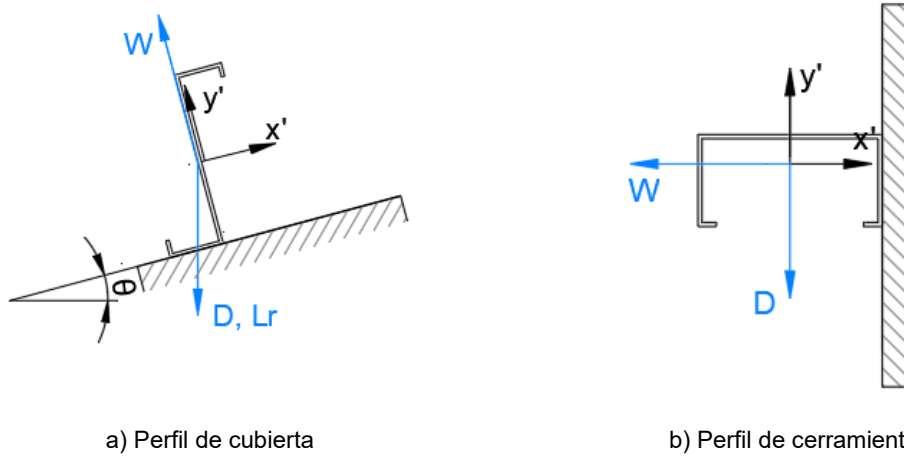
2.1.8. Diseño de perfiles conformados en frio

A diferencia de lo perfiles estructurales usualmente usados en construcción, estos perfiles se obtienen de planchas de bajo espesor que se someten a procesos de conformado a temperatura ambiente. Prado (2014) resalta la buena resistencia de estos perfiles para considerables relaciones ancho espesor, por lo que resultan importantes en las aplicaciones de miembros que requieran una buena relación peso-resistencia como es el caso de los perfiles de cubierta o cerramientos de edificios industriales.

Para el análisis de este tipo de perfiles podemos recurrir a AISI (2016) en las especificaciones de diseño de elementos conformados en frio AISI S100, donde se describen los métodos para estimar resistencia de diseño relacionado con los diferentes tipos de estados límites.

Figura 2.6.

Disposición de perfiles de cerramiento



Nota: En la figura se muestra los perfiles de cerramiento y las cargas de diseño a considerar en su diseño. Estas cargas deberán ser descompuestas en la dirección de los ejes locales x' e y' .

2.1.8.1. Diseño a flexión. Se consideran el estudio de correas de techo y largueros de muros en los que predominan las cargas de flexión, por lo que el límite de resistencia a considerar es el menor valor entre la carga de flexión para el pandeo global M_{ne} , la carga a flexión para el pandeo local y la carga a flexión para el pandeo distorsional. El resultado se multiplica por el factor de resistencia $\phi = 0,9$.

$$M_d = \phi M_{ne} > M_r \quad (2.23)$$

A continuación, se tienen las expresiones para los cálculos de la carga de diseño a flexión para el límite de pandeo global lateral torsional, la cual tiene importancia en secciones abiertas, tales como los canales atiesados, que tienen inestabilidad lateral y torsional debido a que el centro de gravedad no coincide con el centro de corte por lo que tienden a torcerse. El momento nominal se calcula con la ecuación 2.26.

Esfuerzo critico elástico

$$F_{cre} = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad 2,78 F_y > F_{cre} > 0,56 F_y \quad (2.24)$$

Esfuerzo critico

$$F_n = \begin{cases} F_y & F_{cre} > 2,78F_y \\ \frac{10}{9}F_y(1 - \frac{10F_y}{36F_{cre}}) & 2,78F_y > F_{cre} > 0,56F_y \\ F_{cre} & F_{cre} < 0,56F_y \end{cases} \quad (2.25)$$

Momento de diseño

$$M_{ne} = S_f F_n \quad (2.26)$$

2.1.8.2. Diseño a flexión combinada. Cuando el perfil es sometido a cargas de flexión en los dos ejes, los momentos máximos requeridos M_r deberá verificarse con la siguiente inecuación donde

$$IDC = \frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} < 1,0 \quad (2.27)$$

2.1.9. Análisis por el método de rigidez

El método de rigidez es una técnica de análisis que se utiliza para determinar las deformaciones y las fuerzas en una estructura. Se basa en la descomposición de la estructura en elementos rígidos conectados mediante articulaciones o uniones. Cada elemento rígido se modela utilizando una matriz de rigidez que relaciona las fuerzas y los desplazamientos en ese elemento. (Rupay et al., 2023).

Para resolver una estructura mediante el método de rigidez se consideran los siguientes pasos:

- Enumeración de nudos, barras y grados de libertad.
- Determinación de propiedades de las barras.
- Calculo de las matrices de rigidez individuales.
- Ensamble de la matriz de rigidez global.
- Definición del sistema de ecuaciones y condiciones de contorno.
- Resolución del sistema de ecuaciones.

2.1.9.1. Ecuación de equilibrio. Se desarrolla la ecuación de equilibrio para una barra de un pórtico mostrada en la figura 2.7, en donde se aprecia, en los extremos, los grados de libertad apropiados para el estudio de un pórtico plano.

$$f' = k'd' \quad (2.27)$$

$$\begin{bmatrix} f'_a \\ f'_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k'_{aa} & k'_{ab} \\ k'_{ba} & k'_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_a \\ d'_b \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

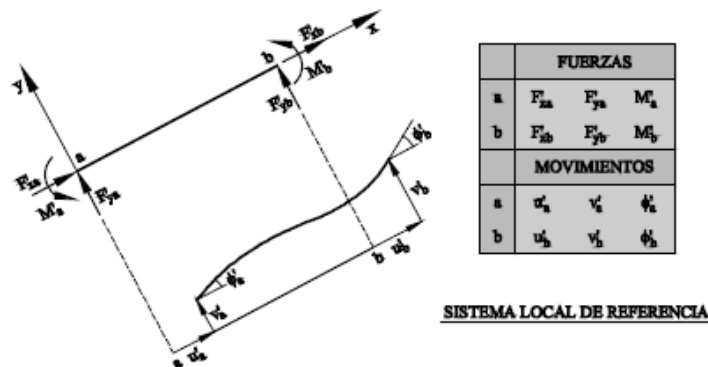
A continuación, se definen los vectores de cargas, f , y desplazamiento, d , así como también los componentes de la matriz de rigidez, k' .

$$f'_a = \begin{bmatrix} F'_{xa} \\ F'_{ya} \\ F'_{za} \end{bmatrix} \quad f'_b = \begin{bmatrix} F'_{xb} \\ F'_{yb} \\ F'_{zb} \end{bmatrix} \quad d'_a = \begin{bmatrix} u'_a \\ v'_a \\ \phi'_a \end{bmatrix} \quad d'_b = \begin{bmatrix} u'_b \\ v'_b \\ \phi'_b \end{bmatrix}$$

$$k'_{aa} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad k'_{ba} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$k'_{bb} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad k'_{ab} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Figura 2.7.
Designación de fuerzas y movimientos en los nodos de una barra



Nota: La figura muestra las cargas y desplazamiento de una barra respecto al sistema de coordenadas locales.
Fuente: Blanco et al. (2015).

2.1.9.2. Matriz de rigidez global. Una estructura se representa mediante una matriz de rigidez global, la cual se obtiene mediante el ensamblaje de las matrices de rigidez individuales de sus componentes teniendo en consideración el equilibrio de fuerza y momentos sobre cada nodo de la estructura.

En la ecuación 2.30 se muestra el ensamblaje de una matriz de rigidez global para el caso de un pórtico de 3 barras mostrada en la figura 2.8, a partir de las matrices de rigideces de las barras individuales definidas en el sistema de coordenadas global.

$$K = \begin{bmatrix} k_{A_{21}} & k_{A_{22}} + k_{B_{33}} & k_{B_{23}} & 0 \\ 0 & k_{B_{32}} & k_{B_{22}} + k_{C_{33}} & k_{C_{34}} \\ 0 & 0 & k_{C_{43}} & k_{C_{22}} + k_{D_{33}} \\ 0 & 0 & 0 & k_{D_{54}} \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

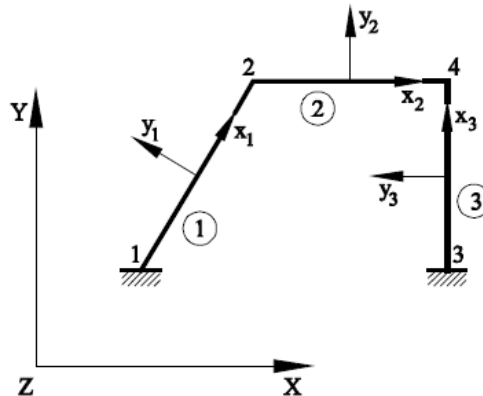
Para el caso de una matriz de rigidez, como cualquier variable ya sea carga o desplazamiento, es posible puede cambiar el sistema de coordenadas que forma un ángulo θ con la horizontal, mediante la ecuación 2.31 y el uso de la matriz de transformación T .

$$K = T k T^T \quad (2.31)$$

$$T = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta & 0 \\ \sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

Figura 2.8.

Definición de geometría y sistemas de referencias globales y locales



*Nota: La figura muestra la identificación de nodos y barras de un pórtico para realizar el análisis matricial.
Fuente: Blanco et al. (2015).*

Se establece de este modo un sistema de ecuaciones que en su forma matricial compacta se muestra en la ecuación 2.29.

$$f = Kd \quad (2.29)$$

Donde:

- f vector global de las fuerzas exteriores
- K matriz global de rigidez de la estructura
- d vector global de movimientos en los nudos

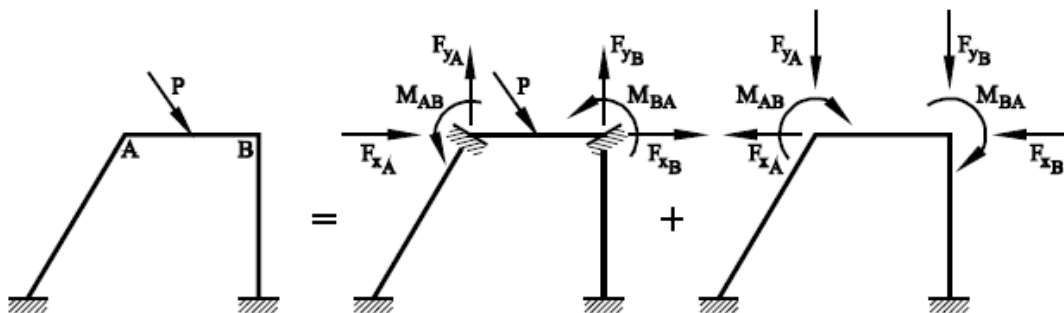
2.1.9.3. Tratamiento de cargas. Según Blanco et al. (2015), una estructura puede analizarse bajo dos estados de carga que pueden estudiarse por separado, tal como se aprecia en la figura 2.9, donde observa que la suma de las cargas de ambos estados da el estado original de la estructura. Se aplica el principio de superposición para realizar el cálculo de deformaciones y cargas internas.

En el estado I, denominado empotramiento perfecto, cada pieza se estudia por separado determinándose reacciones en los nodos.

En el estado II se aplica, sobre la estructura, las reacciones determinadas del estado anterior resolviéndose, mediante cálculo matricial, las deformaciones.

Figura 2.9.

Estados de carga actuante sobre la estructura



Nota: La figura muestra los estados de carga considerados para la resolución de un pórtico.
Fuente: Blanco et al. (2015).

2.1.9.4. Limitaciones del método. El método de rigidez asume que los elementos son sólidos rígidos y no considera efectos como flexibilidad o deformaciones localizadas. Rupay et al. (2023) considera que este método no es adecuado para la resolución de estructuras con elementos flexibles o que experimenten grandes deformaciones.

2.1.10. Diseño de placa base

Para el cálculo de placas base se tomará como referencia la guía de diseño de placas y anclajes de Fisher & Kloiver (2006), esta guía muestra criterios básicos para dimensionar placas base, placas de corte y anclajes de cimentaciones.

2.1.10.1. El esfuerzo de aplastamiento del concreto. Está limitado por la relación entre las áreas de la cimentación y de la placa base según la ecuación 2.33 donde el factor de resistencia del concreto a compresión ϕ_c toma el valor de 0,65.

$$\begin{aligned}
 f_{p(max)} &= \phi_c(0,85f'_c) & \text{Para } A_2 = A_1 \\
 f_{p(max)} &= \phi_c(0,85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} & \text{Para } 1 < \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 2 \\
 f_{p(max)} &= \phi_c(0,85f'_c)2 & \text{Para } \frac{A_2}{A_1} < 4
 \end{aligned} \tag{2.33}$$

Se define excentricidad e como la relación entre momento flector y carga axial aplicada.

$$e = \frac{M_r}{P_r} \tag{2.34}$$

2.1.10.2. Excentricidad de placa. La guía establece la forma de calcular el espesor mínimo de plancha dependiendo de la magnitud de este parámetro comparado con la excentricidad crítica e_{cri} , estableciéndose dos casos de estudio.

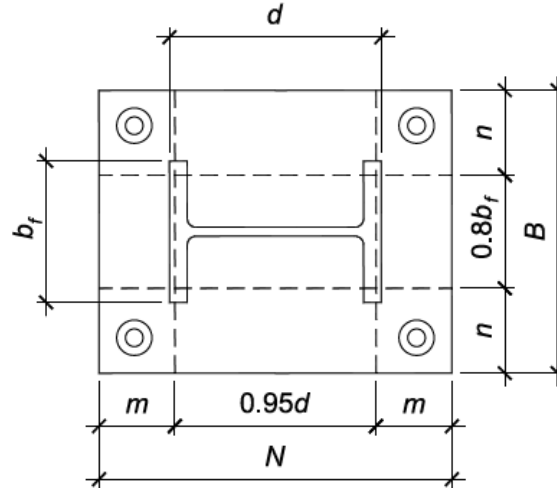
$$e_{cri} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \tag{2.35}$$

$e < e_{cri}$ Placa base sometida a pequeños momentos flectores

$e > e_{cri}$ Placa base sometida a grandes momentos flectores

Figura 2.10.

Esquema de plancha base típica



Nota: Adaptado de la guía de diseño de placas base. (Fisher & Kloiver, 2006)

2.1.10.3. Placa base sometida a pequeños momentos flectores. Para el cálculo de espesor requerido en el caso de grandes excentricidades, se usarán las siguientes ecuaciones.

$$t_{p1} = \begin{cases} 1,5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} & \text{Para } Y > m \\ 2,11 \sqrt{\frac{f_p Y (m - \frac{Y}{2})}{F_y}} & \text{Para } Y < m \end{cases} \quad (2.36)$$

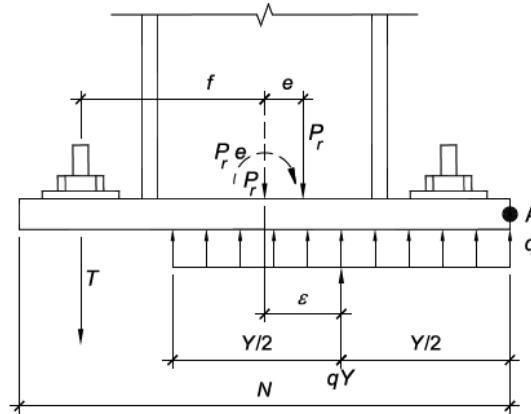
Donde:

$$Y = N - 2e$$

$$f_p = \frac{P_r}{BY}$$

Figura 2.11.

Placa base con pequeños momentos flectores



Nota: Adaptado de la guía de diseño de placas base. (Fisher & Kloiver, 2006)

2.1.10.4. Placa base sometida a grandes momentos flectores. Para el cálculo de espesor requerido en el caso de grandes excentricidades, se usarán las siguientes ecuaciones tomando como estado límite la porción de la placa sometida a compresión y la porción sometida a tensión.

Calculo del espesor teniendo en cuenta el tramo de la placa sometida a compresión

$$t_{p2} = \begin{cases} 1.5m \sqrt{\frac{f_{p_{max}}}{F_y}} & \text{Para } Y > m \\ 2.11 \sqrt{\frac{f_{p_{max}} Y (m - \frac{Y}{2})}{F_y}} & \text{Para } Y < m \end{cases} \quad (2.37)$$

Donde:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P(e + f)}{q_{max}}}$$

$$q_{max} = f_{p_{max}} B$$

Calculo de espesor teniendo en cuenta el tramo de la placa sometida a tensión

$$t_{p2} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} \quad (2.38)$$

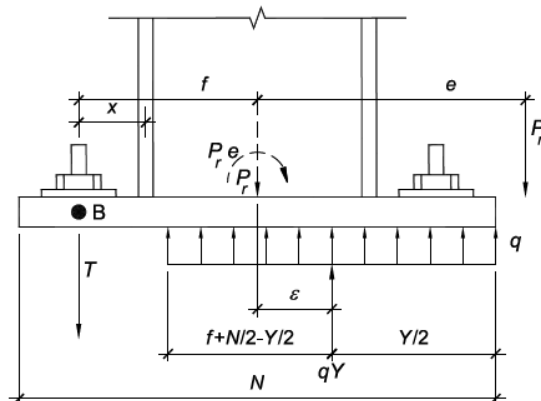
Donde

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$$

Finalmente, el espesor requerido será el mínimo entre los valores t_{p1} y t_{p2} .

Figura 2.12.

Placa base con grandes momentos flectores



Nota: Adaptado de la guía de diseño de placas base (Fisher & Kloiver, 2006)

2.2. Marco conceptual

Cargas de servicio. Conjunto de cargas que se espera que ocurran durante el tiempo de vida útil de la edificación.

Cortante basal. Carga lateral aplicada a una estructura debida a un sismo y que es transmitida a su cimentación.

Deflexión. Grado de deformación que sufre un miembro estructural debido a la acción de una carga de servicio.

Deriva. Relación entre desplazamiento lateral relativo y la altura de un miembro vertical, debido a una acción de una carga lateral como aquella debida a un sismo o al viento.

Estado límite. Condición a partir de la cual una estructura o uno de sus componentes fallan.

Índice demanda de carga. Indicador que expresa la proporción entre la carga demandada a un miembro de una estructura y la resistencia de diseño del elemento. Debe tener un valor menor a la unidad para un diseño seguro.

Margen de deflexión. Indicador que expresa la proporción entre la deflexión calculada y la máxima deflexión permisible. Debe tener un valor menor a la unidad.

Metrado. Acción de medir las cantidades de los materiales de fabricación necesarios para ejecutar un proyecto de construcción.

Optimización. Capacidad de resolver un problema de la manera más eficiente utilizando menos recursos.

Resistencia de diseño. Resistencia nominal de un miembro estructural afectada por un factor de reducción que permite considerar incertidumbres debidas a la geometría de los elementos, aplicación de las cargas propiedades del material, etc.

Sistema estructural. Es un conjunto de elementos de una estructura vinculados entre sí para transmitir cargas a la cimentación.

Capítulo III: Desarrollo del trabajo de investigación

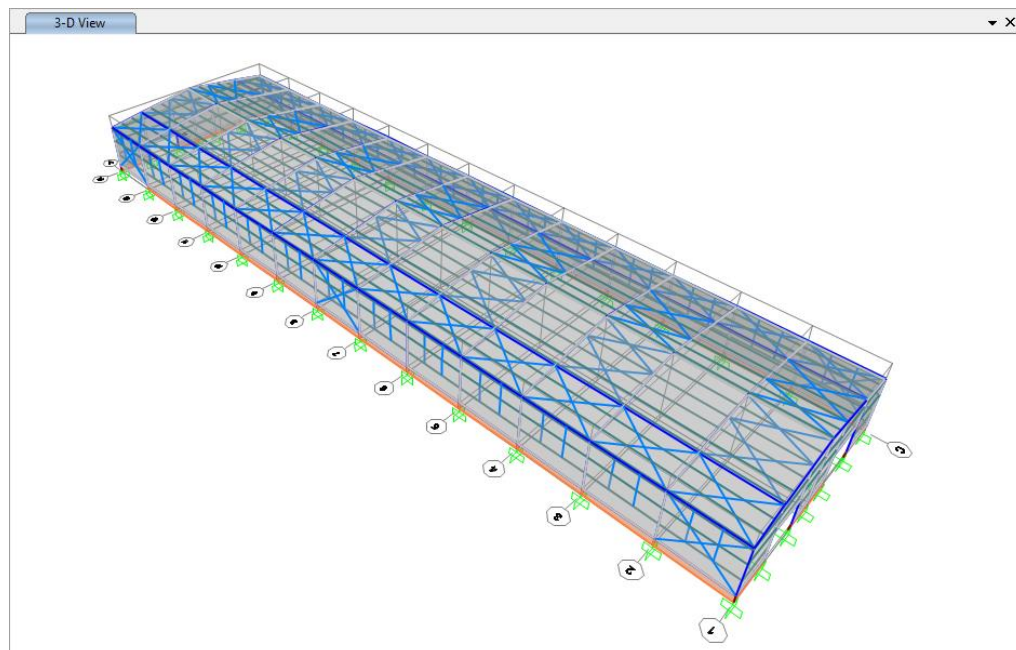
3.1. Descripción del proyecto

La construcción está ubicada sobre un terreno de 3720 m^2 (31 m de ancho y 120 m de largo) y está destinada a una línea de producción y distribución de bebidas, por lo que se plantea el diseño de una nave industrial cuya estructura consta de pórticos con techo a dos aguas con una pendiente de 15%. Estos pórticos tendrán una altura máxima de 11 m en la cumbre.

Como es usual en este tipo de construcciones, se consideran pórticos transversales con conexiones resistentes a momento y pórticos laterales con arriostramientos concéntricos. En la cara frontal y posterior de la estructura se tendrán los accesos principales.

Para la cobertura se considera en aluzinc pre-pintado tanto para cerramiento como para cobertura.

Figura 3.1.
Vista isométrica de la estructura de la nave industrial



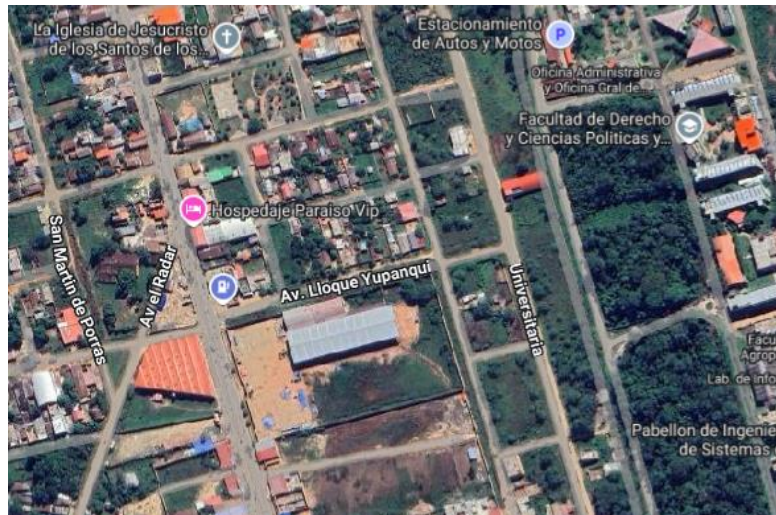
Nota: La figura muestra una vista isométrica de la estructura con la disposición de los elementos.

3.1.1. Ubicación geográfica

La construcción está ubicada dentro de la planta industrial embotelladora, en la ciudad de Pucallpa, distrito de Calleria, provincia de coronel portillo, departamento de Ucayali. Este dato es importante para definir parámetros de diseño para el cálculo de cargas sísmicas y de viento. En la figura 3.2 se observa un croquis de la ubicación real de la nave industrial.

Figura 3.2.

Ubicación geográfica del proyecto



Nota: Se muestra la localización del proyecto de construcción tomado como referencia (8°23'54.6"S 74°34'48.9"W). Fuente: Googlemaps.com

3.1.2. Materiales de fabricación

A continuación, se muestran los materiales propuestos para el diseño de la nave industrial y las propiedades mecánicas a considerar en el diseño.

- **Acero**

La estructura estará constituida de perfiles de acero ASTM-A36 o materiales similares. En la tabla 3.1 se muestran las propiedades mecánicas más relevantes.

- **Cobertura**

Tanto el cerramiento como en la cubierta estarán compuestas de planchas TR4 de aluzinc pre-pintado y 0,4 mm de espesor cuyo peso unitario es 5,0 kg/m².

Tabla 3.1.

Propiedades mecánicas del acero

Propiedad	ASTM-A36
Densidad	$\rho = 7,853 \text{ kg/cm}^3$
Esfuerzo de fluencia	$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo ultimo de tensión	$F_u = 4077 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Nota: La tabla muestra las propiedades más importantes del material propuesto para el diseño de miembros estructurales de la estructura de la nave industrial.

- **Pintura**

Como recubrimiento de las estructuras, se considera la aplicación de una capa base de 4 mils de EPS con primer Epoxy modificado a base de resinas Epoxy Poliamida Amina, y una capa de acabado de 4 mils de EPS con pintura de recubrimiento de altos sólidos a base de resinas Epoxi Poliamida Amina.

3.1.3. Consideraciones sísmicas

Con el fin realizar un análisis sísmico a la estructura se definen los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico, los cuales se muestran en la tabla 3.2. Respecto al tipo de suelo, este fue definido resultados de un estudio de mecánica de suelos realizado en el lugar de instalación.

Tabla 3.2.

Parámetros sísmicos del proyecto

Parámetro sísmico	Valor
Zonificación	Zona 2
Factor de Zona	$Z = 0,45$
Tipo de suelo	S2
Tipo de edificación	C (Uso industrial)
Sistema estructural permitido	OMF y OCBF (No hay restricción)
Deriva máxima permitida	0,01

Nota: En la tabla se muestran los datos iniciales para realizar el análisis sísmico de la estructura.

3.1.4. Normas de referencia

Para el cálculo y diseño de la estructura se consideró la aplicación de las siguiente normas internacionales y nacionales.

3.1.4.1. Normas nacionales

RNE E.020 – Cargas de diseño. En ella se encuentran las consideraciones que deben tenerse en cuenta para estimar las cargas básicas necesarias para realizar el diseño de una estructura.

RNE E0.30 – Diseño sismo resistente. Establece las consideraciones a tener en cuenta al realizar el diseño sísmico de una estructura. Proporciona, además, la metodología para determinar los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico de una estructura y los valores máximos admisibles de las derivas resultantes.

3.1.4.2. Normas internacionales

AISC A360 - Especificaciones para construcción en acero. Proporciona la base teoría necesaria para el diseño estructural en edificaciones de acero mediante el cálculo de las resistencias de diseño de miembros estructurales y conexiones teniendo en consideración el métodos de diseño por factor de cargas de resistencia (LRFD) y el metodo de diseño por esfuerzos admisibles (ASD).

AISI S100 - Especificaciones para diseño de perfiles conformados en frio. Proporciona la base teoría necesaria para el diseño de perfiles conformados en frio mediante el cálculo de las resistencias de diseño de miembros.

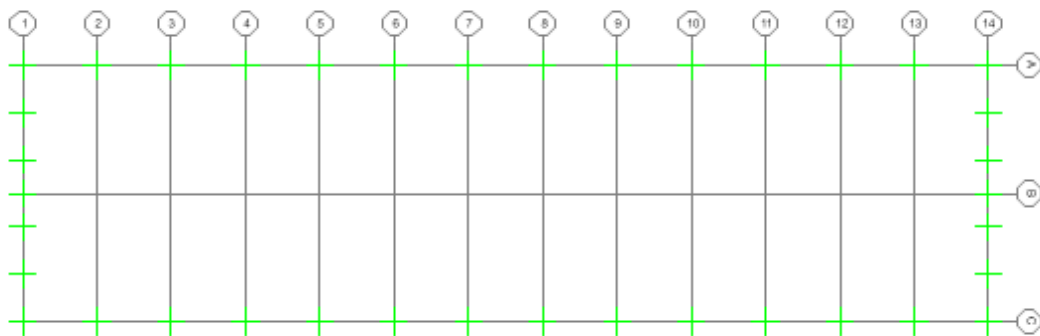
3.1.5. Sistema estructural

3.1.5.1. Cimentación. Las cimentaciones de los pórticos principales están constituidas por zapatas y vigas de cimentación, que se conectan con la estructura mediante pedestales de sección rectangular y 1,0 m de altura. Por otro lado, las cimentaciones de las columnas secundarias cuentan con planchas base ubicados por debajo del nivel de la losa.

En la figura 3.3 se muestran las posiciones de las cimentaciones lográndose apreciar la disposición de los pórticos y las luces que deberán cubrir las vigas de techo.

Figura 3.3.

Vista de planta de placas base



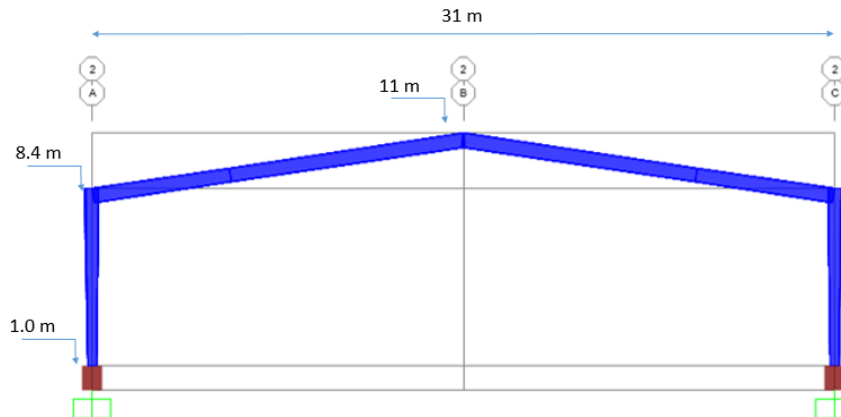
Nota: En la figura se muestra la vista de planta con la disposición de las columnas de la estructura.

3.1.5.2. Pórtico interno. En cada pórtico se tienen dos columnas fabricadas en perfiles doble T, las cuales están conectadas a los pedestales mediante planchas base sujetadas con tuercas a pernos de anclaje rectos preinstalados. Las dimensiones generales del pórtico se muestran en la figura 3.4.

El techo de cada pórtico contiene dos vigas de perfil doble T unidas mediante conexiones rígidas a las columnas. Debido a sus longitudes, estas vigas se dividen en tramos más pequeños para ser acopladas en campo mediante placas de empalme empernadas, facilitando de esta forma el transporte y el montaje.

Figura 3.4.

Vista de elevacion de portico interno de la estructura



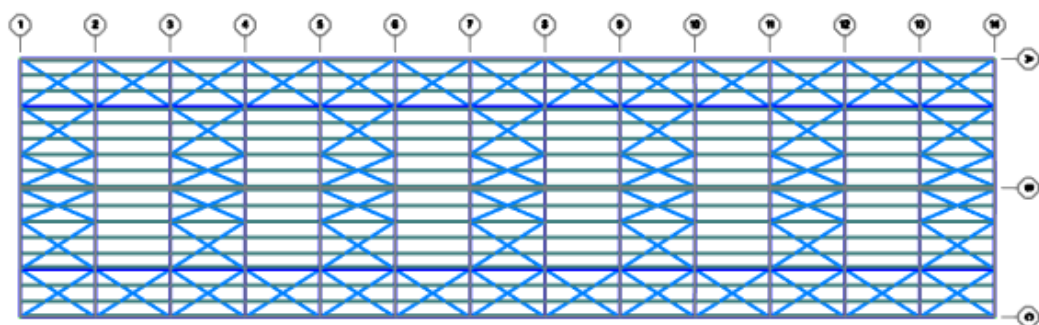
Nota: Se muestra la vista frontal de un pórtico interno típico de la disposición de columnas y vigas.

3.1.5.3. Techo y cubierta. Para el soporte de la cubierta, se consideran perfiles zeta conformados en frio, esto debido a su buena relacion resistencia peso. Estos elementos van uniformemente distribuidos de acuerdo a la capacidad de carga de la cubierta. Para el reforzamiento de estos perfiles se usan varillas lisas como templadores en la direccion transversal con el fin de reducir la longitud no arriostrada y aumentar su resistencia al la flexion.

Debido a la magnitud de la luz a cubrir se considera conveniente colocar suples en los extremos de cada vigueta con las finalidad de tratarlos como vigas continuas reduciendo los momentos flectores y deflexiones. Aademás, se colocan arriostres en el techo con el fin de aumentar la rigidez y asegurar el soporte lateral de las vigas

Figura 3.5.

Vista de planta de techo de la estructura



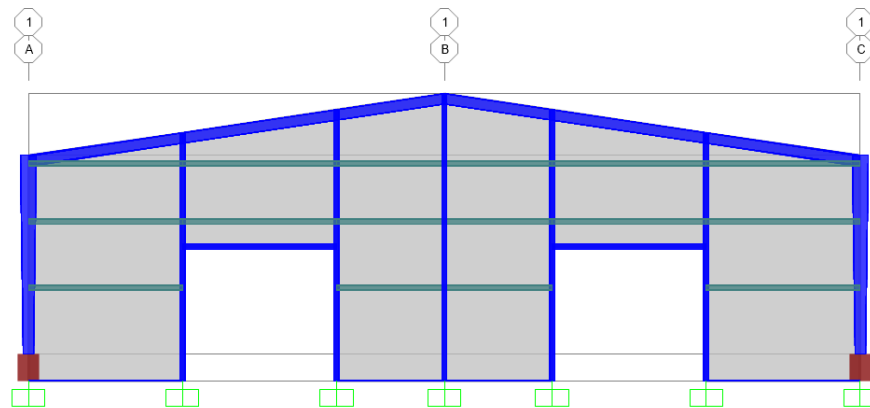
Nota: Se muestra una vista de planta del techo de la estructura con la disposición de arriostres y correas.

3.1.5.4. Pórtico de fachada. Se mantiene la configuración de los pórticos interiores y se adiciona columnas intermedias hechas a base de tubos rectangulares sobre los que se apoyaran los largueros de muro y los dinteles de los accesos, tal como se aprecia en la figura 3.6.

Los largueros de muro, sobre los que se fijan los paneles de cerramiento de fachada, constan en canales “C” de alas atiesadas reforzadas transversalmente con templadores en barra redonda lisa con el fin de aumentar resistencia la flexión.

Figura 3.6.

Vista de elevacion de cerramiento frontal



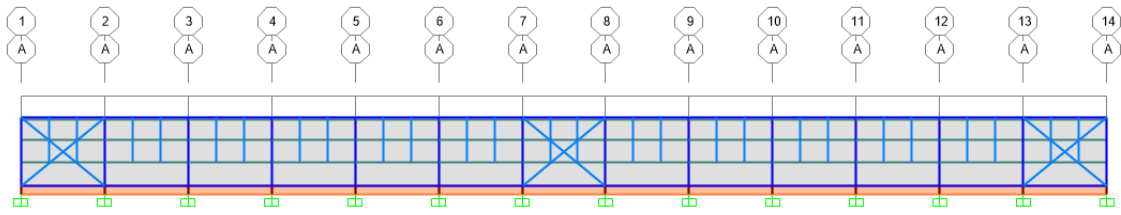
Nota: Se muestra la vista de elevación de uno de los pórticos de fachada y la disposición de sus elementos.

3.1.5.5. Cerramiento lateral. La estructura del cerramiento lateral está compuesta de vigas de alero y arriostres, fabricados con tubos cuadrados y barras redondas lisas respectivamente. Estos perfiles se conectarán la columna de los pórticos mediante conexiones empernadas tal como se aprecia en la figura 3.7. La función de estos elementos es dar estabilidad a estructura frente a cargas laterales como viento y sismo.

Los perfiles de cerramiento, sobre lo que se fijaran los paneles de cerramiento, constan de perfiles del mismo que tipo que los considerados en el cerramiento frontal, canales “C” de alas atiesadas conformados en frio reforzadas transversalmente con varillas lisas.

Figura 3.7.

Vista de elevacion de cerramiento lateral



Nota: Se muestra la vista de elevación de uno de los pórticos laterales y la disposición de los arriostres laterales.

3.2. Calculo de cargas

3.2.1. Carga muerta

Se tendrá en cuenta la carga debida al peso de la cobertura de aluzinc. En el modelo, esta carga será aplicada sobre elementos tipo área, distribuyéndose de forma uniforme sobre las correas de techo. Se considerará, además, el peso propio de la estructura, el cual deberá ser tomado en cuenta en los cálculos.

Peso de la cobertura

$$q_d = 5,00 \text{ kg/m}^2$$

3.2.2. Carga viva de techo

Se calcula de acuerdo a la norma técnica E0.20. Por tratarse de una estructura metálica con coberturas livianas se tomará una carga viva de techo nominal de acuerdo a la tabla 2.1.

Carga viva de techo para coberturas livianas

$$q_{Lr} = 30 \text{ kg/m}^2$$

3.2.3. Carga de viento

El cálculo de cargas de viento de este trabajo seguirá los lineamientos de la norma de cargas E0.20

3.2.3.1. Velocidad de viento. Teniendo en consideración la velocidad de diseño de viento a una altura de 11 m, $V = 75 \text{ km/h}$, de acuerdo con la figura 2.2, se calcula la velocidad de diseño corregida con la ecuación 2.2 para una altura que variara según las dimensiones de la superficie considerada.

$$V_h = V(H/10)^{0,22} \quad (2.2)$$

3.2.3.2. Presión de diseño. De acuerdo a la tabla 2.2, se definirán los factores de forma para cada superficie de la nave industrial considerando su orientación respecto a la dirección del viento, luego se calculará las presiones de diseño aplicando la ecuación 2.3.

$$p = 0,005C_p V^2 \quad (2.3)$$

Finalmente se generan las cargas de viento, las cuales se muestran en la tabla 3.3 para el caso de Viento en dirección X-X perpendicular a la cumbrera y en la tabla 3.4 para el caso de viento en dirección Y-Y paralelo a la cumbrera.

Tabla 3.3.

Presiones de diseño para caso de viento en dirección x-x

Presiones de diseño					
Superficie	Orientación	H (m)	C_p	$W_{xc+} (kg/m^2)$	$W_{xc-} (kg/m^2)$ °
techo	Barlovento	11,0	-0,7;+0,3	-20,53	+8,80
techo	Sotavento	11,0	+0,6	-17,63	-17,63
Pared lateral	Barlovento	13,0	+0,8	+21,16	+21,16
Pared lateral	Barlovento	14,0	-0,6	-15,86	-15,86
Pared frontal	Lateral	14,0	-0,7	-20,53	-20,53
Pared posterior	Lateral	14,0	-0,7	-20,53	-20,53

Nota: El signo positivo indica presión y el signo negativo indica succión.

Tabla 3.4.

Presiones de diseño para casos de viento en dirección y-y

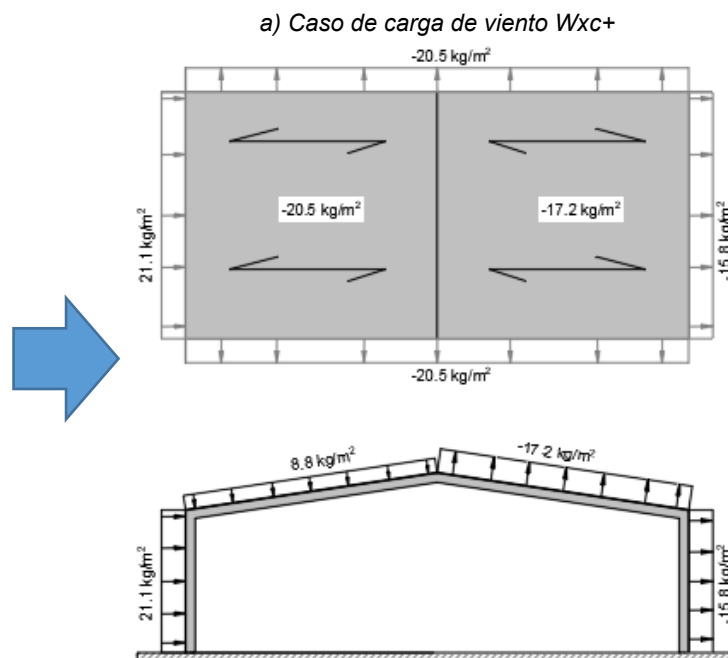
Presiones de diseño				
Orientación	Cara	H (m)	C_p	$W_{yc+}(kg/m^2)$
techo	Perfil	11,0	-0,7	-20,53
Pared lateral	Lateral	8,7	-0,7	-18,52
Pared lateral	Lateral	8,7	-0,7	-18,52
Pared frontal	Sotavento	11,0	0,8	+23,43
Pared posterior	Sotavento	11,0	-0,6	-17,60

Nota: El signo positivo indica presión y el signo negativo indica succión

En la figura 3.8 y figura 3.9, se muestran en las vistas de planta y elevación de la estructura con la representación de los diferentes casos de carga calculados anteriormente.

Figura 3.8.

Caso de carga de viento perpendicular a la cumbrera

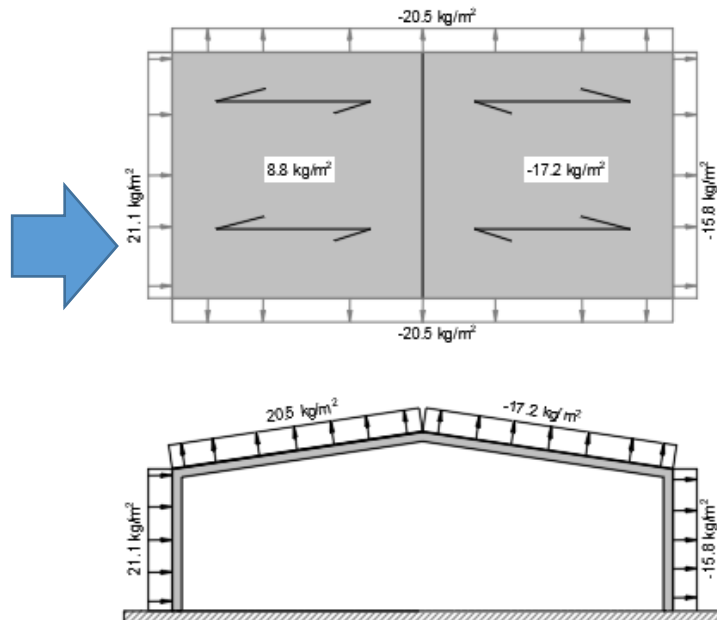


Nota: En la figura se muestran los resultados de cargas de presión de viento sobre superficies de estructura para el caso de viento paralelo al eje del pórtico.

Figura 3.8. (Continuación)

Caso de carga de viento perpendicular a la cumbrera

b) Caso de carga de viento W_{xc} -

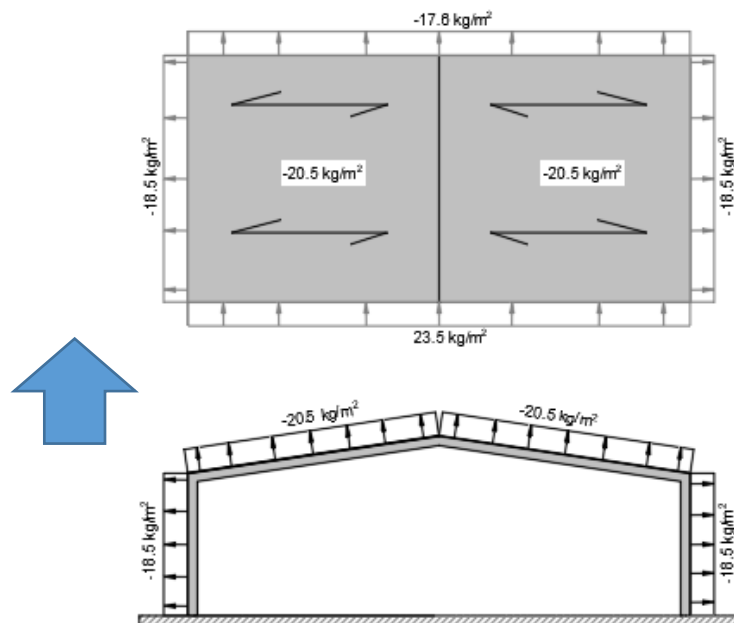


Nota: En la figura se muestran los resultados de cargas de presión de viento sobre superficies de estructura para el caso de viento paralelo al eje del pórtico.

Figura 3.9.

Caso de carga de viento paralelo a la cumbrera

a) Caso de carga de viento W_{yc} +



Nota: En la figura se muestran los resultados de cargas de presión de viento sobre superficies de estructura para el caso de viento paralelo al eje de la cumbrera.

3.2.4. Carga de sismo

Se definirán los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico de la estructura de acuerdo a la norma técnica E0.30.

3.2.4.1. Zonificación. De acuerdo a la ubicación de la estructura y la figura 2.3, se define la zonificación y el factor de zona correspondiente, $Z = 0,25$

3.2.4.2. Categoría de edificación. La estructura será usada como una instalación industrial, por tanto, corresponde clasificarla como una edificación común tipo C de acuerdo a la tabla 2.8, asignándose un factor de uso $U = 1,0$.

Además, para esta clasificación no existe limitación en cuanto a tipo de sistema estructural elegido, por lo que se eligen aquellos de menor exigencia sísmica y por tanto menos requerimientos en cuanto a diseño de conexiones.

*Tabla 3.5.
Categoría de edificación de la estructura*

Categoría	Factor U	Zonificación	Sistema estructural
C (Edificación común)	1	4	OMF, OCBF

Nota: La tabla muestra la determinación de la categoría de edificación y los parámetros sísmicos asociados.

3.2.4.3. Perfil de suelo. De acuerdo a la tabla 2.6, y considerando un tipo de suelo intermedio S2, dato determinado mediante los resultados de un estudio de suelos, se definen los siguientes parámetros.

El factor de suelo	$S =$	1,2
Periodos cortos del terreno	$T_p =$	0,6 seg
Periodo largo del terreno	$T_L =$	2,0 seg

3.2.4.4. Peso sísmico. Se considera el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva de techo.

3.2.4.5. Sistema estructural. La estructura presenta dos tipos de sistema estructural: Un sistema OMF pórtico ordinario resistente a momentos en la dirección X-X que corresponde al eje de los pórticos, mientras que se tiene un sistema OCBF (pórtico ordinario concéntricamente arriostrado) en la dirección Y-Y que corresponde al eje de la cumbrera.

De acuerdo a la tabla 2.7, se asignan el coeficiente básico de reducción de $R = 4$ en ambas direcciones de análisis y debido a que se considera una estructura regular los factores de irregularidad adoptan el valor de la unidad

3.2.4.6. Aceleración espectral. El espectro de pseudoaceleraciones se calcula utilizando los parámetros determinados anteriormente, además se considera el coeficiente C variara con el periodo de la estructura.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.10)$$

A modo de resumen se muestra en la tabla 3.6 los coeficientes para ambas direcciones de análisis, necesarios para la definición de los espectros de diseño.

Tabla 3.6.

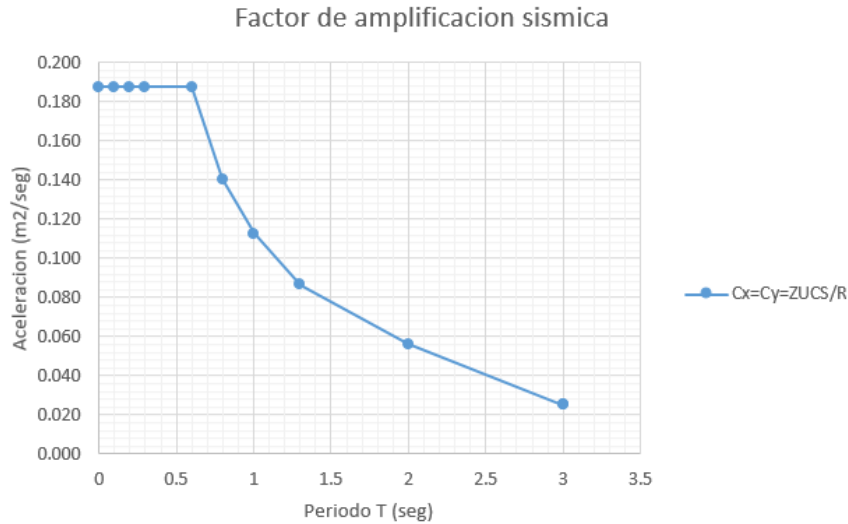
Resumen de parámetros para cada dirección de análisis

Coeficiente	Valor
Factor de zona	$Z = 0,25$
Categoría de edificación	Edificación Común
Factor de uso	$U = 1$
Tipo de suelo	S_2
Factor de suelo	$S = 1,2$
Periodo TP	$T_p = 0,6$
Periodo TL	$T_p = 2,0$
Coeficiente de reducción	
Dirección X-X	$R_x = 4$
Dirección Y-Y	$R_y = 4$
Factor de irregularidad	$I_p = I_a = 1,0$

Los espectros de diseño para las dos direcciones de análisis se muestran en forma gráfica en la figura 3.10.

Figura 3.10.

Espectro de pseudoaceleraciones



Nota: La grafica muestra la variación del factor de amplificación sísmica del proyecto.

3.2.4.7. Carga sísmica vertical. La carga sísmica vertical será considerada como una fracción del espectro definido para las direcciones horizontales.

3.3. Método de diseño

Se considerará el método LRFD para realizar el estudio de la estructura. Para sustentar esta elección, se realiza una comparación de las resistencias nominales requeridas por una viga simplemente apoyada peso unitario $q_{viga} = 100 \text{ kg/m}^2$ y área tributaria $At = 9 \text{ m}$.

Esta viga estará sometida a una carga uniformemente distribuida, debida a la bajo la acción de las cargas de diseño unitarios por superficie calculadas en las secciones posteriores y cuya combinación generen un valor máximo absoluto.

Cargas de diseño

$$q'_D = 5 \text{ kg/m}^2$$

$$q'_{L_r} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$q'_w = 8,8 \text{ kg/m}^2$$

Combinación de carga crítica CL3

$$q'_{cr} = 1,2(q'_D + q_{viga}) + 1,6q'_{L_r} + 0,8q'_w \quad (3.1)$$

$$q_{cr} = q'_{cr} A_t \quad (3.2)$$

Momento flector máximo

$$R_a = R_u = 0,125q_{cr}L^2 \quad (3.3)$$

De acuerdo a AISC (2022), para este caso de carga, el factor de resistencia ϕ y el factor de seguridad Ω adoptan los valores de 0,9 y 1,67 respectivamente. Despejando la resistencia nominal mínima requerida según la ecuación 2.4 y la ecuación 2.5 se tiene lo siguiente:

$$R_u/\phi < R_n \quad (3.4)$$

$$R_a\Omega < R_n \quad (3.5)$$

Tabla 3.7.

Comparación de método de diseño según cargas nominales

Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)								Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)							
Tipos de carga				Cálculo de Carga nominal				Tipos de carga				Cálculo de Carga nominal			
Item	D	L	LR	W	R_u	ϕ	R_n	D	L	LR	W	R_a	Ω	R_n	LRFD/ ASD
CL1	1,4				2,5	0,9	2,8	1,0				1,8	1,7	3,0	0,93
CL2	1,2	1,6	0,5		3,9	0,9	4,2	1,0	0,8	0,8		4,3	1,7	7,2	0,59
CL3	1,2		1,6	0,8	8,4	0,9	9,30	1,0	0,8	0,8	0,5	4,8	1,7	8,0	1,16
CL4	1,2	0,5	0,5	1,3	5,1	0,9	5,7	1,0	0,8	0,8	0,5	4,8	1,7	8,0	0,72
CL5	0,9			1,3	2,9	0,9	3,2	1,0			0,6	2,4	1,7	4,0	0,81
Carga muerta	q'_D	q_D	5 kg/m^2		Carga viva	q_{L_r}		30 kg/m^2				Carga viento	q'_{L_r}	q_w	$8,8\text{ kg/m}^2$
			130 kg/m	techo			q'_{L_r}	180 kg/m							$52,8\text{ kg/m}$

Nota: La tabla muestra que se requieren menores resistencias nominales en el método de diseño LRFD. Para el ejemplo, estas resistencias son referenciales y están calculadas en unidades de momento flector, ton.m

Esta comparación se realiza en la tabla 3.7, concluyendo que con el método LRFD se consiguen diseños más seguros ya que requerirán mayores cargas nominales para satisfacer la carga de diseño crítica $CL3$, en comparación al diseño ASD. Esta tendencia se incrementa cuanto mayor sea la carga viva de techo y menor sea la carga muerta, y cambia al incluir cargas vivas considerables en el cálculo.

Esta conclusión coincide con el presentado por Larico (2015) en su tesis de grado, donde realiza las comparaciones de ambos métodos para el diseño de una nave con puente grúa, donde predomina la carga viva. El autor recomienda utilizar el método ASD para aplicaciones donde se necesite ser riguroso y restrictivo en el diseño de estructuras con el uso de un mayor factor de seguridad.

3.4. Dimensionamiento

Se realizará el dimensionamiento de los perfiles estructurales de forma óptima, para ello se realizan diseños alternativos teniendo como variable a las separaciones entre pórticos y el material de los pórticos, para luego elegir la propuesta de menor peso. Los resultados se verificarán en la siguiente sección realizando simulaciones en un modelo 3D determinando así el desempeño más exacto de la estructura.

3.4.1. Criterios aplicados

Se seleccionan las dimensiones de los perfiles de tal forma que el margen de deflexiones m_g y el índice de demanda de carga, IDC , cumplan las relaciones propuestas en la ecuación 3.6 y ecuación 3.7, previniendo cualquier incremento en el cálculo final.

$$m_g = \frac{\delta}{\delta_{max}} < 0,90 \quad (3.6)$$

$$IDC = \frac{P_R}{P_D} < 0,90 \quad (3.7)$$

El dimensionamiento de miembros estructurales dependerán de la carga de diseño considerada, la cual depende a su vez de la separación entre pórticos, por lo que se

proponen tres casos (6 metros, 9 metros y 12 metros), esto, considerando la facilidad para fabricar los perfiles de cerramiento realizando empalmes de tal forma que se eviten desperdicios.

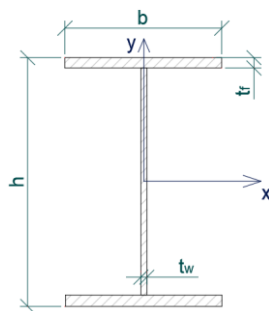
Se tendrá como restricción principal las relaciones ancho-espesor de los miembros, de tal modo que determinen un perfil compacto de acuerdo a las relaciones límite mostrado en el anexo B. Otra restricción a considerar, serán los valores recomendados de esbeltez a compresión kL/r .

3.4.2. Alternativas de diseño

3.4.2.1. Vigas de Pórtico. A continuación, a modo de ejemplo se presentan los cálculos para el caso donde la separación entre pórticos es $B = 9\text{ m}$, verificando que un perfil W600-9x250-12, cuyas propiedades se muestra en la figura 3.11, cumple con las condiciones dispuestas. Luego, al final de esta sección, se mostrarán los resultados para las tres alternativas de diseño propuestas.

Figura 3.11.

Dimensiones y propiedades de viga de pórtico



Dimensiones del perfil

$h = 60\text{ cm}$	$t_f = 0,95\text{ cm}$
$b = 25\text{ cm}$	$t_w = 1,27\text{ cm}$

Propiedades del perfil

$A_g = 118,1\text{ cm}^2$	$w = 92,7\text{ kg/m}$
$I_x = 74251\text{ cm}^4$	$I_y = 3311\text{ cm}^4$
$J = 50,74\text{ cm}^4$	$C_w = 2855470\text{ cm}^6$

Nota: En la figura se muestran las propiedades necesarias para el cálculo de su resistencia de diseño de los perfiles del pórtico, W600-9x250-12.

Se dimensionan los anchos y espesores de las placas de la viga principal y la columna del pórtico, de tal forma que determinen un perfil compacto a flexión. De acuerdo con la tabla 3.8, se considera adecuado, para este caso particular, restringir perfiles a

aquellos que tengan alas de 1,2 cm de espesor y 25 cm de ancho, para el caso del alma se considera un espesor de 0,95 cm y una altura máxima de 100 cm.

Tabla 3.8.

Relación ancho espesor límite para perfil doble T

Material	λ	Compresión		Flexión	
		λ_r	λ_r	λ_p	
A36	b/t_f	13,1	10,8	23,1	
	h/t_w	42,4	106,9	162,1	

Nota: La tabla muestra Información adaptada de las especificaciones AISC A360, ver anexo B.

Se restringe el peralte limitando el radio de giro considerando una relación de esbeltez a compresión KL/r menor a 200. Para una longitud de las vigas de $L = 15,75 \text{ m}$ y soportes laterales a 5/8 de los extremos se tiene la siguiente restricción.

$$L/200 = 4,92 < r_{y-\min}$$

Se calculan las cargas internas y deformaciones mediante la resolución de un pórtico biempotrado sometido a una carga linealmente distribuida en el techo resultante de la siguiente combinación de carga.

$$CL3 = 1.2D + 1.6L_r + 0,8W_{cx-} \quad (3.8)$$

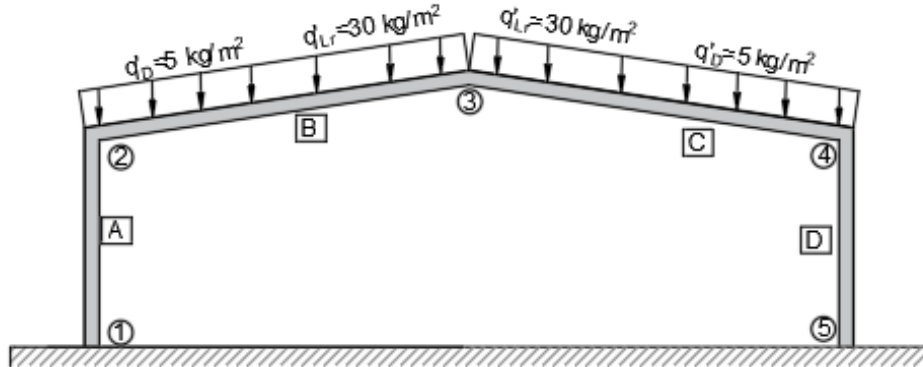
De acuerdo a la figura 3.8, se nota que esta es la única combinación que presenta carga de viento a presión sobre el techo, que a pesar de ser pequeñas en magnitud incrementan el valor la carga de diseño resultante en valor absoluto ya que las otras cargas de viento son de succión y se oponen al peso propio de la estructura.

La resolución de este pórtico será por el método de la rigidez mediante la elaboración de un programa de cálculo en MATLAB, y cuyo código se muestra en el anexo D. Se tomará en consideración la figura 3.12 para la designación de las barras y nodos del pórtico, así como también las cargas de diseño aplicadas.

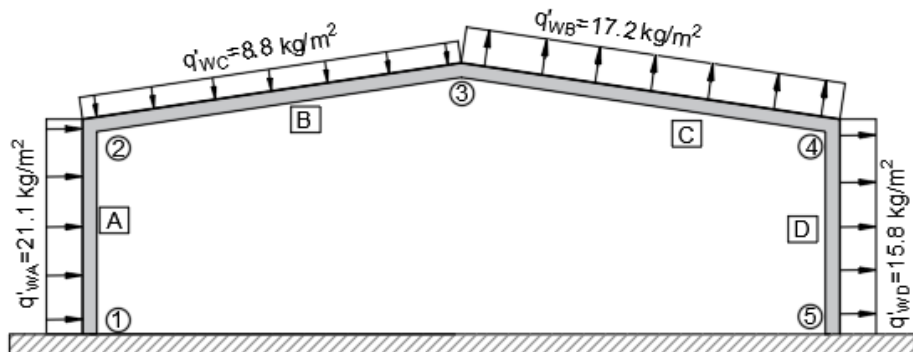
Figura 3.12.

Modelo de pórtico biempotrado para calculo matricial

a) Aplicación de cargas muertas y carga viva de techo



a) Aplicación de cargas de viento



Nota: En la imagen se muestra las designaciones de nodos y barras, así como también las cargas a considerar en el cálculo matricial

Dimensiones generales del pórtico

Altura de columna: $h = 7,4 \text{ m}$

Ancho de pórtico: $L = 31 \text{ m}$

Flecha de techo: $f = 2,3 \text{ m}$

Longitud de viga: $d = 15,75 \text{ m}$

Separación entre pórticos: $B = 9 \text{ m}$

Pendiente de viga: $\theta = \text{atan}(2f/L) = 8,8^\circ$

Calculo de cargas

Carga muerta

$$q_D = q'_D B + w_{viga} + W_{correa} * \frac{9}{d}$$

$$q_D = 5 * 9 + 92,6 + 59 * 9/15,7 = 171,4 kg/m$$

Carga viva de techo

$$q_{Lr} = q'_{Lr} * B =$$

$$q_{Lr} = 30 * 9 = 270 kg/m$$

Cargas de viento

$$q_{WA} = q'_{WA} * B = 189,9 kg/m$$

$$q_{WB} = q'_{WA} * B = 184,5 kg/m$$

$$q_{WC} = q'_{WA} * B = 79,2 kg/m$$

$$q_{WD} = q'_{WA} * B = 142,2 kg/m$$

Carga de diseño

$$q_0 = 1,2q_D + 1,6q_{Lr} = 637,6 kg/m$$

$$q_1 = 0,8q_{WA} = 151,2 kg/m$$

$$q_2 = 0,8q_{WB} = 63,3 kg/m$$

$$q_3 = 0,8q_{WC} = 113,7 kg/m$$

$$q_4 = 0,8q_{WD} = 430 kg/m$$

Carga de servicio

$$q_S = q_D = 171,4 kg/m$$

Se define la ecuación general para una barra del pórtico en para un sistema de coordenadas relativas, considerando la figura 2.7.

$$f' = k'd' \quad (2.27)$$

$$\begin{bmatrix} f'_a \\ f'_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k'_{aa} & k'_{ab} \\ k'_{ba} & k'_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_a \\ d'_b \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

Donde las matrices de rigidez individuales de cada barra de longitud L , en el sistema de coordenadas local, se forman con las siguientes expresiones:

$$k'_{aa} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad k'_{ba} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$k'_{bb} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad k'_{bb} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Para implementar la matriz global del sistema es necesario transformar, previamente, las matrices individuales de cada barra al sistema de coordenadas globales. Tomando como ejemplo la barra "A", se tiene lo siguiente.

$$k_{Aij} = T k'_{Aij} T^T \quad (2.30)$$

$$T = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta & 0 \\ \sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Una vez definidos todas las matrices de rigidez individuales, se implementa la matriz global para el cálculo de deformaciones del sistema bajo el estado 1.

$$K = \begin{bmatrix} k_{A11} & k_{A12} & 0 & 0 & 0 \\ k_{A21} & k_{A22} + k_{B33} & k_{B23} & 0 & 0 \\ 0 & k_{B32} & k_{B22} + k_{C33} & k_{C34} & 0 \\ 0 & 0 & k_{C43} & k_{C22} + k_{D33} & k_{D45} \\ 0 & 0 & 0 & k_{D54} & k_{D55} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

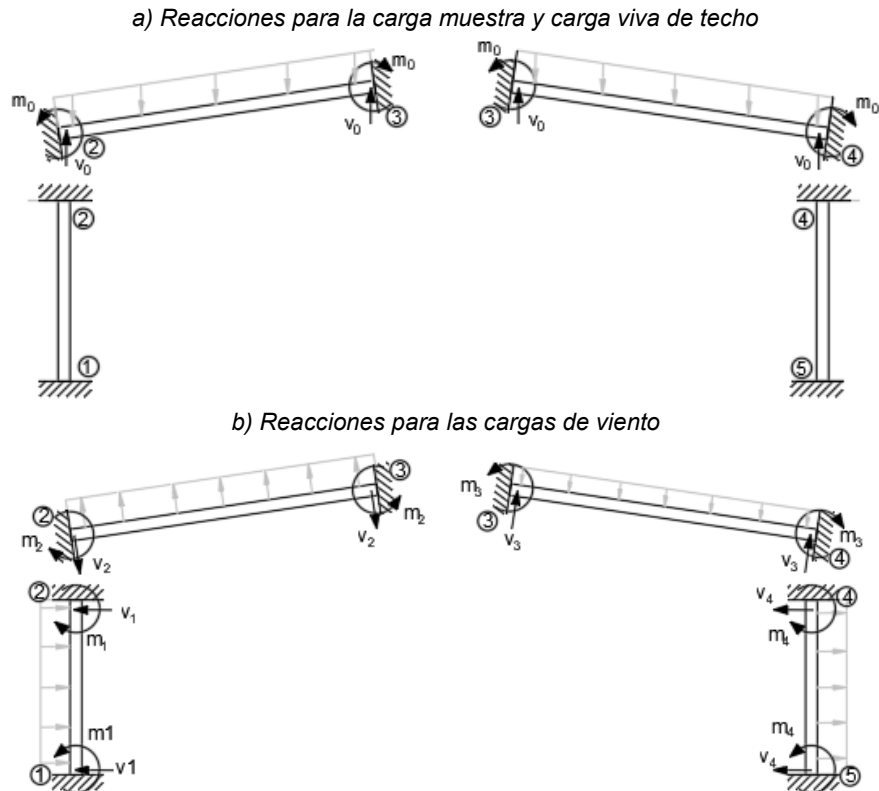
En la figura 3.13, se muestran las reacciones en estado “0” de empotramiento perfecto en los extremos de las barras debido a la acción de las cargas uniformemente distribuidas sobre las vigas principales, calculadas con las fórmulas del anexo D.

$$v = \frac{qd}{2} \quad (3.10)$$

$$m = \frac{qd^2}{12} \quad (3.11)$$

Figura 3.13.

Cargas resultantes para el caso del Estado “0”



Nota: En la figura se muestran las reacciones en cada barra para el estado “0” de empotramiento perfecto.

Para el caso de las cargas verticales sobre las vigas se tienen los siguientes resultados

$$v_0 = \frac{q_0 d}{2} = 5002 \text{ kg}$$

$$m_0 = \frac{q_0 \cos \theta d^2}{12} = 12922 \text{ kg.m}$$

Para el caso de las cargas de viento sobre las cuatro barras se tienen los siguientes resultados.

$$v_1 = \frac{q_1 h}{2} = 562 \text{ kg}$$

$$v_2 = \frac{q_2 d}{2} = 1156 \text{ kg}$$

$$v_3 = \frac{q_3 d}{2} = 496 \text{ kg}$$

$$v_4 = \frac{q_4 h}{2} = 420 \text{ kg}$$

$$m_1 = \frac{q_1 h^2}{12} = 693 \text{ kg.m}$$

$$m_2 = \frac{q_2 d^2}{12} = 3020 \text{ kg.m}$$

$$m_3 = \frac{q_3 d^2}{12} = 1296 \text{ kg.m}$$

$$m_4 = \frac{q_4 h^2}{12} = 519 \text{ kg.m}$$

Se forma el vector columna de fuerzas del estado 1 a partir de las reacciones a las cargas de empotramiento perfecto calculadas y luego de ser transformadas al sistema de coordenadas global.

$$F^1 = [F_1^1 \quad F_2^1 \quad F_3^1 \quad F_4^1 \quad F_5^1]^T \quad (3.12)$$

Donde:

$$F_1^1 = [v_1 \quad 0 \quad -m_1]^T$$

$$F_2^1 = [v_1 + v_2 \sin \theta \quad -v_2 \cos \theta \quad m_1 - m_2 - m_3]^T$$

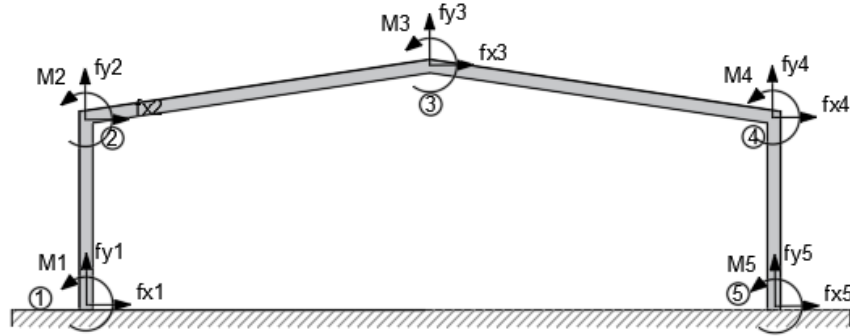
$$F_3^1 = [v_2 \sin \theta + v_3 \sin \theta \quad -v_2 \cos \theta + v_3 \cos \theta - 2v_4 \quad +m_2 + m_3]^T$$

$$F_4^1 = [v_3 \sin \theta + v_4 \quad v_3 \cos \theta - v_4 \quad -m_3 + m_4 + m_5]^T$$

$$F_5^1 = [v_4 \quad 0 \quad -m_4]^T$$

Figura 3.14.

Cargas aplicadas al Estado "1" para calculo matricial



Nota: La figura muestra las cargas para el estado "1" para el cálculo de deformaciones del pórtico.

Se obtiene el vector columna de desplazamientos d resolviendo el sistema de ecuaciones mostrado en la ecuación 2.29, descartando en la operación, las filas y columnas correspondientes a los nodos 1 y 5 correspondiente a los empotramientos, esto ya que sus desplazamientos son nulos.

$$d = K^{-1}F \quad (3.13)$$

Donde:

$$d = [d_1 \quad d_2 \quad d_3 \quad d_4 \quad d_5]^T$$

Para el cálculo de las cargas internas críticas en el sistema global se considera la carga lineal $q_1 = 1.2q_D + 1.6q_{Lr} + 0.8W$ que actúa en la barra B, en la determinación de las cargas de empotramiento del estado "0", f_2 y f_3 . Luego, se aplica la ecuación 2.28 a la barra "B", agregando las cargas de empotramiento perfecto calculadas previamente.

$$\begin{bmatrix} f_2 \\ f_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_2^0 \\ F_3^0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} KB_{22} & KB_{23} \\ KB_{32} & KB_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_2 \\ d_3 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Donde:

$$F_2^0 = [-v2\text{sen}\theta \quad v2\text{cos}\theta + v \quad m + m2]^T$$

$$F_3^0 = [v2\text{sen}\theta \quad v2\text{cos}\theta + v \quad m2 - m]^T$$

Luego, se transforma el resultado al sistema local de coordenadas y se obtienen las cargas requeridas en los extremos.

$$\begin{bmatrix} f'_2 \\ f'_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T^T & 0 \\ 0 & T^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_2 \\ f_3 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Compresión en alero	$P_2 = 10142 \text{ kg}$
Cortante en Alero	$V_2 = 8853 \text{ kg.m}$
Cortante en Alero	$M_2 = 37069 \text{ kg.m}$
Compresión en cumbrera	$P_3 = -8673 \text{ kg}$
Cortante en cumbrera	$V_3 = 2035 \text{ kg.m}$
Momento en cumbrera	$M_3 = 16348 \text{ kg.m}$

Para el dimensionamiento de la viga existe la posibilidad de tomar en cuenta a las cargas máxima que ocurren a un extremo del pórtico, o las cargas en la cumbrera del techo. Se presentará el caso del tramo próximo a la cumbrera, ya que tendrá menor coeficiente C_b , mayor longitud no arriostrada y además se tendrá en cuenta la posibilidad del aumento de la sección del primer tramo de la viga próximo al alero debido al diseño de la conexión a momento.

Se calculará el momento flector máximo en el tramo de viga próximo a la cumbrera (barra B), derivando y e igualando a cero la ecuación 3.16. Esta, es una expresión general para el momento flector mostrado en la figura 3.15 a una distancia x del nodo 3.

$$M_x = M_3 + v_3x - 0,5wx^2 \quad (3.16)$$

$$w = q_0 + q_2 = 701,8 \text{ kg/m}$$

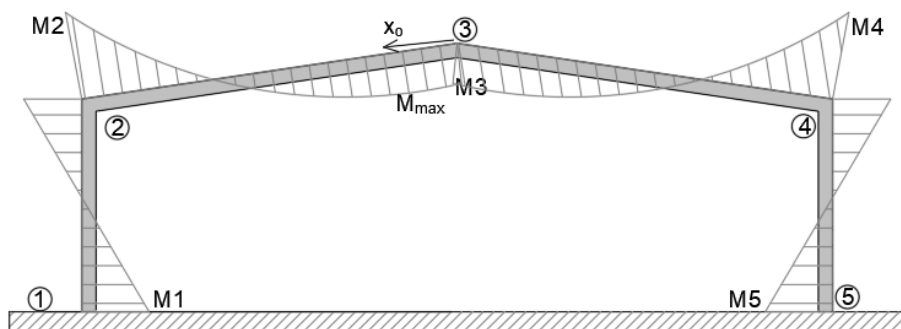
$$x_0 = \frac{V_3}{w} = \frac{2035}{701,8} = 2,89 \text{ m}$$

Reemplazando este resultado en la ecuación 3.16.

$$M_{max} = M_3 + v_3 x_0 - 0,5 w x_0^2 = 19301 \text{ kg.m}$$

Figura 3.15.

Diagrama de momentos flectores críticos teóricos



Nota: En la figura se muestra la carga aplicada y el diagrama de momentos flectores esperado.

Se calculará la resistencia de la viga del pórtico aplicando las especificaciones de construcción en acero AISC A360 para un perfil doble T con alma esbelta a compresión y compacto a flexión sometida a flexo compresión.

Cálculo de resistencia de diseño compresión

Esfuerzo critico de pandeo

$$F_e = \left(\frac{\pi E C_w}{(KL_z)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} = 816 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 716 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Para } F_y/F_e > 2,25$$

Reducción de alma esbelta

$$\lambda = \frac{h}{tw} = 60,5 < \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_n}} = 42,3$$

$$b_e = b \rightarrow A_e = A_g = 118,1 \text{ cm}^2$$

Carga de diseño a compresión

$$P_d = \phi F_{cr} A_e = 76138 \text{ kg}$$

Cálculo de resistencia de diseño a flexión en un plano

Longitud no arriostrada

$$L_b = 978 \text{ cm}$$

Definición de constantes

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 264 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{E}{0,7 F_y}\right)^2}} = 722 \text{ cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.0$$

Momento nominal

$$M_{nx} = C_b \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} = 26553 \text{ kg.m} \quad L_b > L_r$$

Momento de diseño

$$M_{dx} = \phi M_{nx} = 23838 \text{ kg.m}$$

Finalmente, para considerar el efecto de las cargas combinadas de flexo compresión se aplica la ecuación 2.22, despreciando el aporte de la flexión fuera del plano.

$$IDC = \frac{P_r}{2P_d} + \left(\frac{M_{rx}}{P_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = 0,9 \quad \text{para } \frac{P_r}{P_d} < 0,2$$

Se procede de la misma forma para el cálculo del desplazamiento máximo en la cumbrera δ_{max} , considerando la carga de servicio D y la carga distribuida sobre las vigas q_2 . La deflexión solicitada es la siguiente.

$$d = K^{-1}F$$

$$\delta_c = e(8,1) = 26,4 \text{ mm}$$

Para la estimación del margen de deflexión se considera como deflexión máxima permitida para la carga de servicio más crítica D ya que es la que permanecerá durante toda la vida útil de la estructura, de acuerdo a la tabla 2.4 y considerando la luz de la nave industrial $L = 31\text{m}$, será la siguiente

$$\delta_{max} = L/360 = 86 \text{ mm}$$

Con esto se verifica que margen deflexión, obtenido con la deflexión $\delta_c = 26,4 \text{ mm}$ calculada previamente con el método de la rigidez, tiene un valor cercano a la unidad.

$$\frac{\delta_c}{\delta_{max}} = 0,31 < 0,9$$

Como se mencionó, se consideran tres casos de estudio para diferentes separaciones entre pórticos y tres casos adicionales considerando pórticos de acero de alta resistencia.

A continuación, en la tabla 3.9 y tabla 3.10, se muestran los perfiles que cumplen con los índices de sobrecarga y margen de deflexión cercanos a la unidad.

Tabla 3.9.

Perfiles propuestos para pórtico de acero A36

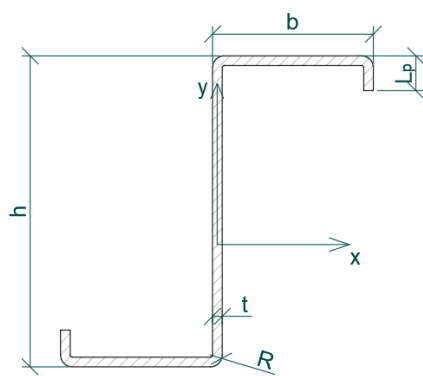
Perfil de pórtico		Separación de pórticos		
		$B = 6 \text{ m}$	$B = 9 \text{ m}$	$B = 12 \text{ m}$
dimensiones	h	45,00	60,00	65,0
	t_w	0,95	0,95	0,95
	b_f	24,00	25,00	24,0
	t_f	1,27	1,27	1,6
Índice de sobrecarga		0,82	0,85	0,86
Margen de deflexión		0,50	0,3	0,26
Peso unitario (kg/m)		79,5	92,7	106,4

Nota: La tabla muestra los perfiles óptimos para cada separación entre pórticos de acero A36 propuestas.

3.4.2.2. Perfil de cubierta. Las correas de techo se modelan como vigas continuas sometidas a una carga uniformemente distribuida con una distancia entre poyos igual a la separación de pórticos "B", tal como se muestra en la figura 3.17. A continuación, a modo de ejemplo se presentan la verificación del perfil seleccionado para una longitud $B = 9\text{ m}$ y cuyas dimensiones y propiedades se muestran en la figura 3.16.

Figura 3.16.

Dimensiones y propiedades de correa de techo



Dimensiones del perfil

$$\begin{aligned} h &= 25\text{ cm} & Lp &= 2\text{ cm} \\ b &= 7\text{ cm} & t &= 0,2\text{ cm} \end{aligned}$$

Propiedades del perfil

$$\begin{aligned} A_g &= 8,37\text{ cm}^2 & w &= 6,57\text{ kg/m} \\ I_x &= 756,6\text{ cm}^4 & I_y &= 78,5\text{ cm}^4 \\ J &= 0,116\text{ cm}^4 & C_w &= 9033\text{ cm}^6 \end{aligned}$$

Nota: Para el cálculo de las propiedades se usaron las fórmulas del anexo C.

Se calculan las cargas lineales aplicadas a la correa en la dirección vertical, considerando un ancho tributario $A_t = 2,0\text{ m}$. Esta carga será descompuesta en los ejes locales de la correa tal como se aprecia en la figura 2.6, donde $\theta = 8,8^\circ$, es la pendiente del techo.

Calculo de cargas

Carga muerta

$$q_D = q'_D A_t + q_{\text{correa}}$$

$$q_D = 5 * 2 + 6,57 = 16,6\text{ kg/m}$$

Carga viva de techo

$$q_{Lr} = q'_{Lr} * A_t$$

$$q_{Lr} = 30 * 2 = 60\text{ kg/m}$$

Calculo de cargas de diseño

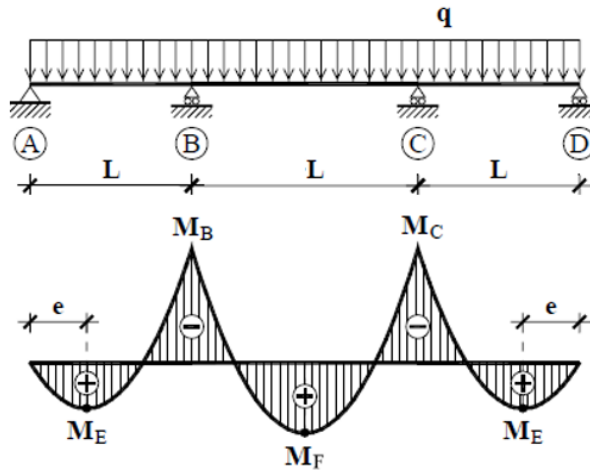
$$q_{1x} = (1,2q_D + 1,6q_{Lr})\cos\theta = 114,5 \text{ kg/m}$$

$$q_{1y} = (1,2q_D + 1,6q_{Lr})\sin\theta = 17,7 \text{ kg/m}$$

El momento máximo se calcula considerando las soluciones propuestas por López et al. (2012), y considerando que la sección crítica se ubica en el punto intermedio "E", ya que presentara el menor valor del factor de modificación de momentos, $C_b = 1,0$. Los puntos de apoyo se descartan, pues tendrán el doble de área de sección debido al uso de suples en las conexiones con la viga principal del pórtico.

Figura 3.17.

Diagrama de momento flector de la correa como viga continua.



Nota: En la figura se muestra le diagrama de momentos flectores de la viga continua, Ver anexo D.

Momento flector máximo

$$M_{rx} = 0,08q_{1x}B^2 = 742,1 \text{ kg.m}$$

$$M_{ry} = 0,08q_{1y}B^2 = 114,8 \text{ kg.m}$$

Se calcularán las resistencias de diseño de los elementos de cubierta de acuerdo a las especificaciones AISI S100 y considerando el límite de falla a pandeo lateral torsional.

Longitud no arriostrada

$$L_{bx} = 900 \text{ cm (distancia entre pórticos)}$$

$$L_{by} = 225 \text{ cm (separación de templadores)}$$

Definición de constantes

$$C_b = 1,0$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_o^2} = 9,98 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(kL_y/r_y)^2} = 3727 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(kL_x/r_x)^2} = 2244 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} \right) = 4403 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo critico de pandeo lateral torsional

$$F_{cre} = \frac{C_b r_o A}{2S_x} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} = 2798 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo critico de pandeo lateral torsional

$$F_n = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10}{36} \frac{F_y}{F_{cre}} \right) = 2105 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,56F_y < F_{cre} < 2,78F_y$$

Resistencia de diseño a la flexión respecto al eje fuerte

$$M_{dx} = \phi F_n S_x = 114705 \text{ kg.cm}$$

Para el caso de flexión en el eje débil se toma en cuenta las propiedades de las variables σ_{ey} , C_b y S_f respecto al eje opuesto.

Esfuerzo critico de pandeo lateral torsional

$$F_{cre} = \frac{C_b r_o A}{2S_y} \sqrt{\sigma_{ex} \sigma_t} = 5858 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo critico de pandeo lateral torsional

$$F_n = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10}{36} \frac{F_y}{F_{cre}} \right) = 2474 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,56F_y < F_{cre} < 2,78F_y$$

Resistencia de diseño a la flexión respecto al eje débil

$$M_{dy} = \phi F_n S_y = 49973 \text{ kg.cm}$$

Para considerar el efecto de las cargas combinadas de flexo compresión se aplica la ecuación 2.26:

$$IDC = \frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} = 0,87 < 0,9$$

Se consideran tres casos de estudio para diferentes longitudes y se seleccionan los perfiles que cumplan con un índice de sobrecarga cercano Al límite definido. En la tabla 3.10 se muestran los resultados que servirán como datos para determinar la carga muerta a utilizar en el dimensionamiento de los perfiles de los pórticos.

Tabla 3.10.

Resumen de perfiles propuestos de cubierta

Perfil de cubierta		Separación de pórticos		
		<i>B</i> = 6 m	<i>B</i> = 9 m	<i>B</i> = 12 m
dimensiones	<i>h</i> (cm)	20,0	25,0	30,0
	<i>b</i> (cm)	7,0	7,0	8,0
	<i>L_p</i> (cm)	2,0	2,0	2,5
	<i>t</i> (cm)	0,2	0,2	0,3
Índice de sobrecarga		0,6	0,88	0,87
Peso unitario (kg/m)		5,8	6,57	11,6

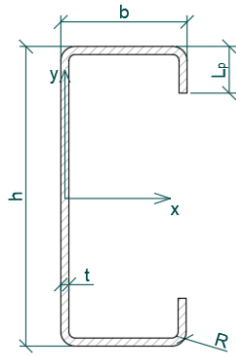
Nota: La tabla muestra los perfiles óptimos para cada separación entre pórticos de acero A36 propuestas.

3.4.2.3. Perfil de cerramiento. Las correas de techo se modelan como vigas simplemente apoyadas sometidas a una carga uniformemente distribuida y una distancia entre poyos igual a la separación de pórticos "*B*", tal como se muestra en la figura 3.19.

A continuación, a modo de ejemplo se presentan la verificación del perfil seleccionado para una longitud $B = 9\text{ m}$ y cuyas dimensiones y propiedades se muestran en la figura 3.18.

Figura 3.18.

Dimensiones y propiedades del larguero de cerramiento



Dimensiones del perfil

$$\begin{aligned} h &= 20,5\text{ cm} & Lp &= 2\text{ cm} \\ b &= 10\text{ cm} & t &= 0,2\text{ cm} \end{aligned}$$

Propiedades del perfil

$$\begin{aligned} A_g &= 8,43\text{ cm}^2 & w &= 6,62\text{ kg/m} \\ I_x &= 554,14\text{ cm}^4 & I_y &= 110,4\text{ cm}^4 \\ J &= 0,11\text{ cm}^4 & x_o &= -7,51\text{ cm} \\ C_w &= 8894\text{ cm}^6 & j &= 12,66\text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nota: Para el cálculo de las propiedades se usaron las fórmulas del anexo C.

Se calculan las cargas lineales aplicadas a la correa en la dirección horizontal y vertical, considerando un ancho tributario $A_t = 2,5\text{ m}$ igual a la separación entre correas.

Carga muerta

$$q_D = (q'_D A_t + q_{\text{larguero}})$$

$$q_D = 5 * 2,5 + 6,62 = 19,1\text{ kg/m}$$

Carga de viento

$$q_w = q'_w * A_t = 75\text{ kg/m}$$

$$q_w = 25 * 2,5 = 62,5\text{ kg/m}$$

Cargas de diseño

$$q_1 = 1,2q_D + 1,3q_w$$

$$q_{1x} = 81,25\text{ kg/m}$$

$$q_{1y} = 22,92 \text{ kg/m}$$

Calculo de cargas de servicio

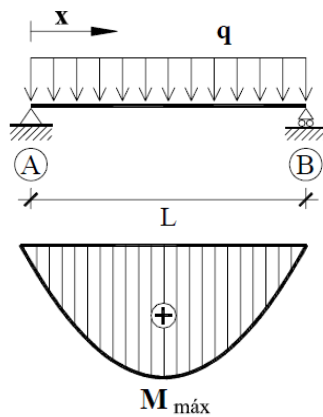
$$q_2 = q_w = 62,5 \text{ kg/m}$$

El momento máximo se calcula considerando las soluciones propuestas por López et al. (2012), y considerando que la sección crítica se ubica en el punto intermedio "E", ya que presentara el menor valor del factor de modificación de momentos $C_b = 1,0$ y por ende menor resistencia a la flexión.

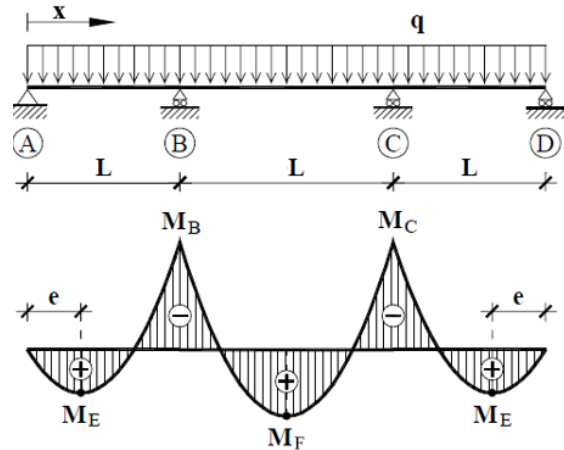
Figura 3.19.

Diagramas de momento flector del larguero

Flexión en el eje x-x



Flexión en el eje y-y



Nota: En la figura se muestra le diagrama de momentos flectores de la viga continua, Ver anexo D.

Momento flector máximo requerido

$$M_{rx} = 0,125q_{1x}B^2 = 822 \text{ kg.m}$$

$$M_{ry} = 0,08q_{1y}B^2 = 148 \text{ kg.m}$$

Se calcularán a la resistencia de diseño de los elementos de cerramiento de acuerdo a la sección F de las especificaciones AISI S100 y considerando el estado límite de pandeo lateral torsional al igual que en el caso de las correas.

Longitud no arriostrada

$$L_{bx} = 900 \text{ cm (Separación entre pórticos)}$$

$$L_{by} = 300 \text{ cm (espaciamiento de templadores)}$$

Definición de constantes

$$C_b = 1,0$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_o^2} = 11,66 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(kL_x/r_x)^2} = 1632 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(kL_y/r_y)^2} = 2927 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right) = 1809 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = 1,0$$

$$C_{TF} = 1,0$$

Para el caso de flexión en el eje fuerte

Esfuerzo critico de pandeo lateral torsional

$$F_{cre} = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} = 4085 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_n = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10}{36} \frac{F_y}{F_{cre}} \right) = 2328 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,56F_y < F_{cre} < 2,78F_y$$

Resistencia de diseño a la flexión respecto al eje fuerte

$$M_{dx} = \phi F_n S_f = 116104 \text{ kg.cm}$$

Para el caso de flexión en el eje débil

Esfuerzo crítico de pandeo lateral torsional

$$F_{cre} = \frac{C_S A \sigma_{ex}}{C_{TF} S_f} \left(j + C_S \sqrt{j^2 + r_o^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right) = 11122 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_n = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10}{36} \frac{F_y}{F_{cre}} \right) = 2531 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,56F_y < F_{cre} < 2,78F_y$$

$$M_{dy} = \phi F_n S_f = 80067 \text{ kg.cm}$$

Para considerar el efecto de las cargas combinadas de flexión se usa la ecuación 2.27 para el cálculo del índice de carga.

$$IDC = \frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} = 0,89 < 0,9$$

Para determinar la deflexión máxima se considera la acción de la carga de servicio de viento q_2 sobre el larguero considerado como una viga simplemente apoyada.

$$\delta = \frac{5q_1 L^4}{384EI} = 4,73 \text{ cm}$$

Para el margen de deflexión se considera una deflexión máxima recomendada, $\delta_{max} = L/120$ según lo mostrado en la tabla 2.5.

$$\frac{\delta}{\delta_{max}} = \frac{4,73}{7,50} = 0,63$$

Se consideran tres casos de estudio para diferentes longitudes y se seleccionan los perfiles que cumplan con un índice de sobrecarga y margen de deflexión cercano a la unidad. En la tabla 3.11 se muestran los resultados que servirán como datos para determinar las cargas a utilizar para dimensionar los perfiles de los pórticos.

Tabla 3.11.

Resumen de perfiles propuestos de cerramiento

Perfil de cerramiento		Separación de pórticos		
		$B = 6 \text{ m}$	$B = 9 \text{ m}$	$B = 12 \text{ m}$
dimensiones	$h \text{ (cm)}$	17,5	20,0	20,0
	$b \text{ (cm)}$	5,0	10,0	10,0
	$L_p \text{ (cm)}$	2,0	2,0	2,0
	$t \text{ (cm)}$	0,2	0,2	0,30
Índice de sobrecarga		0,90	0,89	0,85
Margen de deflexión		0,64	0,63	0,9
Peso unitario (kg/m)		4,81	8,23	9,83

Nota: La tabla muestra los perfiles óptimos para cada separación entre pórticos.

3.4.2.4. Vigas de aleros. Se propone un perfil tubular de sección cuadrada cuyas relaciones ancho espesor lo definan como no esbelto y compacto a flexión de acuerdo a la tabla 3.12.

Tabla 3.12.

Resumen de parámetros para cada dirección análisis

Material	λ	Compresión		Flexión	
		λ_r	λ_r	λ_p	λ_p
A36	b/t_f	40,33	34,6	40,33	
	t_f/t_w	40,33	69,7	164,7	

Nota: Tabla de límites de relaciones ancho espesor para perfiles tuberales T, ver anexo B.

También se restringe el peralte limitando el radio de giro considerando una relación de esbeltez a compresión KL/r menor a 200. A modo de ejemplo, se verifica que para una longitud $L = 9,0 \text{ m}$, un tubo cuadrado de dimensiones mínimas de 125 x 125 x 4.5 mm cumplirá tal condición.

$$\frac{L}{200} = 4,5\text{cm} < r_{y-\min}$$

Finalmente, se consideran tres casos de estudio para longitudes que corresponden a las separaciones entre pórticos propuestas, seleccionándose aquellos perfiles que sean

compactos y cumplan con la relación de esbeltez. En la tabla 3.14 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 3.13.

Perfiles propuestos para viga de alero

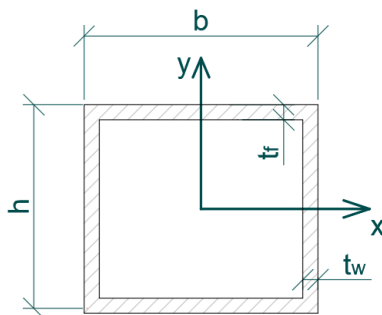
		Separación de pórticos		
		$B = 6 \text{ m}$	$B = 9 \text{ m}$	$B = 12 \text{ m}$
Perfil de viga de alero		T100X3	T125X4,5	T150X4,5
dimensiones	$h \text{ (cm)}$	10,0	12,5	15,0
	$t \text{ (cm)}$	0,3	0,45	0,45
Peso unitario $w \text{ (kg/m)}$		13,49	17,02	20,5

Nota: La tabla muestra los perfiles óptimos para cada separación entre pórticos de acero.

3.4.2.5. Columna secundaria Se dimensiona el perfil de la columna secundaria de mayor longitud, la cual está ubicada en la fachada de la nave industrial. Se considera un tubo rectangular T200x125x6 y se definirán sus dimensiones de modo que determinen un perfil compacto de acuerdo a la tabla 3.12.

Figura 3.20.

Dimensiones y propiedades de la columna secundaria



Dimensiones del perfil

$$h = 20 \text{ cm} \quad t_w = 0,6 \text{ cm}$$

$$b = 12,5 \text{ cm} \quad t_f = 0,6 \text{ cm}$$

Propiedades del perfil

$$A_g = 28,44 \text{ cm}^2 \quad q = 22,3 \text{ kg/m}$$

$$I_x = 1597 \text{ cm}^4 \quad I_y = 770 \text{ cm}^4$$

$$J = 1599 \text{ cm}^4$$

Nota: En la figura se muestran las propiedades más importantes se usaron el cálculo de la resistencia de diseño de la columna secundaria.

Se restringe el peralte limitando el radio de giro, considerando para ello, una relación de esbeltez a compresión KL/r menor a 200. Para una longitud de las vigas de $H = 10 \text{ m}$, se tiene la siguiente restricción.

$$L/200 = 5,0 < r_{y-\min}$$

También se restringe el peralte limitando el índice de sobrecarga. Para ello se calculan las cargas internas considerando la acción del viento en la combinación de carga $CL3 = 1,2D + 0,5l_r + 1,3W$.

Se calculan las cargas lineales aplicadas a la columna, considerando un ancho tributario en pared y techo de $A_{t1} = 6 \text{ m}$ y $A_{t2} = 4,5 \text{ m}$ respectivamente.

Carga muerta

$$P_D = (A_{t1}H + A_{t1}A_{t2})q'_D + 3A_{t1} * q_{largo} + q_{columna}H + q_{viga}A_{t1}$$

$$P_D = 1451 \text{ kg}$$

Carga viva de techo

$$P_{Lr} = q'_{Lr} * A_{t1} * A_{t2}$$

$$P_{Lr} = 513 \text{ kg}$$

Carga de viento

$$q_w = w_x * A_t$$

$$q_w = 23 * 6 = 138 \text{ kg/m}$$

Calculo de cargas de diseño

Carga axial

$$P_r = 1,2P_D + 0,5P_{Lr} = 2146 \text{ kg}$$

Momento flector

$$q_w = 1,3q_w = 179 \text{ kg/m}$$

$$M_{rx} = 0,125q_wH^2 = 2237 \text{ kg.m}$$

Se calculará la resistencia de la viga del pórtico de acuerdo a las especificaciones AISI A360 para un perfil tubular no esbelta a compresión y compacto a flexión sometida a flexo compresión.

Cálculo de resistencia de diseño compresión

Carga de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = 545 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo critico de pandeo

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 475 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y/F_e > 2,25$$

Carga nominal

$$P_n = F_{cr} A_g = 18988 \text{ kg}$$

$$P_d = \phi_c P_n = 17089 \text{ kg}$$

Cálculo de resistencia de diseño a flexión

Constantes

$$C_b = 1,0 \text{ (Caso de viga simplemente apoyada)}$$

$$L_p = 0,13 E r_y \sqrt{\frac{J A_g}{M_P}} = 1113 \text{ cm}$$

$$L_r = 2 E r_y \frac{\sqrt{J A_g}}{0,7 F_y S_x} = 16359 \text{ cm}$$

estado límite de pandeo lateral torsional para un perfil tubular compacto

$$L_b = 1000 \text{ cm (Altura de columna)}$$

$$M_{nx} = Z_x F_y = 3695 \text{ kg.m}$$

Para $L_b < L_p$

$$M_{dx} = \phi_f M_{nx} = 3325 \text{ kg.m}$$

Finalmente, para considerar el efecto de las cargas combinadas de flexo compresión se aplica la ecuación 2.22.

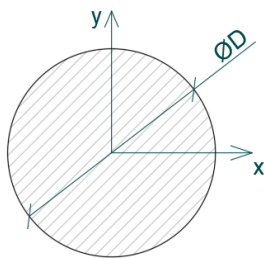
$$IDC = \frac{P_r}{2P_d} + \left(\frac{M_{rx}}{P_{dx}} + \frac{P_{ry}}{P_{dy}} \right) \quad \text{para } \frac{P_r}{P_d} < 0,2$$

$$IDC = 0,73 < 1,0$$

3.4.2.6. Arriostres y templadores. Se seleccionan varillas redondas lisas de 16mm para arriostres y 9mm para templadores, por ser estos los perfiles más económicos disponibles el mercado. Además, se limitarán las medidas considerando la facilidad de los roscados en sus extremos y la ejecución de soldaduras de empalme a traslape cuando se requiera.

Figura 3.21.

Dimensiones de arriostres y templadores



Perfil	Dimensiones
Arriostre de techo	$D = 0,16 \text{ cm}$
Arriostre de pared	$D = 0,16 \text{ cm}$
Templadores	$D = 0,95 \text{ cm}$

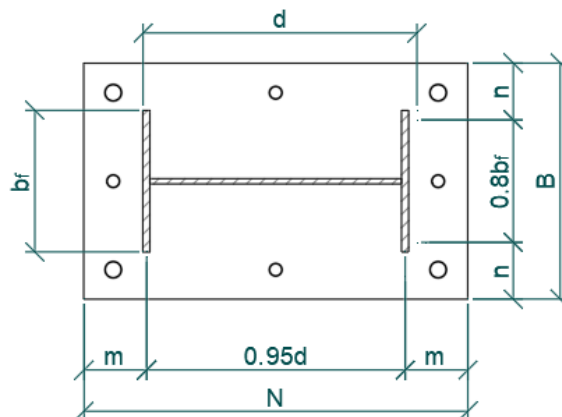
3.4.2.7. Placa base. Se calcularán placas base para los casos definidos y a modo de ejemplo se presentara el cálculo de la placa base del caso 2 que considera espaciamientos entre pórticos de 9 m.

Las cargas de diseño corresponden al nodo 1, obtenidas del análisis matricial del pórtico plano.

$$M_r = M_1 = 23393 \text{ kg.m}$$

Peralte de columna:	$d = 45,0 \text{ cm}$
Ancho de columna:	$b_f = 25,0 \text{ cm}$
Longitud de plancha base:	$N = 65 \text{ cm}$
Ancho de plancha base:	$B = 40,0 \text{ cm}$
Largo del pedestal:	$P_N = 80,0 \text{ cm}$
Ancho del pedestal:	$P_B = 50,0 \text{ cm}$
Otras dimensiones:	$f = 27,5 \text{ cm}^2$
	$m = 11,1 \text{ cm}^2$
	$n = 10,0 \text{ cm}^2$
	$x = 5,0 \text{ cm}$

Esquema de placa base



77

Esfuerzo de compresión en el concreto

Área de plancha base y pedestal

$$A_1 = B N = 2600 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = PN * BN = 4000 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo máximo de compresión

$$f'_{pmax} = \phi_c 0,85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 144,5 \text{ kg/cm}^2$$

Excentricidad de la plancha

Carga lineal máxima

$$q_{max} = f'_{pmax} B = 5781 \text{ kg/cm}$$

excentricidad critica

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 q_{max}} = 31,7 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_r}{P_r} = 259,0 \text{ cm}$$

Se tiene que $e > e_{crit}$, se trata el caso de una paca base con gran excentricidad.

Cálculo espesor por compresión

Espesor de placa requerido

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}} = 7,99 \text{ cm}$$

$$t_{req1} = 2,11 \sqrt{\frac{f_{pmax} Y (m - Y/2)}{F_y}}$$

$$y < m$$

$$t_{req1} = 31,6 \text{ mm} \approx 1 \frac{1}{4}''$$

Ahora se calcula el espesor requerido considerando la flexión de la porción de la placa sometida a tensión.

Cálculo espesor por tensión

$$T_u = q_{max}Y - P_u = 37174 \text{ kg}$$

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 = 50 \text{ cm}$$

$$t_{req2} = 2,11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} \quad y < m$$

$$t_{req2} = 28,5 \text{ mm}$$

Finalmente, el espesor requerido ser el mayor valor calculado anteriormente.

$$t_{req} = \max(t_{req1}, t_{req2}) = 31,6 \text{ mm} \approx 1 \frac{1}{4}''$$

Como se mencionó, se consideran tres casos de estudio para diferentes separaciones entre pórticos y tres casos adicionales considerando pórticos de acero de alta resistencia.

A continuación, en la tabla 3.14, se muestran los espesores de plancha requeridos para los tres casos de estudio.

Tabla 3.14.

Espesores de placas base

Placa base	Separación de pórticos		
	$B = 6 \text{ m}$	$B = 9 \text{ m}$	$B = 12 \text{ m}$
Espesor de placa base	$28,9 \approx 1 \frac{1}{4}''$	$31,6 \approx 1 \frac{1}{4}''$	$32,8 \approx 1 \frac{1}{4}''$
Peso unitario (kg/m^2)	243,3	243,3	243,3

Nota: La tabla muestra la separación entre pórticos no influyen en la selección de espesor de placa base para dimensiones predefinidas.

3.5. Análisis estático

En esta sección se analizan efectos de cargas gravitatorias permanentes, cargas vivas de techo y de cargas de viento mediante la evaluación de cargas internas en los componentes y las deformaciones máximas obtenidas del modelamiento de la estructura, cuyos elementos fueron definidos en la sección anterior.

Para ello, se tomará en cuenta la alternativa de diseño que considera una separación entre pórticos de 9m cuyos perfiles seleccionados se muestran en la tabla 3.15, esta información será útil para modelar la estructura con el que se realizar el análisis estático y el análisis sísmico para verificar los cálculos en la próxima sección.

Tabla 3.15.

Lista de perfiles seleccionados para los dos casos de estudio

Ítem	Descripción	Tipo	Perfil seleccionado	Material
pórticos en acero A36 con separación 9,0m				
1	Columna	Viga H	W600-9x250-12	A36
2	Vigas	Viga H	W600-9x250-12	A36
Cerramiento lateral y arriostres				
3	Viga de Alero	Tubo cuadrado	T125x125x4,5	A36
4	Viga secundaria	Tubo rectangular	T200x100x4,5	A36
5	Correa de techo	Zeta de alas atiesadas	Z250x70x2,0	A36*
6	Larguero lateral	Canal de alas atiesadas	C200x100x2,5	A36*
7	Arriostre techo	Barra redonda lisa	B16	A36
8	Arriostre pared	Barra redonda lisa	B19	A36
9	Templadores	Barra redonda lisa	B9	A36
Cerramiento frontal				
10	Larguero frontal	Canal de alas atiesadas	C175x50x2,5	A36*
11	Columna secundaria	Tubo rectangular	T250x125x6,0	A36

Nota: Las designaciones de los perfiles consideran dimensiones características en mm.

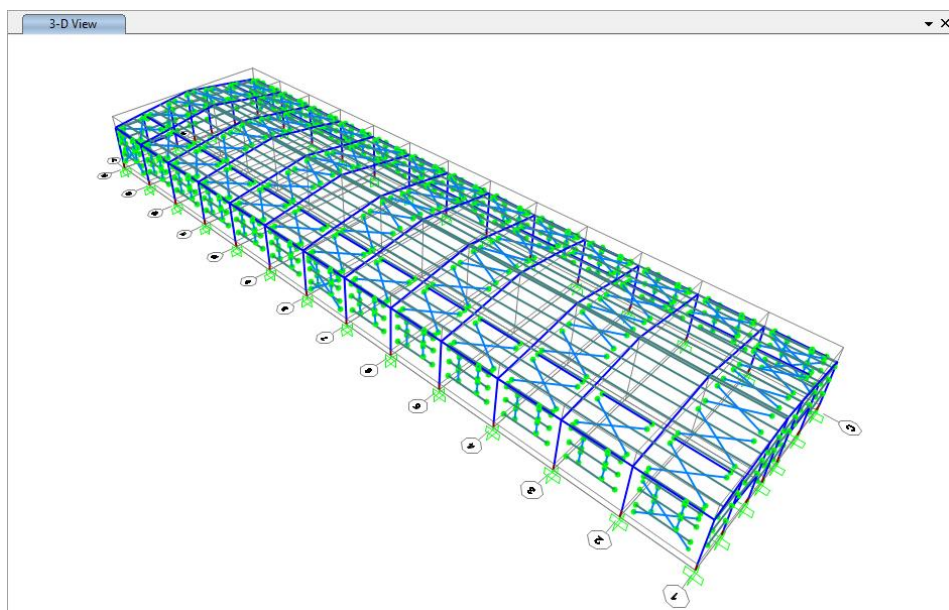
() Material de acero conformado en frío.*

3.5.1. Modelamiento 3D

Se modelo la estructura en el programa sap2000, el cual es un programa basado en el método de análisis finitos usado para el análisis y cálculo de estructuras. A continuación, en la figura 3.23, se muestra una vista isométrica del modelo de la estructura metálica de la nave industrial.

Figura 3.23.

Modelamiento de la estructura para análisis estático



Nota: La figura muestra la configuración de los elementos de la estructura, donde resalta el tratamiento de empotramiento a las bases y rotulas en las conexiones de ciertos elementos como arriostres, templadores, entre otros.

Con el fin de tener una representación adecuada de la estructura se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones.

- Los apoyos de la estructura serán de tipo empotrado tanto para el caso de las columnas principales como las columnas secundarias. De este modo, se obtienen menores momentos flectores en el pórtico reduciendo el tamaño de las columnas, esto a costa del aumentar las reacciones en la cimentación
- Se restringe las cargas axiales a compresión a un valor nulo en elementos como tensores y arriostres de techo.

- Se consideran articulaciones en los extremos de todos aquellos elementos en los que se prevea un momento flector despreciable. Esto aplica elementos como arriostres, vigas con apoyo simple, tensores que trabajan solo a tensión.
- Las cargas estáticas, incluida aquella debida a la acción del viento, serán directamente aplicadas a las coberturas modeladas como elementos de área de rigidez despreciable, de este modo, se transmitirán las presiones en forma de cargas uniformemente distribuidas sobre las correas de techo y los largueros de pared.
- Se verificarán las longitudes no arriostradas de los elementos estructurales tales como vigas y columnas considerando que los elementos de cerramiento y cubierta no proporcionan soporte lateral.
- Se considera un perfil tubular como soporte lateral a un 5/8 de la longitud de la viga que coincidirá aproximadamente con el punto de inflexión en la viga, este punto coincide con el encuentro entre arriostre de techo que garantizará el soporte lateral.

3.5.2. Combinación de carga

Teniendo en consideración las combinaciones de carga generadas de acuerdo a la metodología LRFD mostradas en la tabla 2.3, se desarrollan aquellas que involucren solo las cargas de interés teniendo en cuenta los casos adicionales debido a la variación de la dirección de viento.

$$LC1 = 1,4D$$

$$LC2.1 = 1,2D + 0,5L_r$$

$$LC3.1 = 1,2D + 1,6L_r + 0,8W_{cx+}$$

$$LC3.2 = 1,2D + 1,6L_r + 0,8W_{cx-}$$

$$LC3.3 = 1,2D + 1,6L_r + 0,8W_{cy+}$$

$$LC4.1 = 1,2D + 0,5L_r + 1,3W_{cx+}$$

$$LC4.2 = 1,2D + 0,5L_r + 1,3W_{cx-}$$

$$LC4.3 = 1,2D + 0,5L_r + 1,3W_{cy+}$$

$$LC5.1 = 0,9D + 1,3W_{cx+}$$

$$LC5.2 = 0,9D - 1,3W_{cx+}$$

$$LC5.3 = 0,9D + 1,3W_{cx-}$$

$$LC5.4 = 0,9D - 1,3W_{cx-}$$

$$LC5.5 = 0,9D + 1,3W_{cy+}$$

$$LC5.6 = 0,9D - 1,3W_{cy+}$$

3.5.3. Cargas máximas

Mediante el programa sap2000 se obtiene los diagramas de cargas de cada elemento. En la figura 3.24 y figura 3.25 para cada caso de estudio. En estos diagramas se aprecian las cargas axiales en los elementos del cerramiento y en los diagramas de momentos flectores en el pórtico más cargado.

En la tabla 3.16 y tabla 3.17 se presentan las cargas requeridas máximas y las combinaciones respectivas para los elementos representativos del pórtico transversal de la estructura para cada uno casos de estudio analizados.

Tabla 3.16.

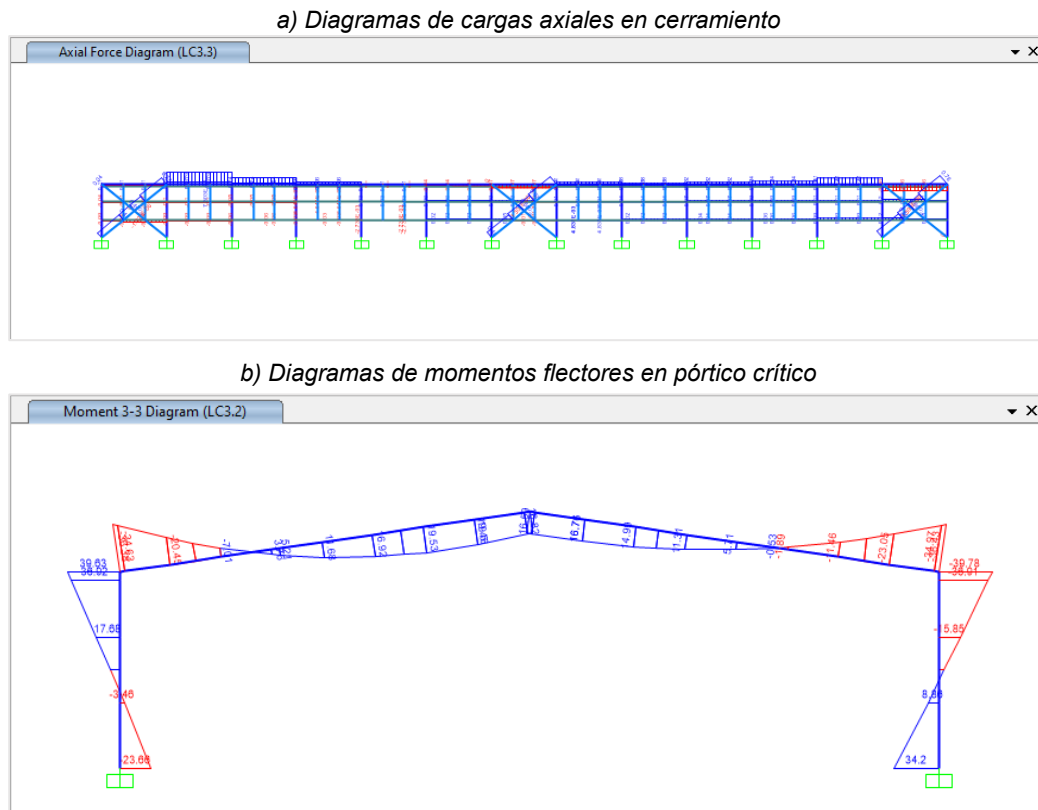
Cargas requeridas máximas

Pórtico transversal				Carga requerida		
Ítem	Elemento	Perfil	Comb.	P(kg)	Mx(kg.m)	My(kg.m)
Pórtico transversal						
1	Columna lateral	W600-9x250-12	CL3.2	-10490	39626	111
2	Viga principal	W600-9x250-12	CL3.2	-9443	19531	-19,8
Cerramientos y arriostres						
3	Viga de alero	T125X4.5	CL3.3	-527	-143	102
4	Viga secundaria	T200X10x6	CL3.3	-2314	247	-36
5	Columna secundaria	T250x125x6	CL4.3	-950	-2258	0
6	Arriostre de techo	B16	CL3.2	1969	-	-
7	Arriostre lateral	B19	CL5.3	1108	-	-

Nota: La tabla muestra las cargas máximas requeridas y las combinaciones de carga respectivas para los perfiles representativos de la estructura del caso 1, el cual considera pórticos de acero A36.

Figura 3.24.

Cargas internas del análisis estático



Nota: La figura muestra los diagramas de carga típicos obtenidos en el análisis estático del caso 1. Valores de momentos flectores Ton.m y cargas axiales en Ton.

3.5.4. Demanda de carga

Tomando como referencia la guía de diseño de estructuras de acero AISC A360, se calculan las resistencias de diseño de cada elemento.

A continuación, en la tabla 3.19 y tabla 3.20, se muestran las resistencias de diseño de cada elemento de la estructura y los índices de demanda de carga críticos, que relacionan la resistencia de diseño con la carga máxima requerida calculada, para los casos de estudio que consideran pórticos de acero A36.

En la figura 3.26 y tabla 3.27 se presentan gráficamente los índices demanda de carga para los casos descritos y para todos los elementos de la estructura, verificándose que la relación $IDC < 0,9$.

Tabla 3.17.

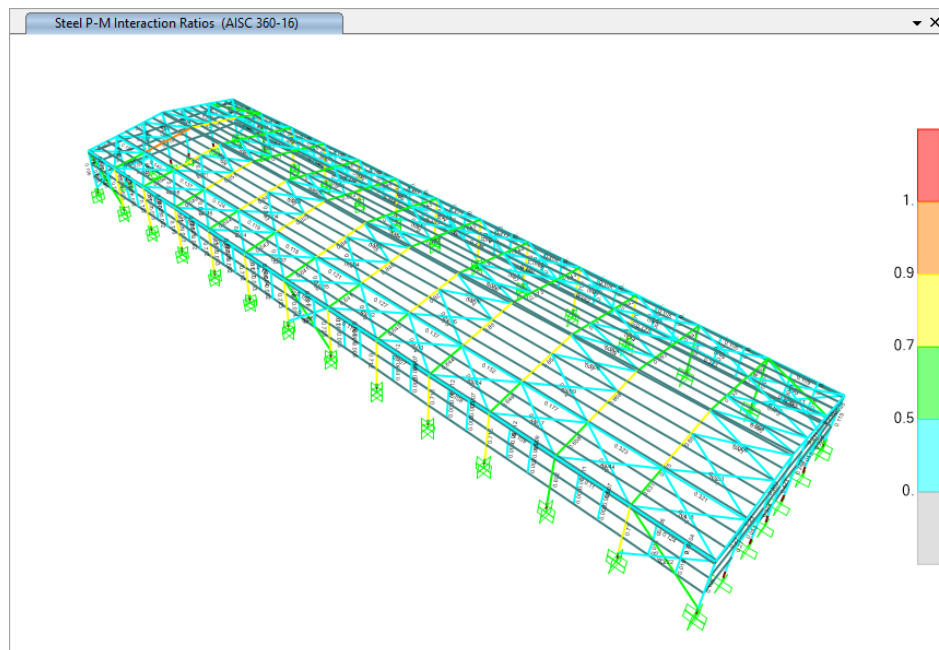
Resistencia de diseño y demanda de carga

Pórtico transversal			Resistencia de diseño			
Ítem	Elemento	Perfil	P(kg)	Mx(kg.m)	My(kg.m)	IDC (%)
Pórtico transversal						
1	Columna lateral	W600-9x250-12	96047	60338	9335	0,75
2	Viga principal	W600-9x250-12	54005	25763	9335	0,84
Cerramientos y arriostres						
3	Viga de alero	T125X4,5	10307	2233	2233	0,14
4	Viga secundaria	T200X100X6	9161	3873	2382	0,32
5	Columna secundaria	T250x125x6	16790	5729	4125	0,42
6	Arriostre techo	B16	4580	14,6	14,6	0,43
7	Arriostre pared	B19	6458	24,5	24,5	0,7

Nota: La tabla muestra las resistencias de diseño y las demandas de carga respectivas para los perfiles representativos de la estructura del caso 1, el cual considera pórticos de acero A36.

Figura 3.25.

Diagrama de índice de demandas de carga



Nota: La figura muestra las demandas de carga máximas de todos los elementos de la estructura obtenidos en el análisis estático del caso 1.

3.5.5. Deflexiones máximas

Se calculan las deformaciones en las vigas principales ante la aplicación de combinaciones de cargas de servicio, estos valores se muestran en la tabla 3.18.

Tabla 3.18.

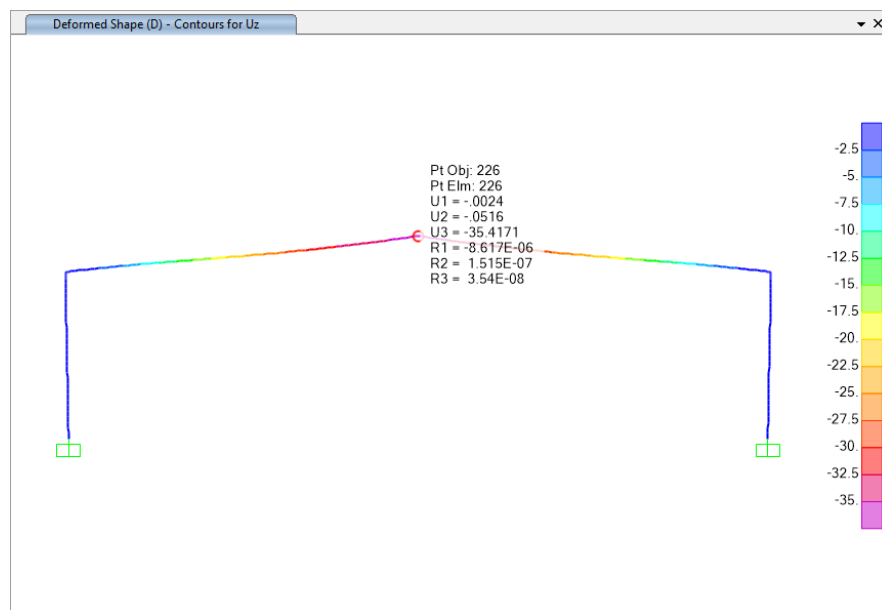
Deflexiones máximas

Item	Deflexión máxima mm Alternativa	Carga de servicio		
		<i>D</i>	<i>L</i>	<i>W</i>
1	Pórticos de acero A36 con separación 9,0 m	35	52	32
2	Valor máximo permitido	86	129	206

Nota: La tabla muestra las deflexiones máximas del techo para las cargas de servicio. Medidas en milímetros.

Figura 3.26.

Diagrama para cálculo de deflexiones máximas en pórticos



Nota: La figura muestra la deflexión máxima del pórtico en milímetros para carga de servicio D.

3.6. Análisis sísmico

En esta sección se analizan efectos de cargas de sismo, mediante el cálculo de cargas internas y derivas máximas obtenidas del modelamiento de la estructura, mostrada en la figura 3.27, mediante el programa sap2000 y el análisis dinámico modal espectral realizado de acuerdo a la norma técnica E0.30.

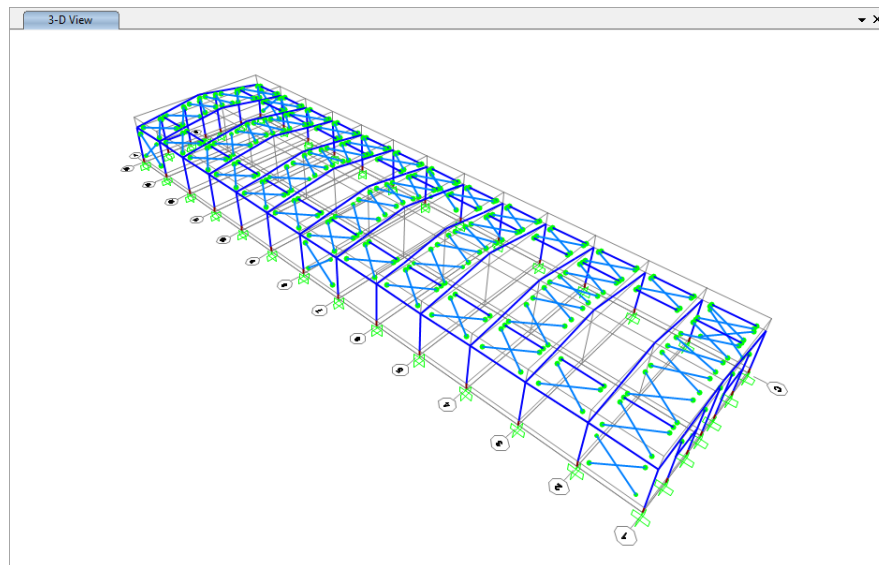
3.6.1. Modelamiento 3D

Al igual que en el caso anterior, con el fin de tener una representación adecuada de la estructura se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones.

- Debido a la complejidad de la forma de la estructura, se realizará un análisis dinámico modal espectral de acuerdo a la norma técnica E0.30.
- Para verificar los resultados se comparan las cortantes basales resultantes con el 80% de los valores resultante de un análisis estático, de no coincidir se aplicará un factor de escalamiento a los casos de carga.
- Se verificará que el número de modos de vibración considerado dé como resultado el 80 % de aporte de masas requerido.
- Se consideran en el modelo solo elementos estructurales, dejando de lado a perfiles de cubierta y templadores, cuya inclusión significaría la consideración de un número elevado de modos de vibración y por consiguiente mayor tiempo de simulación sin conseguir mayor precisión en los cálculos.
- Se incluyeron las cargas muertas como el peso de la cobertura y el peso propio de los elementos no modelados, así como también las cargas vivas de techo. Para facilitar el modelamiento, estas cargas se consideraron uniformemente distribuidas en vigas y columnas.

Figura 3.27.

Modelo de la estructura para análisis sísmico



Nota: En la figura se muestra la configuración de la estructura, donde se consideraron solo el modelamiento de los elementos estructurales.

3.6.1.1. Modos de vibración. Para el análisis dinámico modal el espectral se considerarán los modos de vibración un porcentaje de masa participativas de por lo menos un 90% de la masa total. Como se aprecia en la figura 3.28, para cumplir este requerimiento se tuvo que configurar el analisis para 40 modos de vibración.

Figura 3.28.

Resultados del análisis modal y modos de vibración

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	45	0.006758	0.18	0.0002132	2.56E-06	0.94	0.93	0.74	3.955E-06
MODAL	Mode	41	0.064766	0.003901	3.461E-07	9.297E-09	0.77	0.77	0.43	1.407E-09
MODAL	Mode	42	0.034203	5.099E-08	1.309E-06	0.02448	0.77	0.77	0.46	2.438E-06
MODAL	Mode	43	0.018908	1.263E-07	6.253E-06	0.29	0.77	0.77	0.74	0.0001188
MODAL	Mode	44	0.010186	4.887E-05	0.17	5.174E-05	0.77	0.93	0.74	0.003082
MODAL	Mode	26	0.238356	0.05502	1.753E-10	5.669E-11	0.76	0.75	0.37	9.352E-08
MODAL	Mode	27	0.22176	0.001481	3.715E-09	1.739E-09	0.76	0.75	0.37	3.098E-08
MODAL	Mode	28	0.219699	1.161E-08	0.0004176	0.0024	0.76	0.75	0.37	4.878E-07
MODAL	Mode	29	0.20778	1.153E-08	0.001842	0.0002712	0.76	0.75	0.37	2.652E-05
MODAL	Mode	30	0.179605	1.04E-07	0.00144	6.018E-06	0.76	0.75	0.37	0.003426
MODAL	Mode	31	0.176395	1.808E-08	5.85E-05	0.001648	0.76	0.75	0.37	8.563E-06
MODAL	Mode	32	0.169444	3.909E-05	1.084E-05	3.032E-07	0.76	0.75	0.37	1.543E-05
MODAL	Mode	33	0.154408	1.379E-09	1.28E-05	0.02687	0.76	0.75	0.4	2.075E-05
MODAL	Mode	34	0.149218	3.785E-09	2.611E-05	0.03715	0.76	0.75	0.43	1.284E-05
MODAL	Mode	35	0.14268	3.966E-07	0.008178	3.335E-05	0.76	0.76	0.43	0.0002578

Nota: En la imagen es muestran los resultados del análisis modal, donde se comprueba el porcentaje mínimo requerido de aporte de masas mayor al 90%.

3.6.1.2. Verificación de cortante basal. A continuación, se muestran resultados de cortantes basales tanto para el análisis sísmico estático como para el análisis sísmo dinámico en las dos direcciones.

Figura 3.29.

Reacciones en base para análisis sísmico estático y dinámico

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX Kg	GlobalFY Kg	GlobalFZ Kg
D	LinStatic			-6.785E-10	7.426E-10	161117.73
Lr	LinStatic			-6.551E-10	7.033E-10	75026.6
Sx	LinStatic			-30706.53	-2.024E-12	3.664E-10
Sy	LinStatic			-3.392E-12	-30706.53	-2.407E-10
Ex	LinRespSpec	Max		20816.56	545.54	14706.83
Ey	LinRespSpec	Max		1381.2	23170.82	14710.72
MODAL	LinModal	Mode	1	0.04546999...	-641	-0.23
MODAL	LinModal	Mode	2	0.15	0.59	-630.9

Nota: En la figura se muestran los resultados de cortantes basales para análisis sísmico estático y dinámico, antes de realizar el escalamiento de los casos de carga.

De acuerdo a la norma técnica E0.30, el cortante basal resultante del análisis dinámico debe ser como mínimo el 80% del valor obtenido del análisis estático, para el caso de una estructura regular. Se verificará a continuación.

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} > 0,8 \quad (3.18)$$

Tabla 3.19.

Comparación de cortantes basales y escalamiento

Dirección de análisis	X-X	Y-Y
Cortante estática	30706 kg	30706 kg
80% Cortante estático	24564 kg	24564 kg
Cortante dinámico	20816 kg	23170 kg
Factor de escalamiento	1,18	1,060

Nota: La tabla muestra las cortantes basales resultantes del análisis estático y dinámico así antes de realizar el escalamiento para cumplir el requisito de la norma E0.30.

En la tabla 3.19, se observa que en las dos direcciones de análisis no se cumplió con el requisito, entonces se aplicó un factor escalamiento con el fin de alcanzar el cortante

requerido por la norma. Este factor se utilizó al redefinir los casos de carga correspondientes a cada dirección del análisis dinámico espectral.

3.6.2. Combinación de carga

Se muestran las combinaciones de carga consideradas en el análisis sísmico, las cuales fueron generadas de acuerdo la metodología LRFD según la tabla 2.3. Además, se tuvo en cuenta combinaciones de carga adicionales generadas al considerar las dos direcciones análisis. Una de estas direcciones corresponde al eje de los pórticos designado como eje x, en tanto que la otra dirección corresponde al eje de la cumbrera designado como eje y.

$$LC6.1 = 1,2D + 1,0E_x$$

$$LC6.2 = 1,2D - 1,0E_x$$

$$LC6.3 = 1,2D + 1,0E_y$$

$$LC6.4 = 1,2D - 1,0E_y$$

$$LC7.1 = 0,9D + 1,3E_x$$

$$LC7.2 = 0,9D - 1,3E_x$$

$$LC7.3 = 0,9D + 1,3E_y$$

$$LC7.4 = 0,9D - 1,3E_y$$

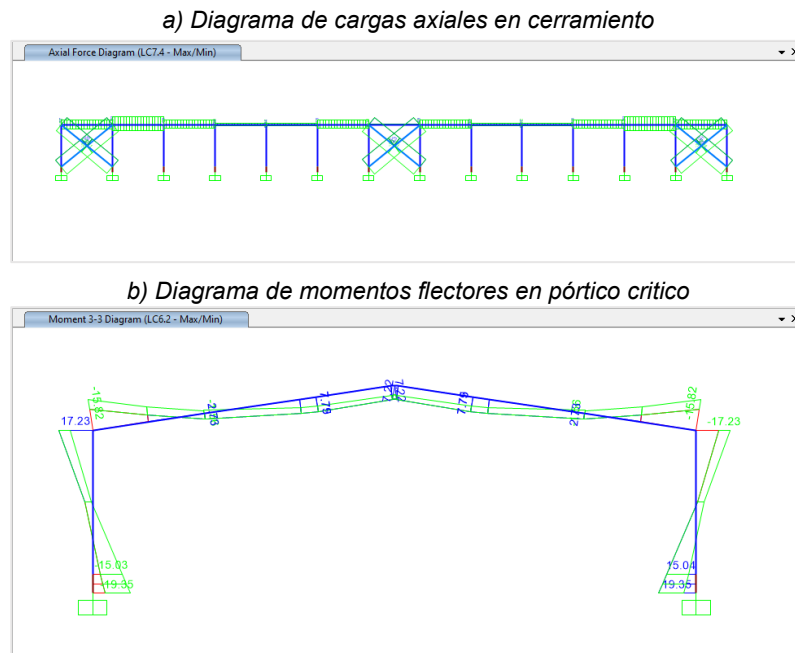
3.6.3. Cargas máximas

Mediante el programa sap2000 se obtiene los diagramas de cargas de cada elemento. En la figura 3.30 y figura 3.31 para cada caso de estudio. En estos diagramas se aprecian las cargas axiales en los elementos del cerramiento y en los diagramas de momentos flectores en el pórtico más cargado.

En la tabla 3.20 y tabla 3.21 se presentan las cargas requeridas máximas y las combinaciones respectivas para los elementos representativos del pórtico transversal de la estructura para cada uno casos de estudio analizados.

Figura 3.30.

Diagrama de cargas internas del análisis sísmico



Nota: La figura muestra los diagramas de carga típicos obtenidos en el análisis sísmico del caso 1. Valores de momentos flectores Ton.m y cargas axiales en Ton.

Tabla 3.20.

Cargas requeridas máximas del análisis sísmico

Pórtico transversal				Carga requerida		
Ítem	Elemento	Perfil	Comb.	P(kg)	Mx(kg.m)	My(kg.m)
Pórtico transversal						
1	Columna lateral	W600-9x250-12	CL6.4	-5427	16454	-131
2	Viga principal	W600-9x250-12	CL6.2	-3742	7793	-16
Cerramiento y arriostres						
3	Viga de alero	T125X4,5	CL7.4	-2127	-183	41,6
4	Viga secundaria	T200X10x6	CL6.2	-1001	292	-
5	Columna secundaria	T250x125x6	CL6.4	-1703	-205	-
6	Arriostre de techo	B16	CL6.4	1149	-	-
7	Arriostre lateral	B19	CL7.4	2939	-	-

Nota: La tabla muestra las cargas máximas requeridas y las combinaciones de carga respectivas para los perfiles representativos de la estructura del caso 1, el cual considera pórticos de acero A36.

3.6.4. Demanda de carga

Tomando como referencia las especificaciones de construcción en acero AISC A360, se calculan las resistencias de diseño de cada elemento.

A continuación, en la tabla 3.21 y tabla 3.22, se muestran las resistencias de diseño de cada elemento de la estructura y los índices de demanda de carga críticos, que relacionan la resistencia de diseño con la carga máxima requerida calculada, para los casos de estudio que consideran pórticos de acero A36.

A continuación, en la figura 3.31 y tabla 3.32 se presentan gráficamente los índices demanda de carga para los casos descritos y para todos los elementos de la estructura, verificándose que la relación $IDC < 0,90$.

Tabla 3.21.

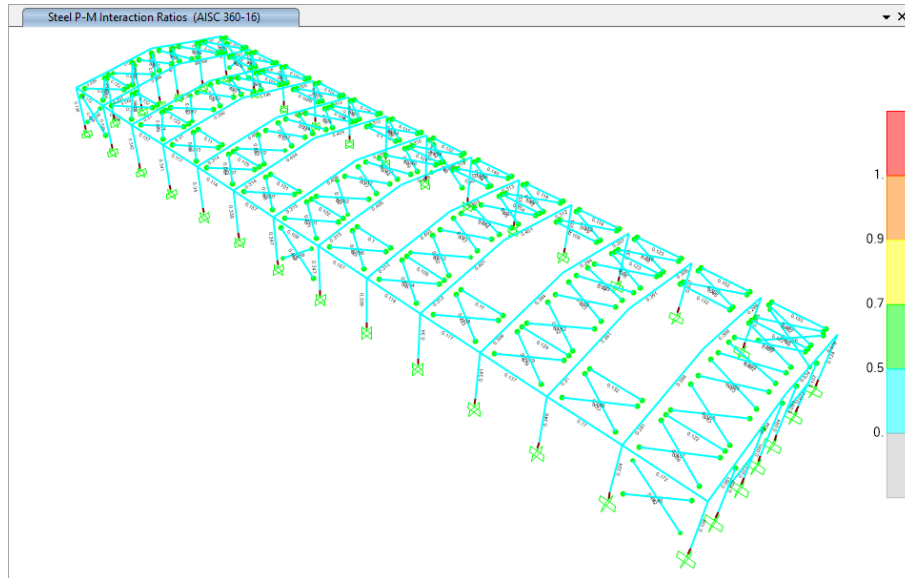
Resistencia de diseño y demanda de carga

Pórtico transversal			Resistencia de diseño			
Ítem	Elemento	Perfil	P(kg)	Mx(kg.m)	My(kg.m)	IDC (%)
Pórtico transversal						
1	Columna lateral	W400-9x240-12	96047	60338	9335	0,32
2	Viga principal	W400-9x240-12	54005	25763	9335	0,34
Cerramientos y arriostres						
3	Viga de alero	T150X4,5	10307	2233	2233	0,29
4	Viga secundaria	T200X100X6	9161	3873	2382	0,1
5	Columna secundaria	T250x125x6	16790	5729	4125	0,08
6	Arriostre techo	B16	4580	14,6	14,6	0,25
7	Arriostre pared	B19	6458	24,5	24,5	0,45

Nota: La tabla muestra las resistencias de diseño y las demandas de carga respectivas para los perfiles representativos de la estructura del caso 1, el cual considera pórticos de acero A36.

Figura 3.31.

Diagrama para demandas de carga



Nota: La figura muestra las demandas de carga máximas de todos los elementos de la estructura obtenidos en el análisis sísmico del caso 1.

3.6.5. Derivas máximas

Para el caso del cálculo de derivas se consideradas como cargas de servicio a las a las cargas de sismo en una determinada dirección.

$$SL1 = E_x$$

$$SL2 = E_y$$

Se calculan los desplazamientos máximos ocasionados por la aplicación de cargas de sismo en las dos direcciones de análisis. De acuerdo con la norma técnica E0.30, para una estructura regular, las derivas ε se obtienen amplificando las deflexiones laterales por un factor $R = 4$ tal como en la ecuación 3.20, y dividiendo por la altura de referencia tomada como la altura de la columna principal $H = 7,4 \text{ m}$ para el caso del sismo en la dirección X, y la altura de la columna secundaria $H = 11 \text{ m}$ para el sismo en la dirección Y.

$$\text{deflexión amplificada} \quad \delta' = 0,75R\delta \quad (3.19)$$

Deriva

$$\varepsilon = \frac{\delta'}{H}$$

(3.20)

Tabla 3.22.

Derivas máximas resultantes

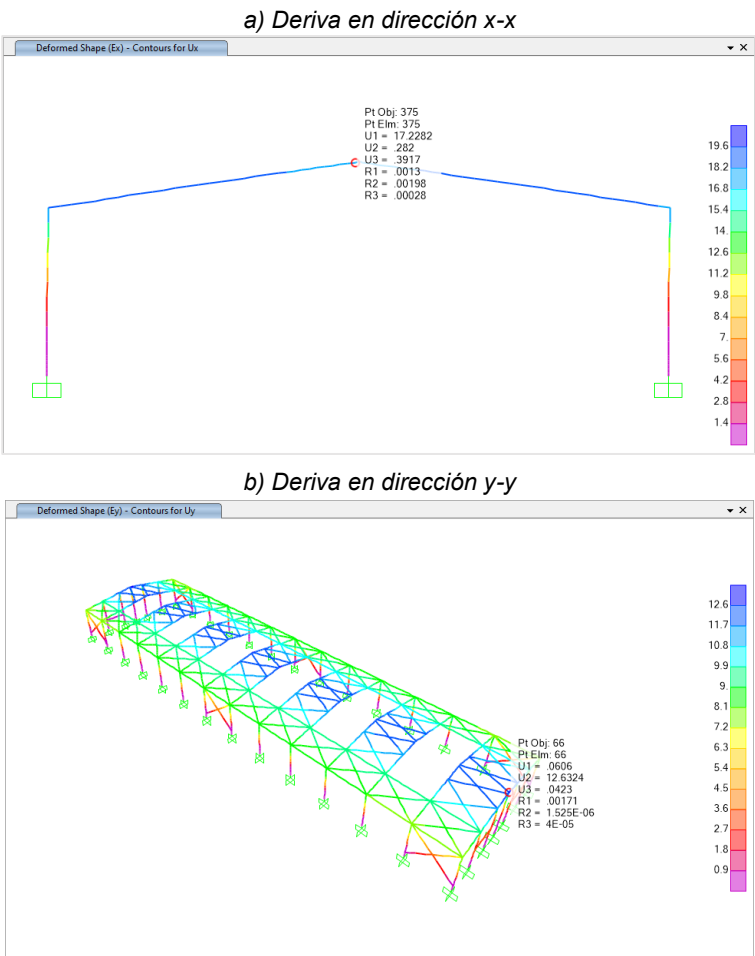
Item	Alternativa	Dirección X		Dirección Y	
		δ_x (mm)	ε_x	δ_y (mm)	ε_y
1	Caso: Pórticos de acero A36 con separación 9,0 m	8,0	0,003	12,6	0,0034

Nota: La tabla muestra las derivas para los análisis sísmicos en cada dirección de análisis.

Se verifica que las derivas resultantes sean menores al valor máximo permisible de 0.01 para estructuras metálicas según la tabla 2.9.

Figura 3.32.

Diagrama de derivas para análisis sísmico



Nota: Los gráficos muestran las derivas resultantes del análisis sísmico del caso 1. Estos también son válidos para el caso 2 dado el valor muy próximo de los resultados.

3.7. Metrados y costos

Esta sección tiene como calcular los metrado y costos de las alternativas de diseño de la estructura determinados las secciones previas.

3.7.1. Cálculo de pesos

Una vez determinado los perfiles óptimos de los pórticos y cerramientos para las tres alternativas de separación entre pórticos, con la ecuación 3.21 se determinan los pesos P .

$$P = \sum L_a W_a \quad (3.21)$$

Donde:

W_a Peso de perfil unitario (kg/m).

L_a Longitud total metrado (m).

Tabla 3.23.

Metrado de perfiles para los casos de estudio

		Separación entre pórticos		
Ítem	Elemento	B=6 m	B=9 m	B=12 m
Pórtico transversal				
1	Columna lateral	628	408	314
2	Viga principal	296	192	148
3	Placa base	28,0	18,2	14,0
Cerramiento y arriostres				
4	Viga de Alero	240	240	240
5	Viga secundaria	240	240	240
6	Correa de techo	2160	2160	2160
7	Larguero lateral	720	720	720
8	Arriostre techo	1919	1550	1444
9	Arriostre pared	114	129	160
10	Templadores	2052	1296	972
11	Larguero frontal	186	186	186
12	Columna secundaria	90	90	90

Nota: La tabla muestra longitudes de perfiles netas en metros sin considerar pérdidas de material.

A continuación, con el uso de los datos de pesos y áreas unitarias del anexo H y el metrado de perfiles de la tabla 3.23, los cuales no incluyen perdidas de material por fabricación, se determinan los pesos netos para las tres alternativas de diseño.

Tabla 3.24.

Cálculo de pesos de las alternativas de diseño

Ítem	Alternativa de diseño	Peso(kg)
1	Caso 1: Pórtico de acero A36 con separación de 6 m	109993
2	Caso 2: Pórtico de acero A36 con separación de 9 m	95149
3	Caso 3: Pórtico de acero A36 con separación de 12 m	102093

3.7.2. Cálculo de costos

Calculados los metrados de perfiles y teniendo como datos a los pesos unitarios, áreas unitarias y los costos unitarios de los perfiles, aplicando la ecuación 3.22 se obtendrá una estimación de los costos de materiales que permitirán realizar comparaciones entre los diseños propuestos.

$$CM = \sum L_a W_a C_a + C_p \sum L_a A_a \quad (3.22)$$

Donde:

w_a Peso de perfil unitario (kg/m).

L_a Longitud del elemento (m).

C_a Costo unitario de acero ($\$/kg$).

C_p Costo unitario de pintura epóxica ($\$/m^2$).

Los costos unitarios de los materiales varían con el tiempo y según el tipo de cambio por lo que para fines prácticos se consideran los siguientes valores de referencia estimados a partir de cotizaciones de proveedores locales que se muestran en el anexo F.

Ya que los diseños propuestos incluyen variaciones en el área superficial se considera conveniente incluir, costos de suministro de pintura epóxica. El sistema de pintado descrito en el anexo mencionado anteriormente.

Precio de plancha de acero ASTM A36 =	$C_{a1} = 0,96 \text{ \$/kg}$
Precio de tubo de acero ASTM A36	$C_{a3} = 1,19 \text{ \$/kg}$
Precio de Barra redonda lisa de acero ASTM A36	$C_{a3} = 1,36 \text{ \$/kg}$
Precio de canal atiesado ASTM A36	$C_{a4} = 1,18 \text{ \$/kg}$
Precio de zeta atiesada acero ASTM A36	$C_{a5} = 1,44 \text{ \$/kg}$
Precio de pintura por m2 de superficie	$C_p = 4,55 \text{ \$/kg}$

A continuación, con el uso de los datos de pesos y áreas totales, se determinan los costos de materiales para las tres alternativas de diseño.

Tabla 3.25.

Cálculo de costos de las alternativas de diseño

Ítem	Elemento	Costo materiales (\$)
1	Caso 1: Pórtico de acero A36 con separación de 6 m	130029
2	Caso 2: Pórtico de acero A36 con separación de 9 m	118146
3	Caso 3: Pórtico de acero A36 con separación de 12 m	129191

Nota: La tabla muestra estimaciones en pesos y costos de los materiales de la estructura para los casos de estudio.

Capítulo IV: Interpretación de resultados

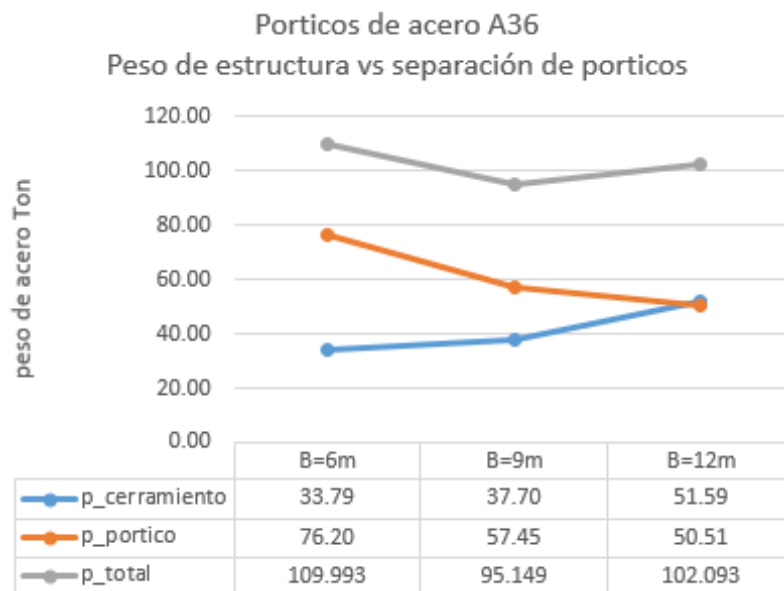
4.1. Resultados

Considerando los resultados de los metrados de cada caso analizado, se elabora las líneas de tendencias de la figura 4.1, donde se aprecia una relación directa entre el peso de los elementos de cerramiento y la separación entre pórticos, debido al incremento de las cargas de diseño. También se nota una relación inversa con el peso total de los pórticos, ya que incrementado la separación se requerirán menor cantidad de pórticos.

Al realizar la suma se obtiene la relación entre el peso total de la estructura y la separación, la cual tiene forma cóncava con un valor mínimo de 95149 kg, que corresponde al segundo diseño que considera pórticos de perfiles W600-9X250-12 con una separación de 9 m.

Figura 4.1.

Variación en los pesos de la estructura

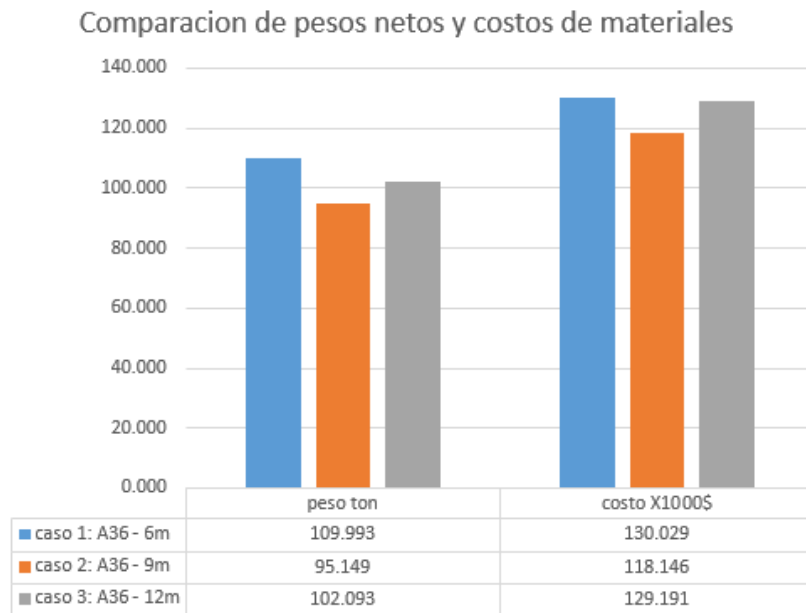


Nota: En las gráficas se muestran las variaciones en pesos para distintas separaciones de pórticos, considerando perfiles óptimos que cumplen con las limitaciones de resistencia y rigidez.

Al considerar los resultados de los costos de materiales se obtiene una tendencia similar que, para los pesos, identificándose que el costo de materiales mínimo corresponde, igualmente, al caso 2 tal como se observa en la figura 4.2.

Figura 4.2.

Diagrama comparación de peso y costo



Nota: El gráfico muestra la comparación en los resultados de peso y costo de materiales para las tres alternativas de diseño.

Con la finalidad de verificar los resultados se realizó un análisis estático y sísmico de las estructuras mediante el software sap2000, comprobándose que las demandas de carga, las deflexiones y las derivas estén por debajo de los valores permisibles según norma.

4.2. Contrastación de hipótesis

Al iniciar esta investigación se planteó una hipótesis general y Cuatro específicas. Después de realizar las alternativas de diseño de la estructura de una nave industrial, y denominando a H_i como la hipótesis de la investigación, y a H_o como la hipótesis nula correspondiente, se presentan las siguientes comprobaciones.

Hipótesis general

Hi: Con el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial se reducen costos de materiales.

H₀: Sin el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial no se reducen costos de materiales.

Dado que se logró realizar el mejoramiento del diseño de la estructura seleccionando de forma eficiente los materiales, se verifica la hipótesis general de la investigación y se descarta la hipótesis nula.

Hipótesis específica 1

Hi: Con la aplicación de normas nacionales se determinarán las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura.

H₀: Con la aplicación de normas nacionales no es posible determinar las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura.

Se determinaron las cargas de diseño de acuerdo a la norma nacional, y combinaciones de cargas según el método LRFD. La combinación de carga CL3.2, usada en el cálculo teórico de los pórticos, fue verificada luego mediante el análisis estático y sísmico en el programa sap2000, de esta forma se valida la hipótesis de la investigación.

Hipótesis específica 2

Hi: Es factible realizar diseños alternativos con la selección óptima de perfiles que garanticen la funcionalidad de la estructura.

H₀: No es factible realizar diseño alternativo con la selección óptima de perfiles que garantice la funcionalidad de la estructura.

Se realizaron tres diseños alternativos a la estructura de la nave industrial, mediante los cálculos teóricos aplicando el método de rigidez, logrando seleccionar perfiles óptimos

que además cumplieron con ciertas restricciones, como las demandas de carga y la deflexión máxima, validando así la hipótesis de la investigación.

Hipótesis específica 3

H_i : Mediante de uso de un software de elementos finitos se determinará que las deflexiones y demandas de carga de la estructura están por debajo de límites permisibles.

H_0 : Mediante de uso de un software de elementos finitos se determinará que las deflexiones y demandas de carga de la estructura no están por debajo de límites permisibles.

Los resultados en demandas de carga y deformaciones, obtenidas del análisis estático y sísmico de la estructura resultaron por debajo de los límites permisibles. Además, se verificaron los cálculos teóricos con el método de rigidez realizados para dimensionar los pórticos, observándose pequeños errores que se justifican por el hecho de considerar un pórtico plano y calcular propiedades de la sección mediante fórmulas aproximadas. Con esto, se valida la hipótesis de la investigación.

Hipótesis específica 4

H_i : Es posible determinar la solución más económica evaluando los pesos y costos de las alternativas de diseño propuestas.

H_0 : No es posible determinar la solución más económica sin antes evaluar los pesos y costos de las alternativas de diseño propuestas.

Se determinaron tres alternativas de diseño que tuvieron con dato inicial la separación entre pórticos calculándose el peso y costo de cada alternativa, lográndose identificar como la solución económica aquella que presento el valor mínimo. Con esto se valida la hipótesis de la investigación.

4.3. Discusión de resultados

Saavedra (2002) realiza la optimización de una nave industrial con un pórtico similar en dimensiones, obteniendo perfiles de similar dimensión H620x8x241x16, pero usando acero de alta resistencia A572 gr. 50. Esto se debe principalmente a que el autor considera el apoyo de las columnas como rotulas, obteniéndose mayores momentos flectores. Otro motivo de la discrepancia en las medidas, es debida al cálculo de cargas. La ubicación geográfica amerita la consideración de parámetros sísmicos más exigentes, además, se consideran mayores valores de cargas muertas en techo debido al uso de termo muro.

Una coincidencia, es la consideración de la combinación de carga $1,2D + 1,6Lr$, como critica para el diseño de los perfiles del pórtico. Por otro lado, la separación entre pórticos predefinida fue 8,5 m, cercana a la separación óptima calculada en el presente trabajo y justificada mediante la comparación de tres alternativas de diseño.

Urquiaga (2018), para realizar la optimización de la nave industrial de 30 m de luz elabora diez diseños de estructura utilizando un tipo pórticos de perfiles tubulares en acero A36 con distintos espaciamientos entre pórticos, encontrando que la separación óptima es 8 m, valor cercano al calculado en el presente trabajo.

A diferencia de esta solución planteada, en el presente estudio se propone una metodología más general y aplicando criterios de diseño que involucran variables como demanda de carga y deflexión y restricciones como esbeltez y relaciones ancho y espesor para evitar el pandeo local, obteniéndose una metodología aplicable a cualquier tipo de configuración y que puede realizarse antes de modelar la estructura facilitando y reduciendo el tiempo de análisis.

Goñi (2018) realiza la optimización de una nave industrial de 28 m de luz, 5% de pendiente y una separación entre pórticos de 5 m, esto, mediante la comparación de dos soluciones propuestas con geometría ya definida que consistieron en una nave industrial con pórticos de vigas doble T y otra alternativa en pórticos con tijerales.

Para el caso del pórtico se consideró como perfil optimo, W400x9-240x12, obteniendo una deriva máxima de 0,0077, los resultados no son comparables dados los distintos parámetros sísmicos considerados, pero si se asemejan en que resultan muy por debajo del límite permisible según norma, esto a pesar de usar perfiles óptimos por lo que se concluye que el análisis sísmico no gobierna el diseño para este tipo de estructura.

Conclusiones

Conclusión general

Se realizó de forma satisfactoria el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de la nave industrial del proyecto mediante la aplicación del método de la rigidez, concluyendo que, considerando pórticos con perfiles W600-9x250-12 separados una distancia de 9 m, se obtiene el diseño de la estructura que cumple con tener el menor peso y costo, además de cumplir con restricciones adicionales como las limitaciones en las relaciones de esbeltez, deflexiones y demandas de cargas próximas a los valores permisibles definidos. Los resultados fueron verificados mediante un análisis estático y sísmico realizado en sap2000.

Conclusiones específica 1

Se plantearon tres alternativas de diseño, que consistieron en distintas separaciones entre pórticos, esto con la finalidad de dimensionar de forma óptima los miembros de la estructura de la nave industrial, esto se refiere a diseñarlos manteniendo las demandas de carga y deflexiones cerca de los límites permisibles.

Conclusiones específica 2

Se determinaron las cargas muertas, cargas vivas de techo, cargas de viento y los parámetros sísmicos de acuerdo con la norma técnica peruana. Además, se tomó en cuenta la metodología LRFD para la generación de combinaciones de carga necesarias para el dimensionamiento y la posterior realización de los análisis estáticos y análisis sísmicos dinámicos.

Conclusiones específica 3

Se realizó el modelamiento de la estructura por medio del programa sap2000, obteniéndose la respuesta de la estructura frente a la acción de las cargas de diseño, esto se refiere a los valores máximos de cargas internas y deformaciones.

Por otro lado, se calcularon las resistencias de diseño de los elementos de la estructura aplicándose las especificaciones de diseño AISC A360. Finalmente se determinó la demanda de cada perfil identificándose aquellos más críticos y verificándose si la demanda de carga está cerca del límite, previamente definido como 90%, para tener así un diseño óptimo

Para verificar la rigidez de la estructura, se calcularon las deflexiones debidas a cargas de servicio y las derivas máximas resultantes del análisis sísmico dinámico, ambas resultaron aceptables y por debajo de los valores permisibles, notándose que no gobiernan el diseño de la estructura.

Conclusiones específica 4

Durante el proceso de cálculo se determinó que la distancia entre pórticos tiene una relación proporcional con el peso del cerramiento, en tanto que se tiene una relación inversa con el peso del pórtico.

Si se grafica el peso total vs separación entre pórticos, se obtiene una curva cóncava con un valor mínimo claramente identificable, que corresponde a la alternativa de diseño 2, la cual considera pórticos vigas con acero A36 con perfiles W600-9x250-12 separados una distancia de 9 m presenta un peso de 95149 kg y un costo estimado de materiales de 118146 \$, logrando de esta manera una reducción máxima en peso de 6,8% y un ahorro máximo de 8,5 %, respecto a las otras alternativas propuestas.

Recomendaciones

- El método de rigidez es una herramienta que permite obtener cálculos de cargas internas y deflexiones de una forma rápida, por lo que es una buena alternativa para realizar un dimensionamiento sin recurrir al modelamiento en un software especializado de cálculo.
- Para el análisis exacto de estructuras es muy útil aplicar programas como sap2000 que realizan tanto el cálculo como diseño, sin embargo, es importante tener un buen criterio al momento de realizar el modelado y definir parámetros de diseño, esto para obtener una representación adecuada de la estructura que asegure resultados confiables.
- Se recomienda verificar esbelteces y relaciones ancho espesor de perfiles seleccionados para que estos no sean propensos al pandeo local. Para el caso de considerar estructuras de baja altura y en aplicaciones donde no se tengan cargas por fatiga, sería posible seleccionar perfiles con menores espesores limitando las demandas de carga de los perfiles de manera conservadora.
- Si se desea utilizar el diseño del presente trabajo en otra región, es importante recalcular las cargas y definir los parámetros de cargas de viento y sismo correspondientes al sitio, este último debería ser el resultado de un estudio de suelos.
- Se recomienda que, para la elección del tipo de pórtico así como cualquier otro sistema constructivo, además de utilizar criterios técnicos como las deflexiones y demandas de carga, analizar los requerimientos del proyecto, tales como tiempos de fabricación, tiempos de montaje, facilidad para el mantenimiento, estética, facilidad de transporte, entre otros.

Referencias bibliográficas

- AISC. (1994). *Manual of steel construction* (2 ed., Vol. 1). Estados Unidos.
- AISC. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-16*. Estados Unidos.
- AISI. (2013). *AISI MANUAL: Cold formed steel design vol1*.
- AISI. (2016). *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members AISI S100-16*. Estados Unidos.
- Arnal, E., Gutierrez, A., Montemayor, F., & Achabal, F. (2014). *Proyecto y construcción de galpones modulares*. Caracas: PAG Marketing Soluciones C.A.
- Blanco, E., Cervera, M., & Suarez, B. (2015). *Análisis matricial de estructuras*. Barcelona: CIMNE.
- Fisher, J., & Kloiver, L. (2006). *Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design* (2 ed.). Estados Unidos.
- Goñi Vega, D. (2018). *Comparativo técnico económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y porticos [Tesis de pregrado, Pontificia universidad católica del peru]. Repositorio digital PUCP*.
- ICC. (2015). *International Building Code* (Vol. 2). Estados Unidos.
- Larico Quispetupac, J. (2015). *Análisis y diseño en acero de una nave industrial con dos puente grúa [Tesis de pregrado, Universidad Nacional San Agustín de Arequipa]. Repositorio digital PUCP*. Arequipa, Peru.
- Lopez Juarez, J., Bañon Blazquez, L., & Varona Moya, F. (2012). *Apuntes de hormigón armado*. España.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2010). *Diseño de estructuras* (2 ed.). España: McGrill.

- MVCS. (2011). *Norma tecnica E0.20 "Cargas"*. Lima: El Peruano.
- MVCS. (2019). *Norma tecnica E0.30 "Diseño sismoresistente"*. Lima: El Peruano.
- Prado Bellorin, R. (2014). *Evaluación estructural de perfiles C y Z de fabricación nacional basada en la especificación para el diseño de miembros estructurales de acero formados en frío, aisi 2007*. Venezuela. Obtenido de <https://oaji.net/articles/2019/7118-1560954181.pdf>
- Rupay Vargas, M., Baltazar Ariza, Y., & Malpartida Quispe, A. (2023). *Análisis estructural de un pórtico aplicando el método de rigidez*. Obtenido de <https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/6362/15958>
- Saavedra Espinoza, H. (2002). *Análisis y optimización del diseño estructural de una nave pórtico de 3000 m2 utilizando el método LRFD y SAP 2000 [Tesis de pregrado, Universidad nacional de ingeniería]. Repositorio UNI*.
- Urquiaga Oblitas, A. (2019). *Diseño estructural y optimización de pórticos tipo tijera de una nave industrial de 30 metros de luz [Tesis de pregrado, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio digital UCV*.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero y comportamiento LRFD* (1 ed.). Mexico: McGraw Hill.
- Woolcock, S., Kitipornchai, S., & Bradford, M. (1999). *Design of portal frame buildings*. Australian institute of steel construction.

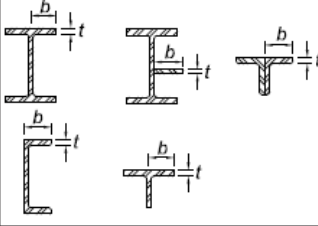
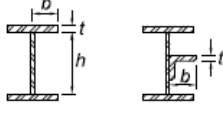
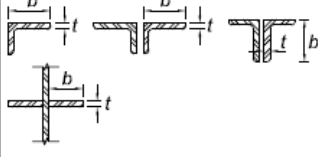
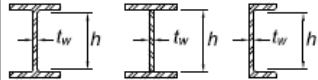
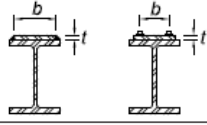
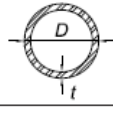
ANEXOS

ANEXO A: MATRIZ DE CONSISTENCIA	1
ANEXO B: LIMITES PARA PANDEO LOCAL SEGÚN AISC A360	2
ANEXO: B. LIMITES PARA PANDEO LOCAL SEGÚN AISC A360 (CONTINUACION)	3
ANEXO: B. LIMITES PARA PANDEO LOCAL SEGÚN AISC A360 (CONTINUACION)	4
ANEXO C: FORMULAS PARA PROPIEDADES DE PERFILES	5
ANEXO D: FORMULARIO POARA RESOLUCION DE VIGAS	9
ANEXO E: CODIGO MATLAB PARA CALCULO DE PORTICO BIEMPOTRADO	11
ANEXO F: COSTOS UNITARIOS DE REFERENCIA	14
ANEXO G: NOMENCLATURA	15
ANEXO H: CUADRO DE PESOS Y AREAS UNITARIAS	17

ANEXO A: MATRIZ DE CONSISTENCIA

MEJORAMIENTO DEL DISEÑO UNA NAVE INDUSTRIAL DE 3730 M2 APLICANDO EL MÉTODO DE RIGIDEZ Y LA NORMATIVA PERUANA				
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
Problema general ¿Cómo realizar el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial con la finalidad reducir los costos de materiales?	Objetivo general Realizar el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial para reducir costos de materiales.	Hipótesis general Con el mejoramiento del diseño de la estructura metálica de una nave industrial se reducen costos de materiales.	V. Independiente: Mejoramiento del diseño de la estructura metálica.	Tipo de investigación: Experimental Tipo de enfoque Investigación Cuantitativa Nivel o alcance Correlacional Diseño de investigación Se seguirán los siguientes pasos: • Recopilación de datos • Definición de alternativas de diseño. • Dimensionamiento optimo • Análisis estructural • Determinación de indicadores • Análisis de resultados
Problema específico ¿Cuáles Son las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura de acuerdo a la normativa nacional? ¿Qué alternativas de diseño y que perfiles se seleccionarán de forma óptima y que garanticen la funcionalidad de la construcción? ¿Las deflexiones y demandas de carga de la estructura, obtenidas mediante un software de elementos finitos, están por debajo de límites permisibles? ¿Cuál será la solución más económica entre las alternativas de diseño propuestas en base a pesos y costos calculados?	Objetivo específico Determinar las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura de acuerdo con la normativa nacional. Proponer mediante cálculos teóricos, alternativas de diseño con la selección optima de perfiles y que garanticen la funcionalidad de la construcción. Realizar un análisis estático y sísmico con un software de elementos finitos para verificar que las deflexiones y demandas de carga de la estructura estén por debajo de límites permisibles. Calcular los pesos y costos de materiales de las alternativas de diseños propuestos para elegir la solución más económica.	Hipótesis específico Con la aplicación de normas nacionales se determinarán las cargas de diseño a utilizar en el análisis de la estructura. Es factible realizar diseños alternativos con la selección óptima de perfiles que garanticen la funcionalidad de la estructura. Mediante de uso de un software de elementos finitos se determinará que las deflexiones y demandas de carga de la estructura están por debajo de límites permisibles. Es posible determinar la solución más económica evaluando los pesos y costos de las alternativas de diseño propuestas.	V. Dependiente: Costos de materiales de una nave industrial.	

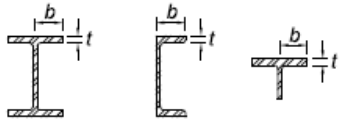
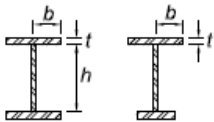
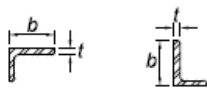
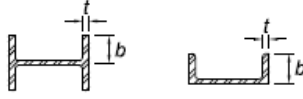
ANEXO B: LIMITES PARA PANDEO LOCAL SEGÚN AISC A360

TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Axial Compression					
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1	(1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Plates projecting from rolled I-shaped sections (3) Outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact (4) Flanges of channels (5) Flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	(1) Flanges of built-up I-shaped sections (2) Plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	^[a] $0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
	3	(1) Legs of single angles (2) Legs of double angles with separators (3) All other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5	Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Walls of rectangular HSS	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Flange cover plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	
E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa) F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa) ^[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, but shall not be taken as less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.					

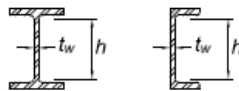
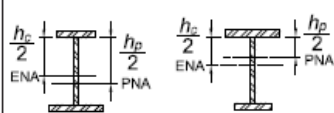
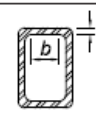
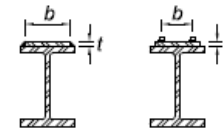
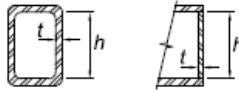
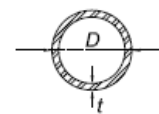
Nota: La tabla muestra los límites de relaciones ancho espesor para elementos sometidos a compresión a considerar en el dimensionamiento de los perfiles. Fuente: AISC (2022).).

ANEXO: B. LIMITES PARA PANDEO LOCAL SEGÚN AISC A360

(CONTINUACION)

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure						
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
				λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)	
Unstiffened Elements	10	(1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Flanges of channels (3) Flanges of tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

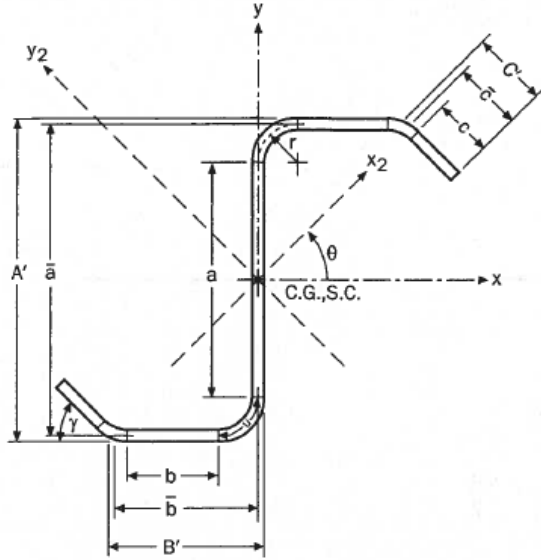
**ANEXO: B. LÍMITES PARA PANDEO LOCAL SEGÚN AISC A360
(CONTINUACION)**

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)	
Stiffened Elements	15 Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Webs of singly symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(0.54\frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2$ $\leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Flanges of rectangular HSS	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Flange cover plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Webs of rectangular HSS and box sections	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20 Round HSS	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	
	21 Flanges of box sections	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
^[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ but shall not be taken as less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. ^[b] $F_L = 0.7F_y$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; and $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$, where S_{xc}, S_{xt} = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in.³ (mm³) ^[c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber, kip-in. (N-mm); $M_p = F_y Z_x$, plastic moment, kip-in. (N-mm), where Z_x = plastic section modulus taken about the x-axis, in.³ (mm³) ENA = elastic neutral axis PNA = plastic neutral axis					

Nota: La tabla muestra los límites de relaciones ancho espesor para elementos a compresión sometidos a flexión a considerar en el dimensionamiento de los perfiles. Fuente: AISC (2022).

ANEXO C: FORMULAS PARA PROPIEDADES DE PERFILES

Perfiles tipo zeta ($\alpha = 1$)



1. Basic parameters

$$a = A' - (2r + t)$$

$$\bar{a} = A' - t$$

$$b = B' - \left[r + t/2 + \alpha(r + t/2) \tan(\gamma/2) \right]^*$$

$$\bar{b} = B' - \left[t/2 + (\alpha t/2) \tan(\gamma/2) \right]$$

$$c = \alpha \left[C' - (r + t/2) \tan(\gamma/2) \right]$$

$$\bar{c} = \alpha \left[C' - (t/2) \tan(\gamma/2) \right]$$

$$u_1 = \pi r/2 = 1.57r$$

$$u_2 = \gamma r, \text{ where } \gamma \text{ is in radians}$$

2. Cross-sectional area

$$A = t \left[a + 2b + 2u_1 + \alpha(2c + 2u_2) \right]$$

3. Moment of inertia about x-axis

$$I_x = 2t \left\{ \begin{aligned} &0.0417a^3 + b(a/2 + r)^2 + u_1(a/2 + 0.637r)^2 + 0.149r^3 \\ &+ \alpha \left[\left(\frac{\gamma + \sin \gamma \cos \gamma}{2} - \frac{\sin^2 \gamma}{\gamma} \right) r^3 + u_2 \left(a/2 + \frac{r \sin \gamma}{\gamma} \right)^2 \right. \\ &\left. + \frac{c^3 \sin^2 \gamma}{12} + c \left(a/2 + r \cos \gamma - \frac{c}{2} \sin \gamma \right)^2 \right] \end{aligned} \right\}$$

4. Moment of inertia about y-axis

$$I_y = 2t \left\{ \begin{aligned} &b(b/2 + r)^2 + \frac{b^3}{12} + 0.356r^3 + \alpha \left[\begin{aligned} &c \left(b + r(1 + \sin \gamma) + \frac{c}{2} \cos \gamma \right)^2 + \frac{c^3 \cos^2 \gamma}{12} \\ &+ u_2 \left(b + r + \frac{r(1 - \cos \gamma)}{\gamma} \right)^2 \\ &+ \left[\frac{\gamma - \sin \gamma \cos \gamma}{2} - \frac{(1 - \cos \gamma)^2}{\gamma} \right] r^3 \end{aligned} \right] \end{aligned} \right\}$$

5. Product of inertia (See note below)

$$I_{xy} = 2t \left\{ \begin{aligned} & b(a/2 + r)(b/2 + r) + 0.5r^3 + 0.285ar^2 \\ & + \alpha \left[c \left(b + r(1 + \sin \gamma) + \frac{c}{2} \cos \gamma \right) \left(\frac{a}{2} + r \cos \gamma - \frac{c}{2} \sin \gamma \right) \right. \\ & + \left(\frac{\sin^2 \gamma}{2} + \frac{\sin \gamma (\cos \gamma - 1)}{\gamma} \right) r^3 - \frac{c^3 \sin \gamma \cos \gamma}{12} \\ & \left. + u_2 \left(b + r + \frac{r(1 - \cos \gamma)}{\gamma} \right) \left(\frac{a}{2} + \frac{r \sin \gamma}{\gamma} \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

6. Angle between x-axis and minor principal axis, in radians (See note below)

$$\theta = \frac{\pi}{2} + 0.5 \arctan \left(\frac{2I_{xy}}{I_y - I_x} \right)$$

7. Moment of inertia about x_2 axis (See note below)

$$I_{x2} = I_x \cos^2 \theta + I_y \sin^2 \theta - 2I_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

8. Moment of inertia about y_2 axis (See note below)

$$I_{y2} = I_x \sin^2 \theta + I_y \cos^2 \theta + 2I_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

Note: The algebraic signs in Equations 5, 6, 7, and 8 are correct for the cross-section oriented with respect to the coordinate axes as shown in Figure 3.3.4-1 and Figure 3.3.4-2.

9. Radius of gyration about any axis

$$r = \sqrt{I/A}$$

10. Minimum radius of gyration, about x_2 axis

$$r_{\min} = \sqrt{I_{x2}/A}$$

11. St. Venant torsion constant

$$J = \frac{t^3}{3} [a + 2b + 2u_1 + \alpha(2c + 2u_2)]$$

12. Warping constant

$$C_w = \frac{t}{12} \left\{ \frac{\begin{aligned} & \bar{b}^2 (4\bar{c}^4 + 16\bar{b}\bar{c}^3 + 6\bar{a}^3\bar{c} + 4\bar{a}^2\bar{b}\bar{c} + 8\bar{a}\bar{c}^3) \\ & + 6\bar{a}\bar{b}\bar{c}^2 (\bar{a} + \bar{b}) (2\bar{b} \sin \gamma + \bar{a} \cos \gamma) \\ & + 4\bar{a}\bar{b}\bar{c}^3 (2\bar{a} + 4\bar{b} + \bar{c}) \sin \gamma \cos \gamma \\ & + \bar{c}^3 (2\bar{a}^3 + 4\bar{a}^2\bar{b} - 8\bar{a}\bar{b}^2 + \bar{a}^2\bar{c} - 16\bar{b}^3 - 4\bar{b}^2\bar{c}) \cos^2 \gamma \end{aligned}}{\bar{a} + 2(\bar{b} + \alpha\bar{c})} \right\}$$

Perfil tipo canal ($\alpha = 1$)

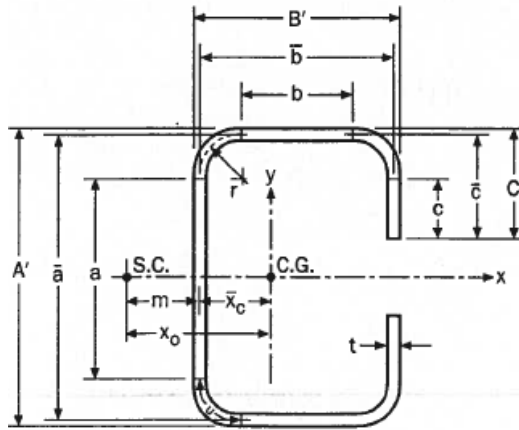


Figure 3.3.2-1
C-Section (Singly Symmetric) With Lips

1. Basic parameters

$$\begin{aligned} a &= A' - (2r + t) \\ \bar{a} &= A' - t \\ b &= B' - [r + t/2 + \alpha(r + t/2)]^* \\ \bar{b} &= B' - (t/2 + \alpha t/2) \\ c &= \alpha[C' - (r + t/2)] \\ \bar{c} &= \alpha(C' - t/2) \\ u &= \pi r/2 = 1.57r \end{aligned}$$

2. Cross-sectional area

$$A = t[a + 2b + 2u + \alpha(2c + 2u)]$$

3. Moment of inertia about x-axis

a) C-Section:

$$I_x = 2t \left\{ \begin{aligned} &0.0417a^3 + b\left(\frac{a}{2} + r\right)^2 + u\left(\frac{a}{2} + 0.637r\right)^2 + 0.149r^3 \\ &+ \alpha \left[0.0833c^3 + \frac{c}{4}(a - c)^2 + u\left(\frac{a}{2} + 0.637r\right)^2 + 0.149r^3 \right] \end{aligned} \right\}$$

4. Distance between centroid and web centerline

$$\bar{x}_c = \frac{2t}{A} \left\{ b\left(\frac{b}{2} + r\right) + u(0.363r) + \alpha[u(b + 1.637r) + c(b + 2r)] \right\}$$

5. Distance between centroid and outside of web

$$\bar{x} = \bar{x}_c + \frac{t}{2}$$

6. Moment of inertia about y-axis

$$I_y = 2t \left\{ \begin{aligned} &b\left(\frac{b}{2} + r\right)^2 + \frac{b^3}{12} + 0.356r^3 \\ &+ \alpha[c(b + 2r)^2 + u(b + 1.637r)^2 + 0.149r^3] \end{aligned} \right\} - A\bar{x}_c^2$$

7. Distance between shear center and web centerline

a) C-Section:

$$m = \bar{b} \left[\frac{3\bar{a}^2\bar{b} + \alpha\bar{c}(6\bar{a}^2 - 8\bar{c}^2)}{\bar{a}^3 + 6\bar{a}^2\bar{b} + \alpha\bar{c}(8\bar{c}^2 - 12\bar{a}\bar{c} + 6\bar{a}^2)} \right]$$

8. Distance between centroid and shear center

$$x_o = -(\bar{x}_c + m)^*$$

9. St. Venant torsion constant

$$J = \frac{t^3}{3} [a + 2b + 2u + \alpha(2c + 2u)]$$

10. Warping constant

a) C-Section:

$$C_w = \frac{\bar{a}^2 \bar{b}^2 t}{12} \left\{ \frac{2\bar{a}^3 \bar{b} + 3\bar{a}^2 \bar{b}^2 + \alpha \left[\begin{array}{l} 48\bar{c}^4 + 112\bar{b}\bar{c}^3 + 8\bar{a}\bar{c}^3 + 48\bar{a}\bar{b}\bar{c}^2 \\ + 12\bar{a}^2 \bar{c}^2 + 12\bar{a}^2 \bar{b}\bar{c} + 6\bar{a}^3 \bar{c} \end{array} \right]}{6\bar{a}^2 \bar{b} + (\bar{a} + \alpha 2\bar{c})^3 - \alpha 24\bar{a}\bar{c}^2} \right\}$$

11. Parameter β_w

$$\beta_w = - \left[\frac{t\bar{x}_c \bar{a}^3}{12} + t\bar{x}_c^3 \bar{a} \right]$$

12. Parameter β_f

$$\beta_f = \frac{t}{2} \left[(\bar{b} - \bar{x}_c)^4 - \bar{x}_c^4 \right] + \frac{t\bar{a}^2}{4} \left[(\bar{b} - \bar{x}_c)^2 - \bar{x}_c^2 \right]$$

13. Parameter β_l

a) C-Section:

$$\beta_l = \alpha \left\{ 2\bar{c}t(\bar{b} - \bar{x}_c)^3 + \frac{2}{3}t(\bar{b} - \bar{x}_c) \left[\left(\frac{\bar{a}}{2} \right)^3 - \left(\frac{\bar{a}}{2} - \bar{c} \right)^3 \right] \right\}$$

b) Hat Section:

$$\beta_l = 2\bar{c}t(\bar{b} - \bar{x}_c)^3 + \frac{2}{3}t(\bar{b} - \bar{x}_c) \left[\left(\frac{\bar{a}}{2} + \bar{c} \right)^3 - \left(\frac{\bar{a}}{2} \right)^3 \right]$$

14. Parameter used in determination of elastic critical moment

$$j = \frac{1}{2I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_l) - x_o$$

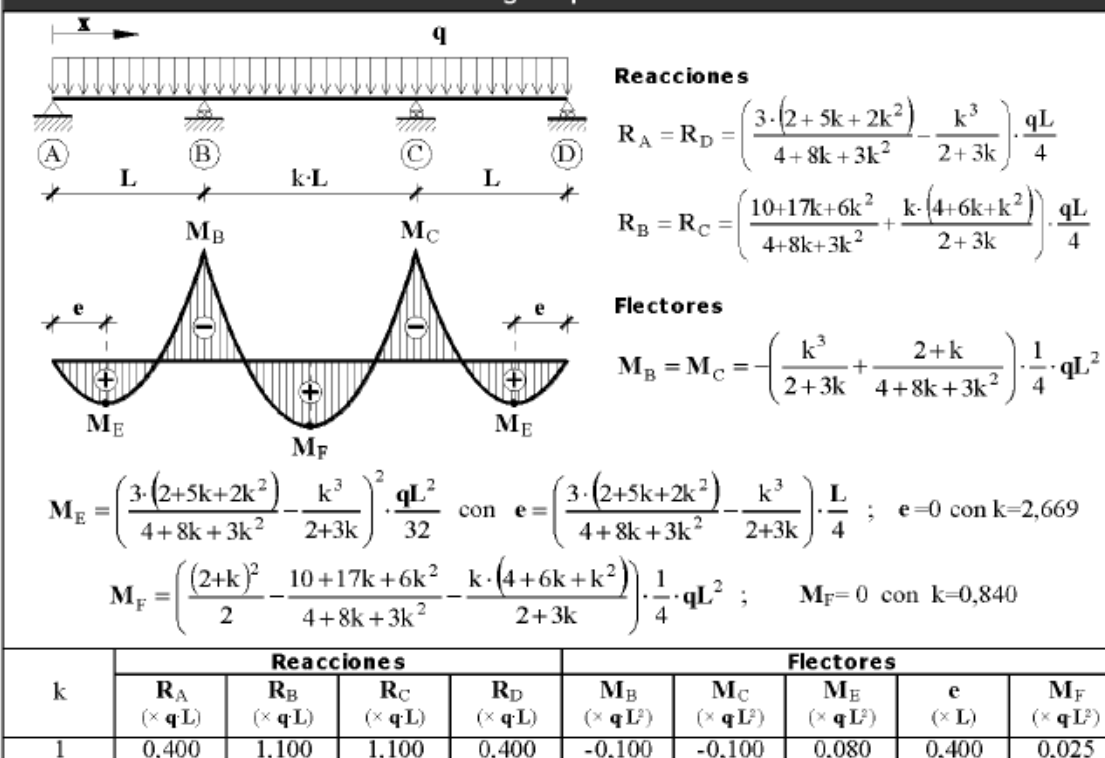
Nota: Las fórmulas mostradas se usan para el cálculo de dimensiones y propiedades de perfiles conformados en frío. Fuente: AISI (2013)

ANEXO D: FORMULARIO POARA RESOLUCION DE VIGAS

VIGA SIMPLE EMPOTRADA: carga uniforme q en todo el vano.	
	Reacciones y solicitaciones
	Reacciones: $R_A = R_B = \frac{qL}{2}$ Cortantes: $V_{AB} = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$ $V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$ Flectores: $M_{AB} = -\frac{q}{12}(L^2 - 6Lx + 6x^2)$ $M_A = M_B = -\frac{qL^2}{12}$ $M_{\max} = \frac{qL^2}{24}$ para $x = \frac{L}{2}$ $M_x = 0$ para $x = 0,2113L$
	Deformaciones
	Elástica: $y_{AB} = \frac{qL^4}{24EI} \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2}\right)^2$ Flecha máxima: $y_{\max} = \frac{qL^4}{384EI}$ para $x = \frac{L}{2}$

VIGA SIMPLE APOYADA: carga uniforme q en todo el vano.	
	Reacciones y solicitaciones
	Reacciones: $R_A = R_B = \frac{qL}{2}$ Cortantes: $V_{AB} = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$ $V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$ Flectores: $M_{AB} = \frac{qx}{2}(L - x)$ $M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$ para $x = \frac{L}{2}$
	Deformaciones
	Giros: $\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI}$ $\varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$
	Elástica: $y_{AB} = \frac{qx}{24EI}(x^3 - 2Lx^2 + L^3)$
	Flecha máxima: $y_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$ para $x = \frac{L}{2}$

VIGA 3 VANOS DESIGUALES: carga repartida en todos los vanos.



Nota: Los diagramas y formulas mostradas se usan para el cálculo de momentos flectores y cortantes de diseño vigas. Fuente: López et al. (2015).

ANEXO E: CODIGO MATLAB PARA CALCULO DE PORTICO BIEMPOTRADO

```
%CALCULO DE CARGAS Y INDICADORES PARA PORTICO BIEMPOTRADO
%PORTICO A36 SEPARACION B=9.0MTS UNIDADES= KG.M
clear, clc;
format long
[CARGAS_A36_9
INDICADORES_A36_9]=portico(0.60,0.0095,0.25,0.0127,0.60,0.0095,0.2
5,0.0127);

function
[resultados,indicadores]=portico(h1,tw1,b1,tf1,h2,tw2,b2,tf2)
I_1=0.08333*tw1*(h1-2*tf1)^3+2*(0.08333*b1*tf1^3+(b1*tf1)*(0.5*h1-
0.5*tf1)^2);
I_2=0.08333*tw1*(h2-2*tf2)^3+2*(0.08333*b2*tf2^3+(b2*tf2)*(0.5*h2-
0.5*tf2)^2);
A_1=(h1-2*tf1)*tw1+2*b1*tf1;
A_2=(h2-2*tf2)*tw2+2*b2*tf2;
L=31;f=2.3;h=7.4;theta=atand(2*f/L);d=(f^2+(L/2)^2)^0.5;%DIMENSION
ES VARIAR FLECHA
[KA11 KA12 KA21 KA22]=rigidez(I_1,h,90,A_1);
[KB22 KB23 KB32 KB33]=rigidez(I_2,d,theta,A_2);
[KC33 KC34 KC43 KC44]=rigidez(I_2,d,-theta,A_2);
[KD44 KD45 KD54 KD55]=rigidez(I_1,h,-90,A_1);
o=zeros(3);
KAL=[KA11 KA12 o o o;KA21 (KA22+KB22) KB23 o o;o KB32 (KB33+KC33)
KC34 o;o o KC43 (KC44+KD44) KD45;o o o KD54 KD55];

%RESULTADOS CARGA CRITICA
q0=1.2*(5*9+60*9/15.7+peso(h2,tw2,b2,tf2))+1.6*(30*9);%D=5 Lr=30;
B=9
q1=0.8*21.1*9;q2=0.8*8.8*9;q3=17.2*0.8*9;q4=15.8*0.8*9;qw=q0+q2;
m=0.08333*cosd(theta)*q0*d^2;
v=q0*d/2;
m1=0.08333*q1*h^2;v1=q1*h/2;
m2=0.08333*q2*d^2;v2=q2*d/2;
m3=0.08333*q3*d^2;v3=q3*d/2;
m4=0.08333*q4*h^2;v4=q4*h/2;
f=[v1;0;-m1;v1+v2*sind(theta);-v2*cosd(theta)-v;m1-m2-
m;(v2+v3)*sind(theta);(-v2+v3)*cosd(theta)-
2*v;m2+m3;+v3*sind(theta)+v4;v3*cosd(theta)-v;-m3+m4+m;v4;0;-m4];

e=inv(KAL(4:12,4:12))*f(4:12,1);E=[0;0;0;e;0;0;0];
%CARGAS BARRA B
RB_G=[-v2*sind(theta);v2*cosd(theta)+v;m2+m;-
v2*sind(theta);v2*cosd(theta)+v;-m2-m]+[KB22 KB23;KB32
KB33]*E(4:9,1);
RB_L=local(RB_G,theta);
P2=RB_L(1,1)*1;V2=RB_L(2,1);M2=RB_L(3,1)*1;
P3=RB_L(4,1)*1;V3=RB_L(5,1);M3=RB_L(6,1)*1;
M_MAX=M3+V3*V3/qw-qw*0.5*(V3/qw)^2;

%CARGAS BARRA A
RA_G=[-v1;0;m1;-v1;0;-m1]+[KA11 KA12;KA21 KA22]*E(1:6,1);
```

```

RA_L=local(RA_G,theta);
%CARGAS BARRA A
P1=RA_L(1,1)*1;V1=RA_L(2,1);M1=RA_L(3,1)*1;

%RESISTENCIA BARRA B
RD=resistencia(h2,tw2,b2,tf2);
W=peso(h2,tw2,b2,tf2)*2*d+peso(h1,tw1,b1,tf1)*2*h;

%RESULTADOS CARGA SERVICIO
q2=1*(5*9+60*9/15.7+1*peso(h2,tw2,b2,tf2))+0*(30*9); %D=5 Lr=30
m=0.08333*cosd(theta)*q2*d^2;v=q2*d/2;
f=[0;0;0;0;-v;-m;0;-2*v;0;0;-v;m;0;0;0];
e=inv(KAL(4:12,4:12))*f(4:12,1);E=[0;0;0;e;0;0;0];
RB_G=[0;v;m;0;v;-m]+[KB22 KB23;KB32 KB33]*E(4:9,1);
RB_L=local(RB_G,theta);
DELTA=E(8,1);%M2=RB_L(3,1)*-1;M3=RB_L(6,1)*+1;P2=RB_L(1,1)*-1;

%RESUMEN
fprintf('CARGAS BASE A [P1(kg);V1(kg);M1(kg.m)]\n')
r1=[P1;V1;M1]
fprintf('CARGAS REQUERIDAS BARRA B
[M2(kg);P2(kg);M3(kg.m);P3(kg.m);deflexion(m)]\n')
resultados=[P2;V2;M2;P3;V3;M3;DELTA]%RESULTADOS
fprintf('INDICADORES [Demanda de carga;margen de deflexion;Peso
de portico Tn]\n')
indicadores=[-0.5*P3/RD(1,1)+M_MAX/RD(2,1); -DELTA/0.086;
W/1000]%INDICADORES IDC;DEFL;PESO TN

end

%MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL
function[K11 K12 K21 K22]=rigidez(I,L,alpha,A)
E=20389010000;
k11=[E*A/L 0 0;0 12*E*I/(L^3) 6*E*I/(L^2);0 6*E*I/(L^2) 4*E*I/L];
k12=[-E*A/L 0 0;0 -12*E*I/(L^3) 6*E*I/(L^2);0 -6*E*I/(L^2)
2*E*I/L];
k21=[-E*A/L 0 0;0 -12*E*I/(L^3) -6*E*I/(L^2);0 6*E*I/(L^2)
2*E*I/L];
k22=[E*A/L 0 0;0 12*E*I/(L^3) -6*E*I/(L^2);0 -6*E*I/(L^2)
4*E*I/L];
T=[cosd(alpha) -sind(alpha) 0;sind(alpha) cosd(alpha) 0;0 0 1];
K11=T*k11*T.';
K12=T*k12*T.';
K21=T*k21*T.';
K22=T*k22*T.';
end

%CAMBIO DE COORDENADAS
function[L]=local(G,alpha)
T=[cosd(alpha) -sind(alpha) 0;sind(alpha) cosd(alpha) 0;0 0 1];
TT=[T zeros(3);zeros(3) T].';
L=TT*G;
end

```

```

%RESISTENCIA DE DISEÑO AISCA360
function[R]=resistencia(h,tw,b,tf)
%FLEXION
Ix=0.08333*tw*(h-2*tf)^3+2*(0.08333*b*tf^3+(b*tf)*(0.5*h-
0.5*tf)^2);
Iy=2*0.08333*tf*b^3;Cw=0.25*Iy*(h-tf)^2;
J=(2*b*tf^3+(h-2*tw)*tw^3)*0.3333;
fy=2.531*10^7;E=20389010000;A=(h-2*tf)*tw+2*b*tf;ho=h-
tf;cb=1;G=E/2.6;ry=(Iy/A)^0.5;%FY=36
rx=(Ix/A)^0.5;Sx=Ix/(h*0.5);Lb=(31/2)*5/8;rts=((Cw*Iy)^0.5)/Sx)^0
.5;
Lp=1.75*ry*(E/fy)^0.5;Zx=1.1*Sx;
Lr=(1.95*rts*E/(fy*0.7))*(J/Sx/ho+((J/Sx/ho)^2+6.76*(0.7*fy/E)^2)^
0.5)^0.5;
if Lb<Lp
    Mdx=0.9*Zx*fy;
elseif Lb<Lr && Lb>Lp
    Mdx=0.9*cb*(fy*Zx-(fy*Zx-0.7*fy*Sx)*(Lb-Lp)/(Lr-Lp));
else
    Mdx=0.9*(cb*3.1416/Lb)*(E*Iy*G*J+Iy*Cw*(3.1416*E/Lb)^2)^0.5;
end
%COMPRESION
lambda=(h-2*tf)/tw;lambda_r=1.49*(E/fy)^0.5;
c1=0.18;c2=1.31;
fel=fy*(c2*lambda_r/lambda)^2;Lx=15.5;Ly=15.5*5/8;Lc=max(Lx/rx, Ly/r
y);
fe=((3.1416^2)*E*Cw/(Lx^2)+G*J)/(Ix+Iy);
if fy/fe<2.25
    Fcr=fy*0.658^(fy/fe);
else
    Fcr=0.877*fe;
end
if lambda<lambda_r*(fy/Fcr)^0.5
    Ae=A;
else
    Ae=tw*(h-2*tf)*(1-(1-c1*(fel/Fcr)^0.5)*(fel/Fcr)^0.5)+2*b*tf;
end
Pd=0.9*Fcr*Ae;
%RESULTADO
R=[Pd; Mdx];
end
%PESO UNITARIO DE PERFIL
function[m]=peso(h,tw,b,tf)
    Ag=(h-2*tf)*tw+2*b*tf;
    m=Ag*7850;
end

```

ANEXO F: COSTOS UNITARIOS DE REFERENCIA

Información para cálculo de precios unitarios de referencia de planchas y perfiles de acero A-36

CONDICION DE PAGO:

CONTADO

FORMA DE PAGO:

TRANSFERENCIA

BANCO

BCP

0

N° DE CUENTA

ACEROS AREQUIPA TIPO MONEDA RUC

ME

0

0

SEÑOR PROVEEDOR: Se entiende que al aceptar esta orden el proveedor debe ser acompañado necesariamente a 1 factura para su respectivo pago.

TIPO DE CAMBIO:

3.800

ITEM	DESCRIPCION	CANT	UND	PRECIO UNITARIO	PRECIO CON IGV	VALOR NETO
1	TB LAC RECT 100 X 250 X 6.0 X 6MT	48.00	UND	\$ 216.54	\$ 255.52	\$ 10,393.92
2	PGLAC A-36 38.00MM X 1200MM X 2400MM	1.00	UND	\$ 874.48	\$ 1,031.89	\$ 874.48
3	TB LAC CUAD 150 X 4.5 X 6MT	56.00	UND	\$ 151.63	\$ 178.92	\$ 8,491.28
4	PGLAC A-36 12.00MM X 1200MM X 2400MM	3.00	UND	\$ 276.16	\$ 325.87	\$ 828.48
5	PGLAC A-36 16.00MM X 1200 X 2400MM	1.00	UND	\$ 368.20	\$ 434.48	\$ 368.20
6	PDLAC A-36 2.5MM X 1200MM X 2400MM	8.00	UND	\$ 57.53	\$ 67.89	\$ 460.24
7	PDLAC A-36 4.5MM X 1200MM X 2400MM	4.00	UND	\$ 103.56	\$ 122.20	\$ 414.24
8	PGLAC A-36 9.0MM X 1200MM X 2400MM	10.00	UND	\$ 207.11	\$ 244.39	\$ 2,071.10
9	PGLAC A-36 19.0MM X 1200MM X 2400MM	1.00	UND	\$ 437.24	\$ 515.94	\$ 437.24
10	PESTRUC A-36 12.0MM X 1500MM X 6000MM	21.00	UND	\$ 938.51	\$ 1,107.44	\$ 19,708.71
11	PESTRUC A-36 9.0MM X 1500MM X 6000MM	34.00	UND	\$ 703.89	\$ 830.59	\$ 23,932.26
12	PLATINA A36 3/16 X 2" X 6M	5.00	UND	\$ 11.44	\$ 13.50	\$ 57.20
13	PLATINA A36 3/16 X 3" X 6M	8.00	UND	\$ 17.45	\$ 20.59	\$ 139.60
14	REDONDO LISO A36 3/8 X 6M	177.00	UND	\$ 3.66	\$ 4.32	\$ 647.82
15	REDONDO LISO A36 3/8 X 6M	59.00	UND	\$ 9.98	\$ 11.78	\$ 588.82
16	CANAL C 170MM X 50MM X 20MM X 3.0MM X 6M	221.00	UND	\$ 51.77	\$ 61.09	\$ 11,441.17
17	CANAL Z 300MM X 80MM X 20MM X 2.5MM X 6M	176.00	UND	\$ 84.78	\$ 100.04	\$ 14,921.28
PESO APROX : 81,243.65						
SON: CIENTO TRECE MIL QUINCE CON 73/100 DOLARES AMERICANOS						
						SUT TOTAL \$ 95,776.04
						IGV 18% \$ 17,236.69
						VALOR TOTAL \$ 113,015.73

PERUPAINT
Coating & Marine

RECIN
RECONSTRUCCION

GLOSSENAMEL

PERI CONCRETE
CONCRETE FINISHING

SPC
NACE

Lima, 18 de enero del 2023

PERUPAINT SOCIEDAD ANONIMA CERRADA- PERUPAINT S.A.C.
RUC: 20512261540
COTIZACIÓN ATC N° 05 - 18012023 - 4561

Razón Social: INGENIERIA Y SERVICIOS MINEROS INDUSTRIALES SOCIEDAD ANONIMA CI
RUC: 20548274312
Dirigido a: Carlos Palacios

OFERTA DEL SISTEMA DE PINTURAS PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS

Zona	Total Area m2	Capas	Descripción de Productos y Sistemas	Espesor Película (Seca - EPS) (mils)	% Sólidos en Volumen	Rend. Teórico a 1 capa (m2/gal) 01 mils	Rend. Teórico Recomendado (m2/gal) EPS Especificado	Rend. Práctico Aprox. (m2/gal)	Total Galones Estimados	Valor Venta / Galón \$	Valor Venta Total \$	Costo Aprox. (\$/m2)							
	S100	1	BASE EPOXICA - REPRIMER EPOXY 870 PD R-7006	4.0	87%	129.83	32.41	12.98	240	26.29	6,089.60	1.88							
			2 DILUYENTE EPOXICO - ENVASE DE 3.786 LITROS	4.0					80	10.76	846.00	0.21							
	S100	1	RECMASTIC 870 HSIB R-8008 POR CONFIRMAR	4.0					240	28.18	6,768.40	2.18							
			2 DILUYENTE EPOXICO - ENVASE DE 3.786 LITROS	4.0					80	10.76	846.00	0.21							
													SUBTOTAL	14,118.00	4.65				
													IGV 18%	2,641.24					
										TOTAL \$	18,669.24								
NOTA: SE CONSIDERA UN PORCENTAJE DE PERDIDA DEL 60% DE LA PINTURA, ESTO PUEDE VARIAR DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES DE APLICACIÓN, TIPO DE ESTRUCTURA Y EQUIPO DE APLICACIÓN.																			
SUPERVISION TECNICA DE PREPARACION DE SUPERFICIE Y APLICACIÓN A SU REQUERIMIENTO Y SIN COSTO PARA USTEDES.																			

Nota: Información para cálculo de precios unitarios de referencia de pintura epoxica

ANEXO G: NOMENCLATURA

F_y	Esfuerzo de fluencia.
F_u	Esfuerzo ultimo de tensión.
E	Módulo de elasticidad.
R_d	Resistencia de diseño.
R_n	Resistencia nominal.
$\emptyset$	Factor de resistencia.
D	Carga muerta.
L	Carga viva.
L_o	Carga viva de techo sin reducir.
L_r	Carga viva de techo.
W	Carga de viento.
E	Carga sismica.
A_t	Área tributaria.
k	Factor de carga viva.
C	Factor de forma.
V_h	Velocidad de diseño a una altura h sobre el terreno.
H	Altura sobre el terreno.
V	Velocidad de diseño de viento.
P	Masa sísmica.
Z	Factor de zonificación.
U	Factor de uso de edificación.
C	Factor de amplificación.
S	Factor de suelo.
R	Coeficiente de reducción sismica.
g	Aceleracion de la gravedad.
V	Cortante basal.
ϵ	Deriva.
δ	Deformacion. Deflexion o desplazamiento lateral.
T_d	Tension de diseño.
T_r	Tension requerida.
A_g	Area de la sección bruta.
A_n	Area de la sección neta.
P_d	Carga de compresion de diseño.

P_r	Carga de compresion requerida.
F_{cr}	Esfuerzo de pandeo critico.
F_e	Esfuerzo de pandeo elastico.
k	Coeficiente de longitud efectiva.
r	Radio de giro.
M_d	Momento flector de diseño.
M_r	Momento flector requerido.
M_n	Momento flector nominal.
M_p	Momento plastico.
Z	Modulo plástico.
L_b	Longitud no arriostrada.
C_b	Factor de modificación de la resistencia flexión.
J	Constante torsional.
I	Momento de inercia.
C_w	Coeficiente de alabeo.
G	Modulo de cizallamiento.
S	Modulo de seccion elastico.
F_{cre}	Esfuerzo de pandero crítico.
S_f	Módulo de sección.
S_e	Módulo de sección efectivo.
M_{ne}	Momento flector de pandeo lateral torsional.
q	Carga unitaria sobre un perfil.
q'	Carga unitaria sobre una superficie.
w	Peso unitario de perfil.

ANEXO H: CUADRO DE PESOS Y AREAS UNITARIAS

Ítem	Elemento	Perfil	Material	Peos unitario Kg/m	Area Unitario m2/m
Vigas de portico					
1	Columnas y vigas	W4500-9x240-12	A36	79,52	1,86
2	Columnas y vigas	W600-9x250-12	A36	92,70	2,20
3	Columnas y vigas	W650-9x250-16	A36	106,38	2,26
Materiales comunes: Cerramiento, arriostres, etc					
4	Viga de Alero	T100X3.0	A36	9,42	0,40
5	Viga de Alero	T125X4.5	A36	17,66	0,50
6	Viga de Alero	T150X4.5	A36	21,2	0,60
7	Correa de techo	Z200x70x2.0	A36	5,97	0,76
8	Correa de techo	Z250x70x2.0	A36	6,75	0,86
9	Correa de techo	Z300x80x3.0	A36	11,78	11,78
10	Larguero de pared	C175x50x2.0	A36	5,10	0,63
11	Larguero de pared	C200x100x2.0	A36	6,91	0,88
12	Larguero de pared	C200x100x3.0	A36	10,36	0,88
13	Arriostre techo	B16	A36	1,58	0,05
14	Arriostre pared	B19	A36	2,23	0,06
15	Templadores	B9	A36	0,56	0,03
16	Larguero fachada	C175x50x2.5	A36	6.18	0.63
17	Columna secundaria	T250x100x6	A36	30,62	0,65