

**UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA  
NAVE INDUSTRIAL APLICANDO LA  
NORMATIVA AISC EN LA CIUDAD DE JULIACA,  
PROVINCIA DE SAN ROMÁN**

**Proyecto Profesional para la Obtención del Título Profesional de  
INGENIERO CIVIL**

**AUTORES:**

**JUNIOR DIDI ORIHUELA DÁVILA  
RICCARDO FRANCESCO DÁVILA RIOS**

**ASESOR:**

**ING. JAVIER MORENO SÁNCHEZ**

**Lima, Perú**

**2016**

*A Dios, nuestros padres y amigos*

## Agradecimientos

El presente proyecto es la culminación de una etapa en nuestras vidas, la cual no hubiese sido posible sin la ayuda de nuestros queridos padres, son ellos la esencia de nuestro mayor esfuerzo y la motivación de seguir adelante. Estamos infinitamente agradecidos por su apoyo y compañía durante nuestra formación profesional.

## Resumen

La presente tesina plantea el análisis y diseño estructural de una nave industrial en acero, ubicada en la ciudad de Juliaca. La cual se encuentra sometida a diversas cargas presentes en la zona.

Todo diseño estructural parte por la recolección de información, lo cual lo indicamos dentro del marco teórico. Se describe las cargas actuantes, las combinaciones de carga según la metodología descrita en el AISC, y las ecuaciones necesarias para el diseño de las componentes de la estructura.

Posterior a ello se procede a describir el predimensionamiento de los diferentes elementos de la estructura, se realiza las combinaciones de carga que se proceden a colocar en el software SAP 2000. Con ello se obtienen la envolvente de cargas, así como los desplazamientos en los nudos.

Una vez completado el modelamiento, se procede a diseñar cada elemento estructural en función a las ecuaciones ya descritas. Siendo así posible especificar y detallar los planos de diseño para la nave industrial.

# Tabla de Contenido

Introducción.....	7
<b>CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....</b>	<b>8</b>
1.1    Antecedentes.....	8
1.2    Alcance .....	8
1.3    Formulación del problema.....	8
1.4    Hipótesis .....	9
1.5    Objetivos.....	9
1.5.1    Objetivo general.....	9
1.5.2    Objetivos específicos .....	9
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>10</b>
2.1    Generalidades del acero .....	10
2.1.1    Ventajas en el acero como material estructural .....	10
2.1.2    Desventajas en el acero como material estructural.....	11
2.1.3    Clasificación general del acero .....	11
2.1.4    Propiedades y materiales del acero.....	12
2.1.5    Perfiles laminares en acero .....	13
2.2    Especificaciones de diseño .....	14
2.2.1    Métodos de diseño propuestos por el AISC.....	14
2.2.1.1    Combinaciones de carga según el método ASD.....	15
2.2.1.2    Combinaciones de carga según el método LRFD.....	16
2.2.2    Cargas de diseño .....	18
2.2.2.1    Cargas de gravedad.....	19
2.2.2.2    Cargas ambientales .....	19
2.3    Diseño de miembros estructurales .....	30
2.3.1    Diseño de elementos a tensión.....	31
2.3.1.1    Diseño por tensión .....	31
2.3.1.2    Diseño por corte.....	33
2.3.2    Diseño de elementos a compresión.....	35
2.3.3    Diseño de elementos a flexión .....	42
2.3.3.1    Para secciones compactas .....	42

2.3.3.2	Para secciones no compactas .....	47
2.3.3.3	Para secciones esbeltas .....	48
2.3.4	Diseño por esfuerzo cortante .....	49
2.3.5	Diseño por deflexiones .....	50
2.3.6	Diseño de vigas por flexión asimétrica.....	52
2.3.7	Diseño de conexiones .....	53
2.3.7.1	Diseño de placa base.....	53
2.3.7.2	Pernos de anclaje para la placa base .....	58
2.3.7.3	Pedestales.....	66
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL .....		69
3.1	Predimensionamiento.....	69
3.1.1	Predimensionamiento de tijerales .....	69
3.1.2	Predimensionamiento de vigas .....	69
3.1.3	Predimensionamiento de columnas .....	70
3.1.4	Predimensionamiento de correas .....	71
3.1.5	Predimensionamiento de arriostres.....	71
3.2	Cálculo de las cargas actuantes para la estructura .....	72
3.2.1	Carga muerta.....	73
3.2.2	Carga viva.....	74
3.2.3	Carga de nieve .....	75
3.2.4	Carga de viento .....	75
3.2.5	Carga de sismo.....	81
3.3	Modelación de la estructura mediante el programa SAP 2000.....	82
3.3.1	Modelo de la nave industrial.....	83
3.3.2	Análisis .....	84
3.3.3	Visualización de resultados y diseño .....	86
3.4	Diseño de los elementos y conexiones de la nave industrial .....	87
3.4.1	Diseño de vigas Pratt .....	87
3.4.1.1	Memoria de cálculo para las vigas Pratt .....	87
3.4.2	Diseño de vigas trabe.....	93
3.4.2.1	Fórmulas de diseño para la viga trabe .....	94
3.4.2.2	Memoria de cálculo para la viga trabe.....	94
3.4.3	Diseño de columnas .....	101
3.4.3.1	Fórmulas de diseño para la columna.....	101

3.4.3.2	Memoria de cálculo para la columna.....	101
3.4.4	Diseño de correas.....	112
3.4.4.1	Fórmulas de diseño para la correa .....	112
3.4.4.2	Memoria de cálculo para la correa.....	113
3.4.5	Diseño de arriostres .....	116
3.4.5.1	Fórmulas de diseño para el arriostre .....	116
3.4.5.2	Memoria de cálculo para el arriostre .....	116
3.4.6	Diseño de tensores .....	123
3.4.6.1	Fórmulas de diseño para el tensor.....	124
3.4.6.2	Memoria de cálculo para el tensor.....	124
3.4.7	Diseño de las cartelas.....	127
3.4.7.1	Fórmulas de diseño para la cartela.....	127
3.4.7.2	Memoria de cálculo para la cartela.....	128
3.4.8	Diseño de la plancha base.....	129
3.4.8.1	Fórmulas de diseño para la plancha base.....	130
3.4.8.2	Memoria de cálculo para plancha base.....	131
3.4.9	Diseño de pernos de anclaje.....	136
3.4.9.1	Fórmulas de diseño para pernos de anclaje .....	136
3.4.9.2	Memoria de cálculo para los pernos de anclaje .....	137
3.4.10	Diseño de pedestal .....	144
3.4.10.1	Fórmulas de diseño para el pedestal .....	145
3.4.10.2	Memoria de cálculo del pedestal .....	146
3.5	Planos de detalle .....	151
CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....		152

## BIBLIOGRAFÍA

## ANEXOS

# Introducción

En la presente tesina se realiza la modelación, diseño y cálculo de una nave industrial ubicado en la provincia de Juliaca, y que cuenta con las siguientes dimensiones: 25.00 metros de longitud, 12.00 metros de ancho, 7 metros de altura máxima (entre el nivel del suelo y la cumbrera) y 4,00 m de altura de columna. La estructura es de acero A36 y la tipología seleccionada ha sido pórticos con vigas tijerales “cerchas”, siendo la cubierta de la nave a dos aguas.

La presente tesina se ha dividido en 6 partes. La primera parte fundamenta el motivo por el cual se realiza la tesina. La segunda parte describe las propiedades del acero estructural y especifica las consideraciones para el diseño de los elementos estructurales. La tercera parte presenta las cargas que actúan sobre la nave, la modelación de la misma mediante el programa SAP2000 y además muestra cómo predimensionar y diseñar los elementos que conforman la nave industrial. En la cuarta parte se presentan las conclusiones a las que se llega una vez realizado el proceso de diseño de la nave. La quinta parte describe recomendaciones sobre el proceso de diseño de la nave. La sexta y última parte muestra la bibliografía que se usa para llevar a cabo una realización correcta sobre el diseño de una nave industrial.

# CAPÍTULO 1:

## PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

### **1.1 Antecedentes**

Dentro de la industria contamos con las conocidas naves industriales de acero; las cuales, a pesar del crecimiento económico que tienen en el sector construcción, no cuentan con guías que puedan solucionar de manera práctica los diferentes casos que se puedan generar en el ámbito ingenieril. Debido a esto, la mayoría de veces se debe revisar manuales o metodologías extensas de trabajos que se hicieron en otros países, ya que en el Perú poco se trata de sistematizar problemas específicos en esta área.

Es debido a esto que los ingenieros se ven obligados a volver a estudiar toda la metodología actual antes de poder resolver un caso específico, generando re-trabajos de algo que puede estar sistematizado en estos días.

### **1.2 Alcance**

En la presente investigación se busca realizar una guía para el caso de una nave industrial de acero con marcos tri-articulados y con vigas de alma vacía, utilizando la metodología aplicada en la norma americana AISC de acuerdo al Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Para ello se utilizarán programas de cómputo como el AutoCad y el software de análisis estructural SAP 2000, para poder modelar la estructura propuesta y poder preparar los planos de diseño.

### **1.3 Formulación del problema**

Para el caso a presentar se busca modelar una nave industrial en acero, la cual deberá estar sometida a los estados de carga de acuerdo a la ciudad de Juliaca. En función a los resultados, diseñar los elementos estructurales y sus conexiones según la metodología propuesta por el AISC.

## **1.4 Hipótesis**

Es posible modelar una nave industrial en acero que esté sometida a los estados de carga, y que se pueda diseñar los elementos estructurales y sus conexiones de acuerdo a la metodología del AISC.

## **1.5 Objetivos**

### **1.5.1 Objetivo general**

Modelar una nave industrial en acero que esté sometida a los estados de carga, considerando el diseño de los elementos estructurales y sus conexiones de acuerdo a la metodología del AISC.

### **1.5.2 Objetivos específicos**

- Establecer la base teórica y metodológica para el análisis y diseño de naves industriales en acero según el manual de diseño AISC (Instituto Americano de Construcción en Acero) por el método LRFD
- Definir la estructuración en base a las solicitaciones de carga para la nave industrial
- Modelar con el software SAP 2000 bajo los criterios de diseño del AISC
- Determinar los estados de carga de los distintos elementos que conforman la nave industrial (columnas, vigas, correas, arriostres)
- Diseñar los diferentes elementos estructurales y sus respectivas conexiones
- Realizar los planos de detalle de la nave industrial

# CAPÍTULO 2:

## MARCO TEÓRICO

### **2.1 Generalidades del acero**

#### **2.1.1 Ventajas en el acero como material estructural**

El acero estructural posee unas notables ventajas; donde destacan su alta resistencia, durabilidad, ductilidad o soporte a grandes deformaciones sin fallar. Para el caso de una nave industrial trabajar con el acero es relativamente fácil y rápido de construir gracias a que la mayoría de sus elementos son prefabricados. Esto se debe a que el acero se produce de acuerdo a estándares de calidad puestos en fábrica, lo que permite obtener una resistencia uniforme en el elemento y mantiene su durabilidad incluso ante los cambios climáticos.

En el mercado se pueden encontrar una amplia gama de secciones, pesos y grados que permiten optimizar el diseño de la estructura. Así mismo, sus elementos se pueden conectar mediante pernos de anclaje o simplemente a soldadura.

En la construcción de naves industriales cabe resaltar el hecho que se están trabajando con luces de gran extensión, lo cual a diferencia del concreto origina un ahorro sustancial en materiales para la colocación y ensamblaje de la estructura.

Otra ventaja notable está en su facilidad para ser modificado en obra, ya sea por un tema de modificación de los planos de diseño o por un error de campo. Todo esto sin entorpecer las áreas de trabajo de la misma obra.

Por último, si en caso se tuvieran desperdicios o se tuviera que dismantelar una estructura metálica antigua, se pueden reciclar y revender en el mercado como chatarra.

### **2.1.2 Desventajas en el acero como material estructural**

El acero como cualquier otro metal es susceptible al fuego, esto no quiere decir que el acero sea el primer elemento dentro de un ambiente en incendiarse; sino que al ser un buen conductor de calor debilita la estructura a medida que aumenta el calor internamente. Para ello, se prevé un recubrimiento de características aislantes y un sistema contra incendios, como los rociadores, de acuerdo a las normas de seguridad de nuestro país.

En muchos casos los agentes corrosivos son la principal causa de daños en el acero, ya sea por exposición directa por aire o por agua. En situaciones como esta lo que se debe hacer es pintar de manera periódica o en algunos casos, si el ingeniero proyectista decide optar por otra alternativa, utilizar el acero intemperizado que para su uso es muy efectivo ante la corrosión.

A pesar de que los perfiles metálicos se caracterizan por su gran resistencia compresión, no se puede dejar de lado que si el elemento es muy largo y esbelto, este puede llegar a pandearse; lo cual se compensa rigidizando la estructura, sin embargo incrementa el costo del mismo. Lo mismo ocurre si al acero estructural se lleva a un constante esfuerzo cíclico, lo cual puede llevar a la fatiga de la estructura. Es por ello que se debe evitar crear esfuerzos variables y garantizar que la estructura trabaje a un esfuerzo límite.

### **2.1.3 Clasificación general del acero**

El acero se puede dividir en cuatro grupos principales:

- Acero al carbono, en su composición se encuentra en su mayoría el carbono, poco menos del 1.65% de manganeso, 0.6% de silicio, 0.6% de cobre y otros metales en menor proporción. Dentro de los productos que se fabrican están las maquinarias en general, motores de autos, gran parte del sector construcción que utiliza acero dimensionado, los cascos de buques, entre otros.
- Aceros aleados, se caracterizan por contar con una mayor cantidad de manganeso, silicio y cobre en su composición. Su uso se enfoca en piezas especiales como son los engranajes, ejes o incluso el chasis de un automóvil.
- Aceros de baja aleación ultra resistentes, son como su nombre indica de poca aleación porque al contener menos elementos en su aleación puede llegar a grandes resistencia

sin cambiar su composición. Esto, por ejemplo, puede generar vigas más delgadas para cubrir un tramo extenso dentro de una estructura.

- Aceros inoxidables, que contienen cromo, níquel, entre otros elementos lo que le da una mayor resistencia al herrumbre y oxidación en presencia de humedad o de gases y ácidos corrosivos.

#### **2.1.4 Propiedades y materiales del acero**

El acero como elemento estructural cuenta con las siguientes propiedades:

- Peso específico ( $\delta$ ):	7.85 kg/m <sup>3</sup>
- Módulo de elasticidad (E):	2.10 x 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>
- Esfuerzo de fluencia (F <sub>y</sub> ):	2.53 Ton/cm <sup>2</sup>
- Esfuerzo de fractura (F <sub>u</sub> ):	4.08 Ton/ cm <sup>2</sup>
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ):	0.3
- Coeficiente de dilatación térmica ( $\alpha$ ):	1.2 x 10 <sup>-5</sup> (°C) <sup>-1</sup>

De acuerdo a las nomenclaturas de la American Society of Testing Materials (ASTM), el perfil laminado a utilizar es la ASTM A36<sup>1</sup>.

Para el caso de los pernos de anclaje se rige de la norma ASTM A325<sup>2</sup>, que cuenta con una resistencia mínima a la tracción de 830 MPa.

En el caso de la fundición o proceso de soldadura se utilizará la AWS A5.1<sup>3</sup>, el cual específica para electrodos de acero al carbono como el E70XX.

---

<sup>1</sup> Cfr. E.090 2015: 13

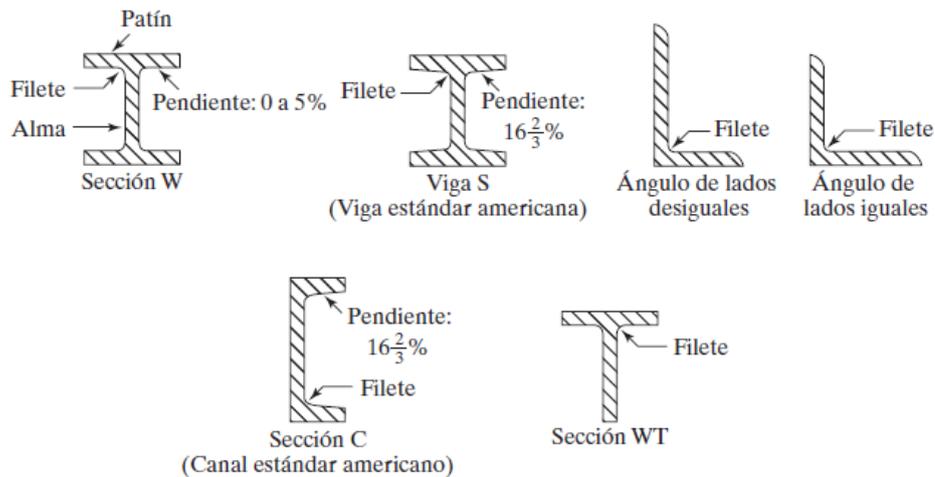
<sup>2</sup> Cfr. E.090 2015: 16-17

<sup>3</sup> Cfr. E.090 2015: 17

## 2.1.5 Perfiles laminados en acero

Dentro de los principales perfiles estructurales de acero se tienen las secciones tipo W, S, L, C, WT (o simplemente T)

Ilustración 1: perfiles laminados de acero



Fuente: McCormac 2012: 10

Los perfiles tipo W (antiguamente conocidos como tipo I), son perfiles de patín ancho que se caracterizan por tener dos laminas rectangulares horizontales paralelos (patines) y una lámina vertical (alma), unidos por filetes con una inclinación no mayor al 5%. Estos perfiles se identifican de la siguiente manera, por ejemplo un W27x114 vendría a ser una sección tipo W con 27 pulg. de peralte y un peso de 114 lb/pie.

Los perfiles tipo S (antiguamente dentro del grupo tipo I), son perfiles de patines más angostos y alma más gruesa que los tipo W, incluso la unión en los filetes tiene una inclinación de 16% (superior al tipo W). Para identificarlas se utiliza, por ejemplo, el S12x35 que viene a ser un perfil S con un peralte de 12 pulg. y un peso de 35 lb/pie.

Los perfiles tipo L (que pueden ser de ángulos con lados desiguales o iguales), son perfiles formados por dos alas que pueden ser iguales o desiguales. A diferencia de las dos

anteriores, este perfil se caracteriza por lo siguiente, para un perfil L6x6x1/2 se tiene un perfil tipo L con lados iguales de 6 pulg. y un espesor de 1/2 pulg.

Los perfiles tipo C, conocidos como los tipo canal son ideales para casos donde el espacio es limitado. Su forma de leer vendría a ser, para un perfil C10x30 se está usando un perfil tipo C con un peralte de 10 pulg. y un peso de 30lb/pie.

Los perfiles tipo WT o simplemente T son básicamente la mitad de un perfil W; es decir, si tenemos un perfil WT18x151 es un perfil T que se obtiene de cortar en dos un perfil W36x302.

## **2.2 Especificaciones de diseño**

### **2.2.1 Métodos de diseño propuestos por el AISC**

Dentro del AISC se presentan los dos métodos aceptados para el diseño de elementos en acero estructural y sus conexiones. Estos son el Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD, Allowable Strength Design) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design).

Cabe mencionar que, el término estado límite se utiliza para referir a una condición dentro de la estructura o de algún elemento de la misma que no sea capaz de cumplir con su función. El método LRFD adopta dichos estados definidos como estados límites de resistencia y de servicio.

El estado límite de resistencia se define como la capacidad de soportar la carga, incluso en situaciones de extrema fluencia, a fractura, por pandeo o incluso por fatiga. Por en cambio, el estado límite por servicio va más por el comportamiento del elemento ya sea la deflexión, el agrietamiento, el deslizamiento o el deterioro al paso de los años.

Con el paso del tiempo el ingeniero estructural se dio cuenta que los elementos de una estructura no solo trabajan soportando las cargas que se le presenten. Sino que están sujetos a una serie de combinaciones de carga, o incluso una amplificación del mismo. Para ello, se estableció una relación entre la resistencia y la carga producida a manera de

reducir la probabilidad de falla, ya sea por consecuencia de la poca resistencia o por la falta de servicio.

### 2.2.1.1 Combinaciones de carga según el método ASD

Para el método ASD, las cargas de servicio no son multiplicadas por factores de carga o de seguridad. Lo que sucede es que se acumulan para las diversas combinaciones factibles, siendo los valores más elevados los que se utilizan para calcular las fuerzas en los elementos. Las fuerzas totales no deben superar a las resistencias nominales de los elementos, dividiéndose por un apropiado factor de seguridad. La ecuación que rige para este método se muestra a continuación<sup>4</sup>:

$$\frac{\text{Resistencia nominal}}{\text{Factor de seguridad } (\Omega)} \geq \text{mayor fuerza calculada}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

En el Manual del Acero se encuentran indicados las combinaciones de carga que rigen para la ecuación antes escrita. Estas combinaciones solo rigen para el análisis y diseño del método ASD<sup>5</sup>:

1. D
2. D + L
3. D + (L<sub>r</sub> o S o R)
4. D + 0.75L + 0.75(L<sub>r</sub> o S o R)
5. D + (0.6W o 0.7E)
6. (a) D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L<sub>r</sub> o S o R)
7. (b) D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75(S)
8. 0.6D + 0.6W

---

<sup>4</sup> Cfr. McCormac 2012: 53

<sup>5</sup> Cfr. McCormac 2012: 57-58

## 9. 0.6D + 0.7E

Para las combinaciones del método se podrán realizar modificaciones a la ecuación según lo solicite el proyecto. Por ejemplo, de tener gran presencia de vientos o lluvia, se podría obviar la reducción al 0.75 de algunos coeficientes.

Dentro del AISC se establece que las vigas y vigas de trabe que soporten pisos o techos deberán considerar una deflexión producida por las consideraciones de carga de diseño. Donde la deflexión máxima por cargas de servicio es puesta como  $L/360$ , para el peralte de vigas se limita a continuación<sup>6</sup>:

∧ Para vigas y vigas trabe completamente esforzadas:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56360}{F_y} \text{ o } d \geq \frac{L}{22} \text{ si } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

∧ Para correas de techo, excepto techos planos:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{70450}{F_y} \text{ o } d \geq \frac{L}{27} \text{ si } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

∧ Para arcos completamente esforzados:

$$d \geq \frac{L}{20}$$

Siendo: “L” la luz libre entre pórticos y “d” el peralte de la viga.

### 2.2.1.2 Combinaciones de carga según el método LRFD

Para el método LRFD lo que se busca es que los grupos de cargas de servicio sean multiplicados por un factor de carga, que por lo general es mayor a 1.0, denominándose carga factorizada. Se busca encontrar la envolvente de estos valores mayorados ya sea en el cálculo para los momentos, cortantes, fuerzas axiales entre otras; los cuales no deben

---

<sup>6</sup> Cfr. AISC-ASD L3.1

superar a la resistencia nominal del elemento multiplicado por su factor de reducción ( $\phi$ ). La ecuación que rige para este método viene a ser el siguiente<sup>7</sup>:

$$\begin{aligned} & \text{Factor de reducción } (\phi) \times \text{Resistencia nominal} \\ & \geq \text{fuerza factorizada calculada} \end{aligned}$$

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1)$$

Las combinaciones de carga que se aplican para el método LRFD se hicieron considerando la condición más desfavorable en el elemento, ya sea por efecto del viento o por nieve. Las combinaciones a considerar son<sup>8</sup>:

1.  $U = 1.4D$
2.  $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4.  $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6.  $U = 0.9D + 1.0W$
7.  $U = 0.9D + 1.0E$

(\*) Se considera que las ecuaciones (3.), (4.) y (5.) deberán considerar como uno (1) la carga viva (L) para pisos con propósito de reunión pública, cargas vivas que sobrepasen los 100 kg/m<sup>2</sup> y para cargas destinadas a estacionamientos. Para cualquier otra situación se reducirá a la mitad (0.5).

Las abreviaturas mencionadas se interpretan como<sup>9</sup>:

---

<sup>7</sup> Cfr. McCormac 2012: 53

<sup>8</sup> Cfr. McCormac 2012: 53-54

<sup>9</sup> Cfr. McCormac 2012: 54

U = carga factorizada o de diseño

D = carga muerta

L = carga viva según su función

L<sub>r</sub> = carga viva de techo

S = carga de nieve

R = carga nominal debido a la precipitación pluvial o hielo

W = carga de viento

E = carga de sismo

Los factores de reducción dependerán del esfuerzo al que se esté sometiendo el elemento, para ello se presenta la siguiente tabla resumen:

Tabla 1: Factores de reducción para las cargas de servicio

Factor de reducción ( $\phi$ )	Elemento o Conexión
0.9	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.9	Elementos en flexión
0.85	Elementos en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

### 2.2.2 Cargas de diseño

Las cargas de diseño se dividieron en dos ramas, las cargas de gravedad que vienen a conformar las fuerzas internas a la estructura; y las cargas ambientales que provienen de fuerzas externas a la estructura.

### **2.2.2.1 Cargas de gravedad**

Las cargas de gravedad son producidas por las cargas muertas, elementos de la estructura, y las cargas vivas, producto de cargas móviles.

#### **1. Cargas muertas**

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante y que permanecen sujetas en un mismo sitio. Se consideran el peso propio de la estructura y aquellos elementos que estén sujetos a la misma como cargas muertas.

Para el diseño de una estructura es necesario estimar el peso de cada elemento, para lo cual se realiza un predimensionamiento. En función a ello se puede asumir un perfil inicial que cuenta con dimensiones y pesos especificados en el Manual del Acero. En las Tablas C3-1 y C3-2 del ASCE 7-10 se presenta información detallada de las cargas.

#### **2. Cargas vivas**

Las cargas móviles o cargas vivas consideran que en función al tipo de estructura se tendrán algunas cargas presentes. Para el caso de una nave industrial que solo cuenta con una cubierta metálica se considerará una carga de  $100 \text{ kg/m}^2$ . Caso contrario se considerará una carga conforme a la carga muerta aplicada sobre un área rectangular de  $15 \text{ m}^2$  en un espacio con luces mayores a  $2.50 \text{ m}$ .<sup>10</sup>

### **2.2.2.2 Cargas ambientales**

Las cargas ambientales vendrían a ser como las cargas vivas, solo que son producto del medio ambiente en donde se ubica la estructura. A continuación se detallará sobre las diferentes cargas que pueden presentarse:

#### **1. Las cargas de nieve**

Siendo su mayor influencia en la sierra del Perú, las cargas producidas por este fenómeno solo se producen en temporadas de bajo clima. Un valor estimado para la carga mínima según lo recomienda la E.020 es de  $40 \text{ kg/m}^2$ , equivalente a  $0.40 \text{ m}$  de nieve fresca.

---

<sup>10</sup> Cfr. E.020 2006: 9

$$\text{Para: } \theta \leq 15^\circ \quad Q_t = Q_s \quad (2)$$

$$15^\circ < \theta \leq 30^\circ \quad Q_t = 0.8Q_s \quad (3)$$

$$\theta > 30^\circ \quad Q_t = [1 - 0.25(\theta - 30^\circ)]0.8Q_s \quad (4)$$

Donde:

$\theta$  = ángulo de inclinación del techo a una o dos aguas

$Q_t$  = Carga de diseño

$Q_s$  = Carga de nieve sobre el suelo

## 2. Las cargas de lluvia

Son las más comunes en la selva del país y en zonas con alta precipitación. En situaciones donde el techo no cuenta con cierta pendiente pueden producir cierta carga considerable para la estructura. Para el caso de la nave a analizar cuenta con una cubierta a dos aguas; es decir, las cargas de lluvia no serán considerados por la inclinación central de la estructura.

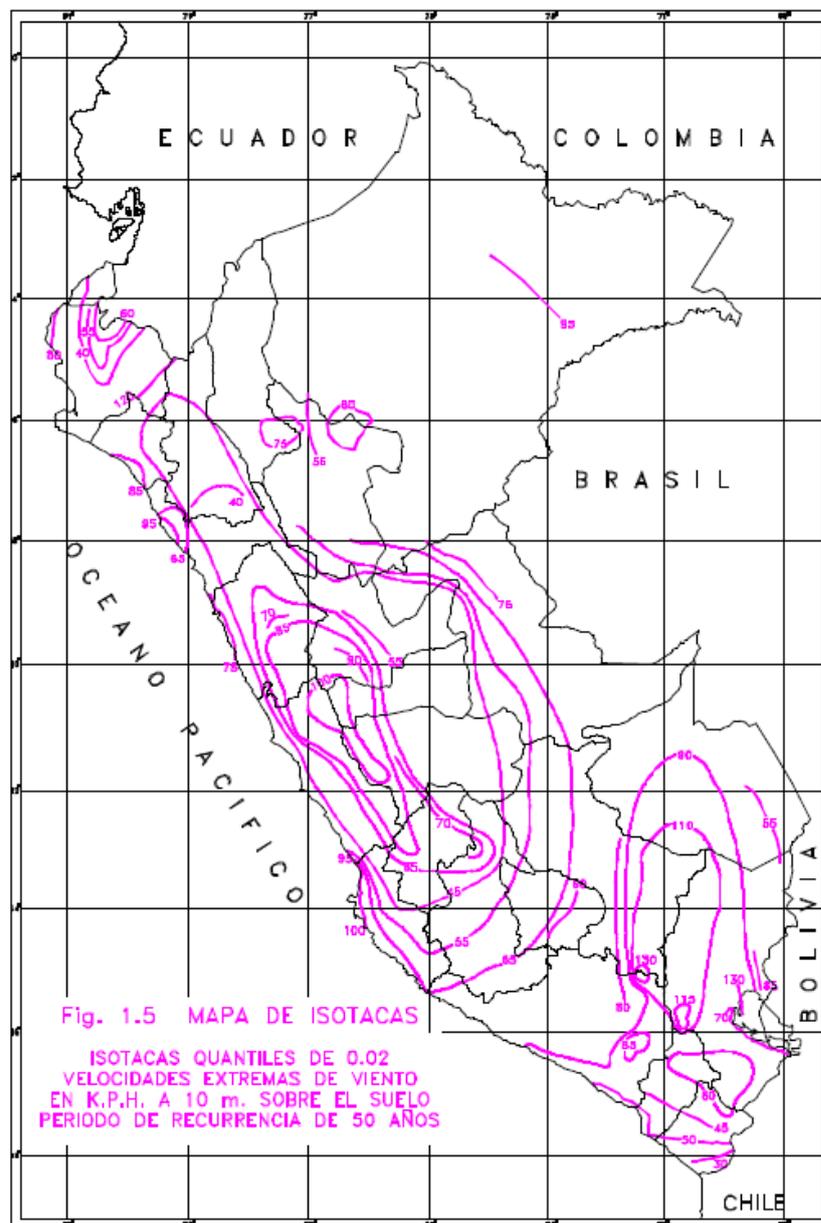
## 3. Las cargas de viento

Pueden variar mucho entre la costa y la selva del país. Siendo la sierra una zona con fuertes vientos concentrados, ya que la cordillera redirige el viento constantemente pueden producirse vientos de gran consideración. Para el caso de una nave industrial en acero el efecto producido por estas cargas influye mucho. Por eso las cargas de viento pueden llegar a ser más críticas que las cargas de sismo.

Para el caso de una estructura metálica las presiones del viento se suele asumir que son aplicadas uniformemente sobre toda la superficie de contacto. Esto no significa que las presiones se deban considerar de esta manera, sino que para simplificar el sistema es necesario asumir ciertos parámetros. Además de que se recomienda que la velocidad del viento a utilizar sea medida para un periodo de tiempo mínimo de 33 años.

A continuación se muestra un mapa del Perú que muestra cómo se grafica las curvas de velocidad, siendo su periodo de retorno 50 años (superior al periodo mínimo requerido). En donde para la ciudad de Juliaca se pueden llegar a valores de 70 kph (aproximadamente 19 m/s).

Ilustración 2: Mapa eólico del Perú para un periodo de retorno de 50 años



Fuente: Zapata Baglietto 1997

En función al valor obtenido para la velocidad del viento de la zona a analizar se aplicará la siguiente ecuación que rige para determinar la carga de diseño por viento:

$$P = C_p \times C_r \times q \quad (5)$$

Los cuales se detallan a continuación<sup>11</sup>:

P = Intensidad de la presión estática equivalente (kg/m<sup>2</sup>)

C<sub>p</sub> = Coeficiente que depende de la forma de la estructura

C<sub>r</sub> = Coeficiente que depende de la magnitud de las velocidades de las ráfagas del viento y de la flexibilidad vertical

q = Intensidad de la acción dinámica del viento, donde  $q = 0.5 \times \rho \times v^2$ ;

Dónde:  $\rho$  = la densidad del aire, y v = la velocidad del viento de acuerdo a la ilustración 2

Para casos prácticos el valor de la intensidad (q) puede resumirse a la siguiente ecuación:

$$q = 0.005v^2$$

Teniendo en cuenta que la velocidad del viento está medida en kph, y que no se tomarán presiones dinámicas menores a  $q = 15 \text{ kg/m}^2$ .<sup>12</sup>

---

<sup>11</sup> Zapata Baglietto 1997: 8

<sup>12</sup> Zapata Baglietto 1997: 13

Para las presiones interiores se considera que si la abertura “n” de cualquiera de las paredes de la estructura es superior al 30% de la parte del área expuesta correspondiente a la planta, se utilizarán los siguientes valores para  $C_{pi}$ :<sup>13</sup>

Si: “n” se encuentra al lado de barlovento (presión), entonces  $C_{pi} = 0.8$

“n” se encuentra al lado de sotavento (succión), entonces  $C_{pi} = -0.5$

En caso que el valor “n” sea menos al 30%, se debe considerar un valor de  $C_p$  más desfavorable como lo que se describe:

Si: “n” se encuentra al lado del barlovento, entonces  $C_{pi} = 0.8n/30 \pm (1-n/30)$

“n” se encuentra al lado de sotavento, entonces  $C_{pi} = -0.5n/30 \pm (1-n/30)$

Para el último caso en que no se tenga aberturas, el valor de  $C_{pi} = \pm 0.3$

El coeficiente de ráfaga ( $C_r$ ), donde se tienen estructuras con una esbeltez reducidas se vuelven sensibles a las ráfagas de poca duración; y, por en cambio, los periodos largos favorecen a generar oscilaciones importantes en la estructura. En condiciones donde el periodo fundamental sea mayor a los 2 segundos o que la relación de aspecto de 5 a 1 se recomienda utilizar un coeficiente de ráfaga  $C_r = 1.7$ .<sup>14</sup>

#### 4. Las cargas de sismo

Para la obtención de las cargas de sismo nos basamos en la norma E.030, la cual nos indica que la fuerza cortante en la base se determina con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (6)$$

---

<sup>13</sup> Zapata Baglietto 1997: 13

<sup>14</sup> Zapata Baglietto 1997: 13

Donde se tiene que:

V = El cortante basal o en la base (kg)

Z = Factor de zona sísmica

U = Factor de uso e importancia

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de tipo de suelo

R = Coeficiente básico de reducción sísmica

P = Cargas de gravedad (kg)

Cada coeficiente tiene sus restricciones y particularidades para el análisis; es por ello que se explicará cómo se obtiene cada valor:

- Factor de zona sísmica (Z)

Según la actual norma, este valor se divide en cuatro (4) zonas de peligro sísmico.

Ilustración 3: Mapa de zonas sísmicas



Fuente: E.030 2016

Los factores que indican son obtenidos para una aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años.<sup>15</sup> A continuación una tabla resumen de estos datos:

---

<sup>15</sup> Cfr. E.030 2016

Tabla 2: Factores de Zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: E.030 2016

- Factor de uso e importancia (U)

De acuerdo a la función que cumpla la estructura a analizar se le deberá dar un mayor valor, ya que lo que se busca es que puedan soportar eventos o desastres por más tiempo que las estructuras convencionales.

Tabla 3: Factores de uso según la categoría de la edificación

Categoría	Descripción	Factor U
A	Establecimientos de salud, edificaciones esenciales, todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre	1.5
B	Edificios con gran cantidad de personas como cines, teatros,	1.3

	estadios, centros comerciales, etc.	
C	Edificaciones comunes tal como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, entre otras.	1.0
D	Edificaciones temporales como son los depósitos, casetas.	A criterio del proyectista

Fuente: E.030 2016

- Factor de suelo (S)

El factor de suelo se divide en cuatro categorías: Roca dura (Perfil tipo  $S_0$ ), Rocas o suelos muy rígidos (Perfil Tipo  $S_1$ ), Suelos intermedios (Perfil tipo  $S_2$ ) y Suelos blandos (Perfil tipo  $S_3$ ). Los cuales están considerados en función a la siguiente tabla:

Tabla 4: Factores de Suelo

Zona \ Suelo	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$Z_4$	0.80	1.00	1.05	1.10
$Z_3$	0.80	1.00	1.15	1.20
$Z_2$	0.80	1.00	1.20	1.40
$Z_1$	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: E.030 2016

- Factor de amplificación sísmica (C)

Para determinar el factor de amplificación sísmica se tienen las siguientes condiciones:

$$\text{Si: } T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p \times T_l}{T^2} \right)$$

De los cuales, los valores  $T_p$  y  $T_l$  se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 5: Obtención de los Períodos  $T_p$  y  $T_l$

Periodo \ Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_p$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_l$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: E.030 2016

Y el valor del periodo fundamental de vibración (T) se determina con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde;  $h_n$  es la altura de la edificación y  $C_t$  se considerará “35” para pórticos de concreto armado sin muros de corte y pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos; “45” para pórticos de concreto armado con muros de ascensor y pórticos de acero con arriostres; y “60” para edificios de concreto armado duales y muros de ductilidad limitada.

- Coeficiente básico de reducción sísmica (R)

Para este ítem se utiliza la siguiente tabla:

Tabla 6: Coeficientes de reducción sísmica

Sistema Estructural	Coeficiente básico de reducción
<b>Acero:</b>	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6

Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería armada o confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7

Fuente: E.030 2016

Teniendo en consideración que estos valores son válidos siempre que la estructura sea regular. Caso contrario se deberá multiplicar los valores de la tabla 5 con lo indicado en el ítem 3.6 Factores de irregularidad de la norma E.030.

- Cargas de gravedad

Las cargas de gravedad, carga muerta y carga viva, o peso (P) se considera como porcentaje de las mismas de la siguiente manera:

- Edificios de categoría A y B se considera el 100% carga muerta y 50% de la carga viva.
- Edificios de la categoría C se utiliza el 25% de la carga viva.
- En depósitos se considera el 80% del peso total que pueda almacenar.
- Para azoteas y techos se considera el 25% de la carga viva.
- En tanques, silos y estructuras similares se usa el 100% de la carga a contener.

## 2.3 Diseño de miembros estructurales

El acero estructural se diseña con el objetivo de evitar una posible falla o colapso de la estructura. Para ello es necesario entender cómo controlar los esfuerzos que se generan a los elementos estructurales, ya sea por tensión, compresión, flexión, entre otros. A partir de este punto solo se detallarán las ecuaciones que validan el diseño de miembros con el método LRFD, siendo las que se utilizarán para el diseño de la nave industrial.

## 2.3.1 Diseño de elementos a tensión

### 2.3.1.1 Diseño por tensión

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta se busca prevenir un alargamiento excesivo del elemento, lo cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \quad (7)$$

Considerar:  $\phi_t = 0.9$

Donde:

$P_n$  = Resistencia nominal del elemento a tensión

$F_y$  = Fluencia del acero

$A_g$  = Área bruta

Además, para la fractura por tensión en la sección neta que se encuentren agujeros de pernos se utiliza la ecuación:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e \quad (8)$$

Considerar:  $\phi_t = 0.75$

Donde:

$F_u$  = Resistencia a la fractura del acero

$A_e$  = Área efectiva ( $A_e = A_n U$ )

$A_n$  = Área neta (considerar  $A_n = A_g$  si el miembro está soldado)

$U$  = Factor de retraso de cortante

El factor  $U$  se utiliza para simplificar la distribución no uniforme del esfuerzo. El cual está condicionado a la sección transversal del elemento y a la longitud de su conexión.

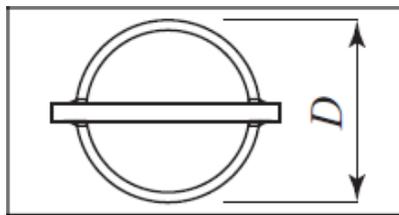
Teniendo en cuenta este último comentario, se muestra a continuación el factor U para secciones HSS redondas con una placa de empalme concéntrica individual:

$$\text{Si: } l \geq 1.3D \quad U = 1.0$$

$$D \leq l < 1.3D \quad U = 1 - \bar{x}/l$$

Considerar:  $\bar{x} = D/\pi$

Ilustración 4: Esquema sección HSS



Fuente: McCormac 2012

Donde:

D = Diámetro exterior del elemento

l = Longitud de la conexión

$\bar{x}$  = Excentricidad en la conexión

Y el caso de secciones tipo W, S y HP, que se puede aplicar lo mismo que el párrafo anterior:

$$U = 1 - \bar{x}/l \quad (9)$$

Cuando se usan placas de empalme como elementos de conexión cargados estáticamente a tensión, se calcula de la siguiente manera.<sup>16</sup>

---

<sup>16</sup> McCormac 2012: 84

Por efecto de fluencia:

$$R_n = \phi F_y A_g \quad (10)$$

Considerar:  $\phi = 0.90$

Por efecto de fractura:

$$R_n = \phi F_u A_e \quad (11)$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

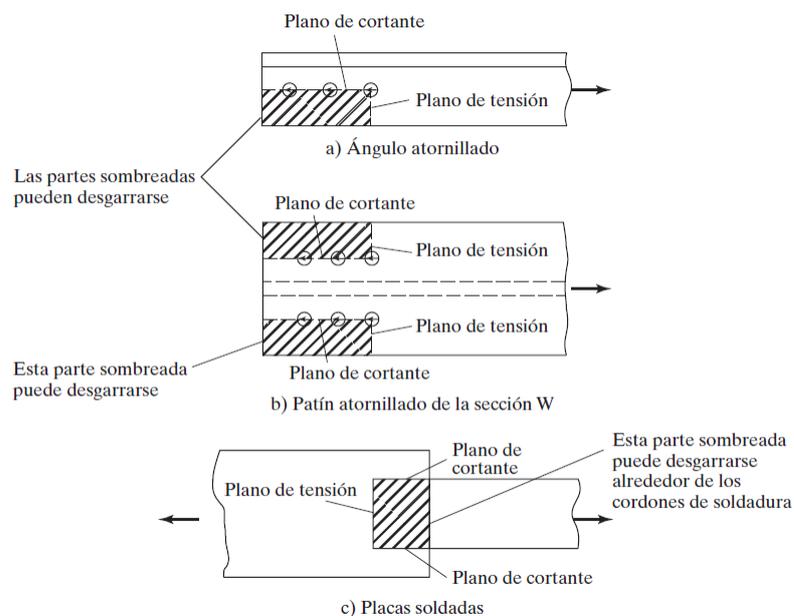
Donde:

$R_n$  = Resistencia por fluencia última

### 2.3.1.2 Diseño por corte

La falla de un elemento puede producirse a lo largo de un tramo que genere tensión en un plano y un efecto de corte en el otro plano perpendicular, a continuación se ilustra las posibles fallas en el bloque de corte:

Ilustración 5: Fallas por efecto del bloque cortante



Fuente: McCormac 2012

Con esto se comprende que el bloque cortante es una situación de desgarramiento o rotura y no una situación de fluencia.

Lo que se determinará con la siguiente fórmula:

$$R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})^* \quad (12)$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$R_n$  = La resistencia disponible

$A_{nv}$  = Área neta sujeta a cortante, para vigas tipo Pratt ( $A_{nv} = A_{gv}$ )

$A_{nt}$  = Área neta sujeta a tensión ( $A_{nt} = Dt$ )

$A_{gv}$  = Área total sujeta a cortante ( $A_{gv} = 2lt$ )

$U_{bs}$  = Factor de reducción ( $U_{bs} = 1.0$ , si el esfuerzo a la tensión es uniforme)

$D$  = Diámetro exterior del perfil tubular

$t$  = espesor de la sección

$l$  = Longitud de la conexión

\* Tener en consideración que se toma el menor valor entre las dos ecuaciones.

A esto se suma que los miembros deberán cumplir con su relación de esbeltez, el cual nos aseguramos de cumplir con lo siguiente:

$$L/r < 300$$

Donde:

$L$  = Longitud de la sección tubular

$r$  = Radio de giro

Para cuando se usen varillas y barras sometidas a tensión, se puede soldar en los extremos o, también, mantenerse en posición con el uso de cuerdas con tuercas. Siendo así, el área solicitada para una carga específica a tensión se calculará mediante:

$$R_n = \phi F_{nt} A_D \quad (13)$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u \quad (14)$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$R_n$  = Resistencia nominal a la tensión

$F_{nt}$  = Esfuerzo nominal a la tensión para varillas roscadas

$F_u$  = Esfuerzo a la rotura

$A_D$  = Área total de la varilla

### 2.3.2 Diseño de elementos a compresión

Cuando se habla de elementos a compresión siempre se asume un miembro que recibe esfuerzos de axiales capaces de comprimirlo. Sin embargo, en el acero se producen tres tipos de fallas producto de la compresión:

- El pandeo flexionante

Conocido también por el pandeo de Euler, se produce cuando el elemento en flexión llega a la inestabilidad.

- El pandeo local

Se produce en ciertas partes de la columna que sean delgadas, lo cual hace que se pandea localmente en compresión antes de producirse algún otro tipo de pandeo. Se puede prevenir la susceptibilidad de una columna por pandeo local, para ello es necesario controlar la relación ancho y espesor de la sección transversal.

- El pandeo flexo torsionante

Se produce en columnas que fallen por principalmente por flexión o por combinación de torsión y flexión.

Se debe tener en cuenta que cuanto más larga sea una columna, tendrá mayor probabilidad de pandearse y no sea capaz de soportar las cargas solicitadas. Para ello es necesario comprobar la relación de esbeltez del elemento.

Para que la columna llegue al pandeo elástico nos regiremos de la fórmula de Euler:<sup>17</sup>

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (15)$$

Considerando que la relación de esbeltez se pueda representar como  $r = \sqrt{I/A}$ , sustituyendo en la ecuación anterior se obtiene lo siguiente:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e \quad (16)$$

Donde:

P = Peso de la columna

A = Área de la columna

E = Módulo de elasticidad

L = Longitud de la columna

r = radio de giro

F<sub>e</sub> = Esfuerzo de pandeo crítico elástico

---

<sup>17</sup> Cfr. MacCormac 2012: 139

Otro factor a considerar es la restricción en los extremos de una columna. Las columnas con restricción de rotación y desplazamiento es capaz de resistir mayores cargas frente aquellas de baja restricción de rotación en los extremos.

Con este concepto se busca determinar la longitud efectiva (KL) de la columna. Haciendo uso de la siguiente ilustración se determinara el factor de longitud efectiva (K):

Ilustración 6: Valores a usar para el factor de longitud efectiva

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor $K$ teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	 <ul style="list-style-type: none"> <li> Rotación y traslación impedidas</li> <li> Rotación libre y traslación impedida</li> <li> Rotación impedida y traslación libre</li> <li> Rotación y traslación libres</li> </ul>					

Fuente: McCormac 2012

Por último, las columnas que están sujetas a fuerzas de compresión axial deben de corroborar la relación de esbeltez, ancho-espesor, de manera que el elemento se flexione. Se detallan los casos que aplican para columnas de perfil laminado tipo W:

Tabla 7: Relación ancho-espesor para elementos sometidos a compresión

Descripción del elemento	Razón ancho-espesor ( $\lambda$ )	Relación límite ancho-espesor $\lambda_r$ (no esbelto/esbelto)
Patines de perfiles laminados tipo W, lados salientes de pares de ángulos conectados con contacto continuo, patines tipo canal y tes	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles W y canales doblemente simétricos	h/t <sub>w</sub>	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
HSS redondo	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$

Fuente: McCormac 2012: 146-147

Donde:

b = Ancho efectivo del ala

t = espesor del ala

h = peralte del alma

t<sub>w</sub> = ancho del alma

Para el diseño de elementos a compresión se debe tener en cuenta que:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad (17)$$

Considerar:  $\phi_c = 0.90$

Donde:

$P_n$  = Resistencia nominal a la compresión

$F_{cr}$  = Esfuerzo de pandeo a flexión

$A_g$  = Área de la sección transversal

De lo cual es necesario determinar el valor del esfuerzo de pandeo a flexión ( $F_{cr}$ ) mediante las siguientes condiciones:

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \leq 2.25 \quad F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right] F_y \quad (18)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \geq 2.25 \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad (19)$$

$$\text{Donde: } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Considerar:  $K = 1.00$

Del mismo modo para determinar el pandeo flexo torsional en un perfil doblemente simétrico, se reemplaza la fórmula  $F_e$  por la siguiente:

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (20)$$

Donde:

$F_e$  = Esfuerzo de pandeo crítico elástico

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$C_w$  = Constante de alabeo

$K_z$  = Factor de longitud efectiva para pandeo torsional

L = Longitud de la columna

G = Módulo de corte

J = Módulo de torsión

I<sub>x</sub> e I<sub>y</sub> = Momento de inercia por eje

En caso sea un perfil de simetría simple, considerando a “y” como eje de simetría, se utilizará la ecuación:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (21)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_y^2} \quad (22)$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_0^2} \quad (23)$$

Donde:

F<sub>ey</sub> = Pandeo flexionar en el eje de simetría

F<sub>ez</sub> = Pandeo torsional en el eje de rotación

H = Relación de momentos de inercia

A<sub>g</sub> = Área bruta

$\bar{r}_0$  = Radio polar de giro alrededor del centro de corte

Para determinar los valores de “H” y “ $\bar{r}_0$ ”, se seguirán la siguientes fórmulas:

$$H = 1 - \left( \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} \right) \quad (24)$$

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (25)$$

Donde:

$x_0$  = Abscisa del centro de corte respecto al centroide ( $x_0 = x - t/2$ )

$y_0$  = Ordenada del centro de corte respecto al centroide ( $y_0 = y - t/2$ )

En el caso de una sección de perfil tipo HSS, se sigue la siguiente secuencia:

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q_s F_y}} \text{ o } \left( \frac{Q_s F_y}{F_e} \right) \leq 2.25 \quad F_{cr} = Q_s \left[ 0.658^{Q_s F_y / F_e} \right] F_y \quad (26)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q_s F_y}} \text{ o } \left( \frac{Q_s F_y}{F_e} \right) \geq 2.25 \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad (27)$$

Considerar:  $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$  (idéntico al caso de perfiles tipo W)

Donde:

$Q_s$  = Factor de reducción neto

Este factor introducido en las ecuaciones descritas se obtiene en función de las siguientes relaciones:

$$\text{Cuando: } \frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = 1.0 \quad (28)$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = 1.415 - 0.74 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (29)$$

$$\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left( \frac{b}{t} \right)^2} \quad (30)$$

## 2.3.3 Diseño de elementos a flexión

### 2.3.3.1 Para secciones compactas

Para los elementos a flexión se empezará definiendo el momento plástico ( $M_p$ ) y el momento nominal de la sección ( $M_n$ ). El primero define el límite del estado de los elementos restringiendo al elemento a trabajar dentro del estado plástico sin generar algún otro efecto. Para ello se siguen las siguientes fórmulas:

$$M_n = F_y S_x \quad (31)$$

$$M_p = F_y Z \quad (32)$$

Donde:

$F_{cr}$  = Esfuerzo de pandeo por flexión

$S_x$  = Módulo de sección, obtenido del perfil a utilizar

$F_y$  = Módulo de elasticidad del acero

$Z$  = Módulo plástico

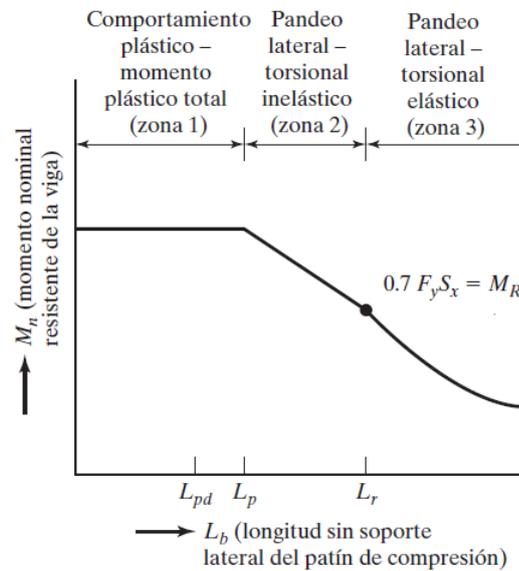
A partir de ello se define el factor de forma ( $M_p/M_n$ ), lo cual se interpreta como el caso para un módulo plástico de una sección determinada que sea igual al momento estático de las áreas a tensión y a compresión respecto al eje neutro plástico.<sup>18</sup>

Las vigas como principales elementos a flexión, presentan diferentes comportamientos en función de la longitud que se quiera salvar.

---

<sup>18</sup> Cfr. McCormac 2012: 241

Ilustración 7: Gráfico Momento nominal vs longitud del patín a compresión



Fuente: McCormac 2012: 264

El diseño por flexión se divide en tres zonas: comportamiento plástico (zona 1), pandeo inelástico (zona 2) y pandeo elástico (zona 3).

- Comportamiento plástico

Para que los elementos se encuentren en la zona 1 se debe cumplir que:

$$L_b \leq L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (33)$$

$$M_{ux} \leq \phi_b M_p \quad (34)$$

Considerar:  $\phi_b = 0.90$

Donde:

$L_p$  = Límite de la longitud plástica

$r_y$  = Radio de giro en el eje y

$L_b$  = Longitud del elemento sin soporte lateral

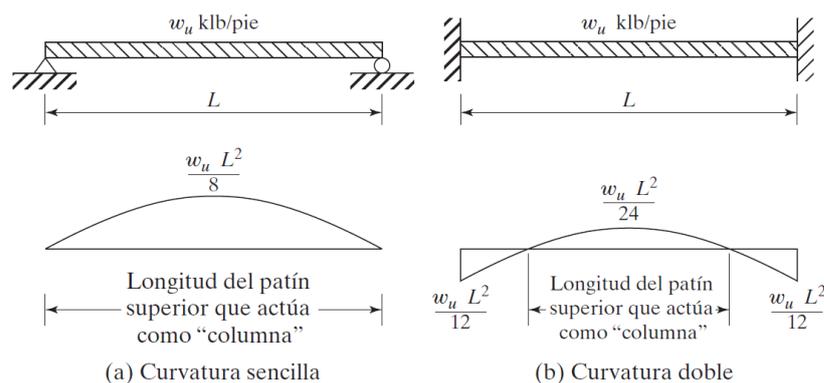
$M_{ux}$  = Momento actuante mayorado con respecto al eje x ( $M_{ux} = w_n L^2 / 8$ )

- Pandeo inelástico

Para casos en que se incluya el arriostramiento lateral al ala de compresión de una viga, o un arriostramiento de torsión en las uniones del arriostre, de manera tal que el elemento llegue a flexionarse hasta alcanzar la deformación de fluencia en sus elementos a la compresión previo a la aparición del pandeo lateral, significa que se ha generado un pandeo inelástico.

Para casos de vigas a flexión se puede idealizar en la siguiente ilustración:

Ilustración 8: Diagrama de cargas para vigas a flexión

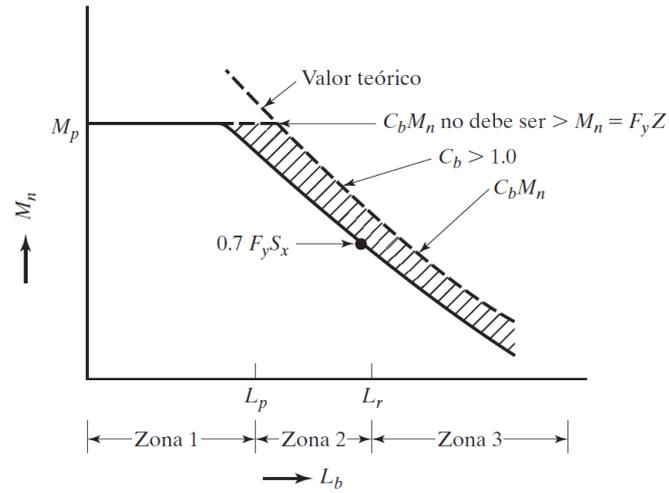


Fuente: McCormac 2012: 278

De lo cual, como se interpretó en el estado plástico, se utilizarán vigas con curvatura sencilla.

En función a lo mencionado se usará un factor de modificación de pandeo torsional lateral ( $C_b$ ), que dependerá muchas veces del proyectista. Para diseños de vigas  $C_b > 1.0$  garantizará una mayor capacidad de momento:

Ilustración 9: Curva comparativa para el valor teórico de  $C_b$



Fuente: McCormac 2012: 279

Para el caso de una viga simplemente apoyada se utilizará el valor  $C_b = 1.14$ .

Todo lo mencionado se usa en la ecuación para cumplir con el pandeo inelástico:

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = \phi_b C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p \quad (35)$$

Considerar:  $\phi_b = 0.90$

Donde:

$L_r$  = Límite de longitud inelástico

$L_r$  se define como una combinación del área transversal, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo.<sup>19</sup> Para lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

<sup>19</sup> Cfr. McCormac 2012: 282

$$L_r = \left( \frac{r_y x_1}{F_{res}} \right) \left( \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 F_{res}^2}} \right) \quad (36)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (37)$$

$$x_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (38)$$

Donde:

$r_y$  = Radio de giro respecto al eje y

$x_1$  = Factor 01 para determinación de zona del elemento

$x_2$  = Factor 02 para determinación de zona del elemento

$F_{res}$  = Esfuerzo residual del acero ( $F_{res} = 0.75F_y$ )

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$G$  = Módulo de corte del acero

$J$  = Constante de torsión

$A$  = Área de la sección

$C_w$  = Constante de alabeo

$I_y$  = Momento de inercia con respecto al eje y

- Pandeo elástico

Este comportamiento se genera cuando la longitud sin soporte de una viga es mayor que  $L_r$ , generando fallas por pandeo por compresión en la sección transversal lateralmente

respecto al eje débil y con torsión a lo largo de la sección con respecto a su eje longitudinal de la viga entre sus puntos de soporte lateral.<sup>20</sup>

Lo mencionado se define con las siguientes fórmulas:

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} S_x < M_p \quad (39)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (40)$$

Donde:

$F_{cr}$  = Esfuerzo de pandeo flexo torsional

$L_b$  = Longitud sin soporte lateral

$r_{ts}$  = Radio de giro efectivo de la sección

$c$  = constante de doble simetría ( $c = 1.0$  para perfiles tipo W)

$h_o$  = distancia entre los centroides del ala

### 2.3.3.2 Para secciones no compactas

Se entiende como sección compacta al perfil que sea lo suficientemente robusto, capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzo plástico antes de que se produzca el pandeo local (alma o ala).<sup>21</sup>

Para poder determinar si una sección es compacta es necesario comprobar su relación ancho-espesor. Para lo cual se utiliza el siguiente cuadro:

---

<sup>20</sup> Cfr. McCormac 2012: 283

<sup>21</sup> Cfr. McCormac 2012: 290

Tabla 8: Cuadro relación sección compacta, no compacta, esbelta

$\lambda$ (Relación ancho a espesor)	Relaciones límite ancho a espesor	
	$\lambda_p$ ( Compacto / no compacto)	$\lambda_r$ ( No compacto / esbelto)
b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Fuente: McCormac 2012: 292

Donde:

$b = b_f/2$ ;  $b_f$  = ancho del ala

$t = t_f$ ;  $t_f$  = espesor del ala

El caso de secciones compactas se pudo apreciar en el punto anterior. A continuación se define las fórmulas que rigen para las secciones no compactas:

$$M_n = \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (41)$$

Donde:

$M_n$  = Momento flector nominal

$M_p$  = Momento flector plástico

$\lambda$  = relación ancho espesor

### 2.3.3.3 Para secciones esbeltas

El proyectista debe evitar este tercer punto, sin embargo para su solución se puede proceder con la siguiente ecuación:

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (42)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero

$k_c$  = coeficiente, para efectos de cálculo:  $0.35 < k_c < 0.76$

$S_x$  = Módulo de sección

### 2.3.4 Diseño por esfuerzo cortante

Al flexionarse un elemento aparecen los esfuerzos cortantes producto del cambio de longitud en sus fibras longitudinales. Dentro del momento positivo, las fibras inferiores se alargan y las superiores se acortan, siendo la zona intermedia neutra al cambio de longitud.<sup>22</sup>

Para determinar la resistencia nominal al cortante de un alma se utiliza lo siguiente:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (43)$$

$$\text{Para: } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = 1.0 \quad (44)$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} \quad (45)$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (46)$$

Donde:

$V_n$  = Esfuerzo cortante nominal

A = Área del alma

---

<sup>22</sup> Cfr. McCormac 2012: 304

$C_v$  = Coeficiente de cortante del alma

$h$  = distancia libre entre las puntas del filete del alma ( $h = d - k_{des}$ )

$d$  = peralte de la sección transversal

$k_{des}$  = espesor del ala más el filete del alma

$t_w$  = espesor del alma

$k_v$  = Coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma

Para la condición del esfuerzo cortante último:

$$V_u < \phi_c V_n$$

Se considerará:  $\phi_c = 1.0$

### 2.3.5 Diseño por deflexiones

Las deflexiones en los elementos se limitan a valores máximos. Principalmente por las siguientes razones:<sup>23</sup>

- Deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por otro elemento considerado.
- La apariencia de la estructura se verá afectada por deflexiones excesivas.
- Las deformaciones excesivas generan incertidumbres en los ocupantes de la estructura.
- Puede superponer la misma deflexión en diferentes elementos.

Es por ello que se verifica la deflexión de acuerdo a la siguiente fórmula:

---

<sup>23</sup> Cfr. McCormac 2012: 310

$$\Delta_{\text{E}} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (47)$$

Donde:

$\Delta_{\text{E}}$  = Deflexión máxima producida en el elemento

$w$  = Carga distribuida de servicio (carga muerta, viva, de nieve o viento)

$L$  = Longitud del elemento

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$I$  = Momento de inercia en el eje longitudinal

La deflexión se limita en función a las deflexiones máximas permisibles, las cuales se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 9: Límites de deflexión para diferentes efectos de carga

Elementos	Condiciones de carga		
	L	D + L	S ó W
De piso	$L/360$	$L/240$	---
De techo que soportan plafón de yeso	$L/360$	$L/240$	$L/360$
De techo que soportan plafones que no son de yeso	$L/240$	$L/180$	$L/240$
De techo que no soportan plafones	$L/180$	$L/120$	$L/180$

Fuente: McCormac 2012: 313

### 2.3.6 Diseño de vigas por flexión asimétrica

Toda sección transversal de un elemento tiene un par de ejes de manera tal que estén perpendiculares, llamados también ejes principales, resultando en la inercia igual a cero. Si la flexión se produce respecto a cualquier otro eje que no sea el principal se tendrá una flexión asimétrica.<sup>24</sup>

Lo que se busca es trasladar el eje de coordenadas locales a un eje de coordenadas global. De manera que se pueda descomponer las fuerzas actuantes en los ejes de coordenadas, abscisas y ordenadas.

Con las fuerzas y momentos respectivos, se procederá de corroborar la siguiente ecuación que combina la flexión y cargas axiales:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (48)$$

Donde:

$P_r$  = Resistencia axial requerida para el método LRFD

$P_c$  = Resistencia axial disponible para el método LRFD

$M_{rx}$  y  $M_{ry}$  = Resistencias a la flexión de diseño requeridas

$M_{cx}$  y  $M_{cy}$  = Resistencias a la flexión de diseño disponibles

Teniendo en cuenta que:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z$$

Donde:

$M_n = M_{cx}$  y  $M_{cy}$ , el momento disponible es aplicable a los conceptos descritos

---

<sup>24</sup> Cfr. McCormac 2012: 324

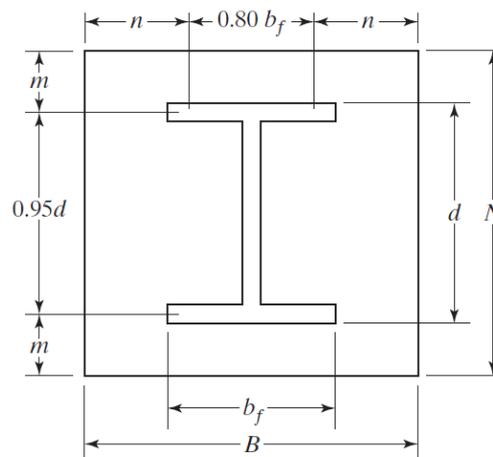
### 2.3.7 Diseño de conexiones

Las conexiones principales que se dan en una estructura de acero son: las conexiones viga-columna, viga-viga, columna-arriostres, columna-placa base. Todas ellas están sujetas a esfuerzos de corte, tensión e incluso a momentos. Sin embargo, nos concentraremos en el punto principal que es la cimentación de la estructura, los cuales se detallan a continuación.

#### 2.3.7.1 Diseño de placa base

La placa base se configura de manera tal que sea capaz de soportar y distribuir adecuadamente la sobrecarga de las columnas en las zapatas. Esto se puede representar mediante la siguiente ilustración:

Ilustración 10: Placa base



Fuente: McCormac 2012: 221

Del cual se tienen los siguientes valores:

$N$  = Longitud en el eje longitudinal

$B$  = Longitud en el eje transversal

$b_f$  = Longitud total del ala (patín)

$d$  = peralte de la sección

$$m = (N - 0.95d)/2$$

$$n = (B - 0.80b_f)/2$$

Teniendo en cuenta lo anterior, para determinar la resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base se debe considerar lo siguiente:

$$P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (49)$$

Considerar:  $\phi_c = 0.65$

Donde:

$P_p$  = Resistencia nominal de contacto del concreto

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto a 28 días

$A_1$  = Área de la placa base

$A_2$  = Área máxima de la porción de concreto soportante

Adicional al área de la placa base, se debe determinar el espesor de la placa. Esto se calcula con lo propuesto por Thornton que indica:

$$l = \text{máx}(m, n \text{ ó } \lambda n') \quad (50)$$

Debido a que el valor  $\lambda$  no implica un cambio relevante para el diseño de la placa, éste se podrá considerar como 1.0.

Donde:

$l$  = longitud máxima determinada de la ecuación anterior

$$n' = \sqrt{db_f}/4$$

Haciendo uso de la ecuación para momentos resistentes a la flexión, y asumiendo el valor  $b=1.0$ , se hace la siguiente deducción:

$$\text{Para: } \frac{\phi_b F_y b t^2}{4} = \frac{P_u l^2}{2BN} \qquad t_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (51)$$

Considerar:  $\phi_b = 0.90$

Donde:

$t_{req}$  = espesor de la placa base

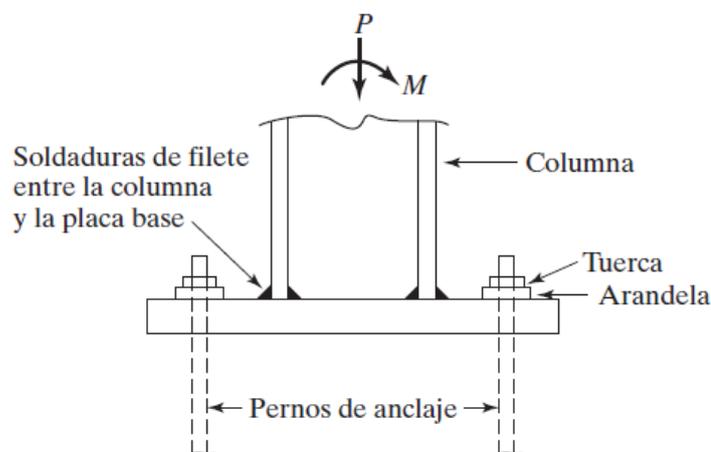
$P_u$  = Carga axial aplicada en la columna

$F_y$  = Esfuerzo a la fluencia

- Diseño por resistencia a momentos

Una carga axial genera esfuerzos de compresión entre la placa base y la zapata de soporte, mientras que el momento realiza un incremento de la carga en compresión en un lado y lo disminuye en el otro. En caso de que las flexiones sean de poca consideración, se pueden transmitir a las zapatas; sin embargo, para grandes cargas, deberán usarse conexiones rígidas o empernadas.

Ilustración 11: Placa base resistente a momentos de columna



Fuente: McCormac 2012: 689

Lo que se busca es diseñar una placa base para una columna que presente una carga axial y un momento flexionante de baja magnitud capaz de situar la carga resultante entre las alas de la columna.

El momento se determina para un tramo de ancho de placa igual a 1.0 y se iguala a su respectivo momento resistente. Despejando la resultante se obtiene:

$$\text{Para: } M_u \leq \phi_b M_n = \frac{\phi_b F_y I}{c} = \frac{\phi_b F_y (1/12)(1)(t)^3}{t/2} \quad t \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi_b F_y}} \quad (52)$$

Considerar:  $\phi_b = 0.90$

Donde:

$M_u$  = Momento a la derecha del centro del ala

$M_n$  = Momento resistente de la placa base

$c$  = longitud de compresión ( $c = t/2$ )

$t$  = espesor de la placa base

Para el momento  $M_u$  se utilizará la siguiente fórmula:

$$M_u = \frac{\left[ \frac{r_2 L_{r2}^2}{2} + \frac{(r_1 + r_2) L_{r2}^2}{3} \right]}{100} \quad (53)$$

$$r_1 = \frac{2R_u}{A_p} B \quad (54)$$

$$r_2 = \frac{(L_{r1} - L_{r2})}{L_{r1}} r_1 \quad (55)$$

$$L_{r1} = 3 \left( \frac{N - d + t_f}{2} \right) \quad (56)$$

$$L_{r2} = \left( \frac{N - d + t_f}{2} \right) \quad (57)$$

Donde:

$r_1$  = Reacción mayor sobre la placa base

$r_2$  = Reacción en el ala del perfil

$L_{r1}$  = Longitud del triángulo de reacciones sobre la placa base

$L_{r2}$  = Longitud libre derecho a partir del ala del perfil

$t_f$  = espesor del ala del perfil

$A_p$  = Área de presión sobre la placa base en compresión ( $A_p = L_{r1}B$ )

$R_u$  = Reacción última sobre la placa base

La reacción última en la placa base se determina por medio de las ecuaciones a describir:

$$R_u = P_u + T_u \quad (58)$$

$$T_u = P_u \left[ \frac{e - \left(\frac{d - t_f}{2}\right)}{L + d - \frac{t_f}{2}} \right] \quad (59)$$

Donde:

$P_u$  = Carga axial máxima combinada

$e$  = Excentricidad ( $e = M_y/F_z$ )

$M_y$  = Momento flexionante respecto al eje más crítico

$F_z$  = Carga Vertical actuante sobre la placa base

$L$  = Distancia del eje del perno al borde del ala

Luego de lo obtenido se procede a calcular área de perno de anclaje requerido ( $A_{req}$ ):

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi_t 0.75 F_u} \quad (60)$$

Donde se considerará:  $\phi_t = 0.75$  y  $F_u = P_u$

Con ésta ecuación se procederá a determinar el diseño de los pernos de anclaje para unir la placa base al pedestal de concreto.

### 2.3.7.2 Pernos de anclaje para la placa base

Los pernos de anclaje sujetos a una base de concreto deberán cumplir con los requisitos de tensión y corte. Los cuales se detallarán según lo detalla el ACI-318.

- Diseño para cargas a tensión

Los diseños a tensión se dividirán en cuatro apartados: resistencia del acero en tensión (1); resistencia al arrancamiento del concreto en tensión (2); resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión (3); y resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tensión (4).

Para el punto (1), la resistencia nominal de un solo anclaje en tensión ( $N_{sa}$ ) será:

$$N_{sa} = A_{se}f_{uta} \quad (61)$$

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$N_{sa}$  = Resistencia nominal a la tensión del perno

$A_{se}$  = Área útil del perno

$f_{uta} = f_u$ ; Resistencia a la fractura del acero

$N_{ua}$  = Tensión máxima sobre un perno

El área útil del perno se podrá obtener a partir de la siguiente tabla:

$d_o$ (in)	$A_{se}$ (in <sup>2</sup> )
1/2	0.142
5/8	0.226
3/4	0.334
7/8	0.462

1	0.606
1 1/8	0.763
1 1/4	0.969
1 3/8	1.160
1 1/2	1.410
1 3/4	1.900
2	2.500
2 1/4	3.250
2 1/2	4.000
2 3/4	4.930
3	5.970

En el punto (2) se considera que los pernos trabajan en grupo, por lo que las ecuaciones a utilizar son:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (62)$$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (63)$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (64)$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (65)$$

$$\phi N_{cbg} \geq N_{uag}$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$N_{cbg}$  = Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tensión (grupo de anclajes)

$A_{Nc}$  = Área proyectada de superficie de falla para uno o un grupo de pernos

$A_{Nco}$  = Área proyectada de superficie de falla de un solo anclaje

$\Psi_{ec,N}$  = Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tensión

$\Psi_{ed,N}$  = Factor de modificación por efectos de borde

$\Psi_{c,N}$  = Factor de modificación por pernos pre-instalados ( $\Psi_{c,N} = 1.25$ )

$\Psi_{cp,N}$  = Factor de modificación para anclajes post-instalados ( $\Psi_{cp,N} = 1.0$ )

$h_{ef}$  = Longitud de empotramiento modificado

$e'_N$  = excentricidad

$N_b$  = Resistencia al arrancamiento del concreto

$k_c$  = Coeficiente por instalación ( $k_c = 10$ , para anclajes pre-instalados) o ( $k_c = 7$ , para anclajes post-instalados)

$\lambda_a$  = Factor de modificación para concreto de peso normal ( $\lambda_a = 1.0$ )

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

Los factores  $\Psi_{ed,N}$  y el área  $A_{Nc}$  se definen a continuación:

$$\text{Si: } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \Psi_{ed,N} = 1.0 \quad (66)$$

$$c_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (67)$$

$$\text{Si: } c_{a1} < 1.5h_{ef} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(3h_{ef}) \quad (68)$$

$$c_{a1} < 1.5h_{ef} ; s_1 < 3h_{ef} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(3h_{ef}) \quad (69)$$

$$c_{a1} \text{ y } c_{a2} < 1.5h_{ef} ; s_1 \text{ y } s_2 < 3h_{ef}$$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef}) \quad (70)$$

Donde:

$c_{a1}$  = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en x

$c_{a2}$  = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en y

$c_{a,min}$  = Valor mínimo entre  $c_{a1}$  y  $c_{a2}$

$s_1$  = Separación entre pernos en el eje x

$s_2$  = Separación entre pernos en el eje y

Se debe considerar que el valor  $h_{ef}$  para las ecuaciones anteriores se calculará en función a la siguiente condición:

$$h_{ef} = \text{mayor}(c_{a1}/3 ; c_{a2}/3 ; s_1/3 ; s_2/3)$$

Dentro del punto (3), se busca determinar el valor de  $N_{pn}$ :

$$N_{pn} = \Psi_{c,P} N_p \quad (71)$$

$$N_p = 8A_{brg} f'_c \quad (72)$$

Donde:

$N_{pn}$  = Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tensión

$\Psi_{c,P}$  = Factor de modificación por fisuras; para pernos donde no existen fisuras de cargas de servicio se considerará 1.4, caso contrario considerar 1.0

$N_p$  = Resistencia a la extracción por deslizamiento a la tensión de un perno con cabeza individual

$A_{brg}$  = Área de la cabeza del perno

Y para el punto (4), se considera la resistencia de los pernos susceptibles a la falla. Por lo que se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (73)$$

$$N_{sb} = \alpha 13 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c} \quad (74)$$

$$\text{Si: } c_{a2} < 3c_{a1} \alpha = \frac{(1+c_{a2}/c_{a1})}{4}; \text{ caso contrario } \alpha = 1$$

$$\phi N_{sbg} \geq N_{uag}$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$N_{sbg}$  = Resistencia nominal de los pernos susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto

$s$  = Distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde

$N_{sb}$  = Resistencia nominal al desprendimiento lateral

$N_{uag}$  = Fuerza a la tensión sobre el grupo de pernos cercanos al borde

- Diseño para solicitaciones a corte

Para el diseño por solicitaciones a corte se evaluarán tres condiciones: resistencia del acero del perno sometido a corte (1); resistencia al arrancamiento del concreto de pernos a corte; y resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del perno sometido a corte (3).

El punto (1) establece que:

$$V_{sa} = A_{se} V f_{uta} \quad (75)$$

$$\phi V_{sa} \geq V_u$$

Considerar:  $\phi = 0.65$

Donde:

$V_{sa}$  = Resistencia nominal del perno al corte

$A_{se,v}$  = Área transversal efectiva del perno;  $A_{se,v} = A_{se}$

$f_{uta}$  = Resistencia a la fractura del acero

$V_u$  = Fuerza cortante máximo sobre un perno

Para el punto (2) se determina la fuerza cortante perpendicular al borde para un grupo de pernos, usando las siguientes fórmulas:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b \quad (76)$$

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2 \quad (77)$$

$$\text{Si: } h_a < 1.5c_{a1} \quad A_{Vc} = 3c_{a1}h_a \quad (78)$$

$$c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad A_{Vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2}) \quad (79)$$

$$h_a < 1.5c_{a1} ; s_1 < 3c_{a1} \quad A_{Vc} = (3c_{a1} + s_1)h_a \quad (80)$$

Para  $V_b = \text{mín}[(a) ; (b)]$

$$(a) \quad V_b = 0.6 \left( \frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (81)$$

$$(b) \quad V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (82)$$

$$\text{Para: } \Psi_{ec,v} = \frac{1}{\left( 1 + \frac{2e'_v}{3h_{ef}} \right)} \leq 1.0 \quad (83)$$

$$\text{Si: } c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \quad \Psi_{ed,v} = 1.0 \quad (84)$$

$$c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad \Psi_{ed,v} = 0.7 + \frac{0.2c_{a2}}{c_{a1}} \quad (85)$$

Para: 
$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \quad (86)$$

$$\phi V_{cbg} \geq V_{uag}$$

Considerar:  $\phi = 0.65$

Donde:

$V_{cbg}$  = Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte

$A_{vc}$  = Área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del borde de concreto

$A_{vco}$  = Área proyectada para un anclaje individual

$\Psi_{ec,V}$  = Factor de modificación para grupos de pernos sometidos a cargas excéntricas

$\Psi_{ed,V}$  = Factor de modificación por efectos de borde

$\Psi_{c,V}$  = Factor de modificación para concreto reforzado; considerar 1.0 para pernos en concreto fisurado sin refuerzo, 1.2 para pernos en concreto fisurado con refuerzo consistente

$\Psi_{h,V}$  = Factor de modificación para pernos ubicados en un elemento de concreto

$V_b$  = Resistencia básica al arrancamiento del concreto

$c_{a1}$  = Distancia desde el borde hasta el eje longitudinal de los anclajes

$c_{a2}$  = Distancia desde el borde hasta el eje transversal de los anclajes

$h_a$  = Espesor

$l_e$  = Longitud de apoyo de carga del perno de corte

$d_a$  = Diámetro del perno

$\lambda_a$  = Factor de modificación para concreto de peso normal (asumir:  $\lambda_a = 1.0$ )

$e'_v$  = excentricidad

$h_{ef}$  = Altura del perno

$V_{uag}$  = Fuerza de corte sobre el grupo de pernos cercanos al borde

Para la longitud de apoyo ( $l_e$ ) se obtendrá según las siguientes condiciones:

- $l_e = h_{ef}$ ; para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección
- $l_e = 8d_a$ ; para anclajes de expansión de torque controlado

Y dentro del punto (3) se determina las resistencias al desprendimiento del grupo de pernos, usando las siguientes ecuaciones:

$$V_{cpg} = k_{cp}N_{cpg} \quad (87)$$

$$\phi V_{cpg} \geq V_{uag}$$

Considerar:  $\phi = 0.65$

Donde:

$V_{cpg}$  = Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje por corte

$k_{cp}$  = Constante; tomar  $k_{cp} = 1.0$  si  $h_{ef} < 65mm$ , caso contrario  $k_{cp} = 2.0$

$N_{cpg} = N_{cbg}$ ; Resistencia al arrancamiento del concreto

Luego de haber comprobado los pernos de anclaje tanto por tensión y por corte, se deberá chequear la interacción de las fuerzas obtenidas en los apartados anteriores, para lo cual se utilizan las siguientes condiciones:<sup>25</sup>

- Si  $V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$  para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción:  $\phi N_n \geq N_{ua}$ .

---

<sup>25</sup> Cfr. ACI 318 S-14 2015: 273

- Si  $N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$  para la resistencia que gobierne en tensión, entonces se permite usar la resistencia total por cortante:  $\phi V_n \geq V_{ua}$ .
- Si  $V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$  para la resistencia que gobierne en cortante y  $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$  para la resistencia que gobierne en tensión, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (88)$$

### 2.3.7.3 Pedestales

El pedestal es un elemento en concreto armado el cual, como un elemento en acero, deberá cumplir con los diseños por capacidad de carga axial, flexión y cortante. Dentro del tema se incluyó la cuantía de acero, sin embargo no se detalla la cuantía de estribos.

- Diseño por capacidad de carga axial

Para determinar la carga axial del pedestal a partir de las cargas aplicadas se utilizarán las ecuaciones a describir:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (89)$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Considerar:  $\phi = 0.65$  (columnas con estribos)

Donde:

$P_n$  = Resistencia a la compresión de la columna

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$A_g$  = Área total del pedestal

$A_{st}$  = Área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal

$f_y$  = Fluencia del acero

$P_u$  = Carga axial última

- Diseño por flexión

Las columnas se pueden diseñar por flexión como vigas. Previo a diseñar por flexión se debe cumplir con:

$$\alpha F_c > P_u$$

Donde:

$F_c = f'_c ab$ ; Resistencia bruta a la compresión

$\alpha = 0.1$ ; Factor de reducción para determinar el comportamiento del pedestal

Una vez comprobamos que el elemento se comporta como una viga, se procede a calcular la resistencia nominal por flexión.

$$T = A_s f_y$$

$$C = 0.85 f'_c ab$$

Si la distancia al centro de gravedad lo definimos como:  $d - a/2$ ; entonces:

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (90)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (91)$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$M_n$  = Momento nominal resistente

$A_s$  = Área de acero en zona de tensión

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$d$  = Longitud efectiva ( $d = B - 5 \text{ cm}$ )

$a$  = Longitud esforzada a compresión

$b$  = Ancho del pedestal perpendicular al eje analizado

$B$  = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado

$M_u$  = Momento último en el pedestal

- Diseño por cortante

Los elementos de concreto armado sometidos a fuerzas de corte pueden estar cargados por fuerzas axiales de compresión o tensión. Debido a los efectos que se pueden generar, estos elementos se diseñarán de acuerdo a lo siguiente:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d \quad (92)$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Considerar:  $\phi = 0.75$

Donde:

$V_c$  = Resistencia de la columna al corte

$N_u$  = Carga axial

$A_g$  = Área bruta del pedestal

$\lambda$  = Factor de modificación para el concreto normal (asumir  $\lambda = 1.0$ )

$b_w$  = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado

$d$  = Longitud del pedestal perpendicular al eje analizado

$V_u$  = Cortante último en el pedestal

# CAPÍTULO 3:

## ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

### 3.1 Predimensionamiento

#### 3.1.1 Predimensionamiento de tijerales

Los tijerales o vigas Pratt son estructuras simples capaces de soportar cargas a tensión y compresión. Estos elementos se dimensionan de la siguiente manera:

$$p \text{ (peralte)} = \frac{L \text{ (Luz libre)}}{f \text{ (factor)}}$$

Del cual se obtiene que:

$$p = 12/10 = 1.2m$$

Debido a la presencia de nieve en la zona, se propondrá  $p = 2.0m$ .

#### 3.1.2 Predimensionamiento de vigas

Las vigas se suelen dimensionar con un peralte que esté en el orden de:

$$p = \frac{L}{20 \text{ ó } 23}$$

Reemplazando la ecuación se obtiene un peralte  $p = 5/23 = 0.21m$ .

Siendo el elemento a utilizar un perfil tipo W8x10, la cual cuenta con un peralte aproximado de 0.20m.

### 3.1.3 Predimensionamiento de columnas

Las columnas son los elementos más importantes dentro de toda estructura, ya que de ellas depende el soporte de las estructuras superiores. Es por ello que se propone un método que consiste en determinar el área de la columna según las cargas concentradas iniciales y la disposición del elemento.

Es necesario considerar que para este predimensionamiento las columnas deberán contar con un adecuado sistema de arriostramiento. Con lo cual se tendrá lo siguiente:

$$A = kP$$

Siendo:

A = El área de la columna ( $cm^2$ )

k = Factor de cálculo dimensional que relaciona los otros dos valores

P = Carga de la columna (Ton)

Para el factor (k) se tendrá en cuenta la siguiente tabla:

Posición	Valor "k"
Central	8
Lateral	15
Esquina	21

Siendo los casos a utilizar el lateral y esquina:

$$A_{lat} = (15)(1.83) = 27.43cm^2$$

$$A_{esq} = (21)(0.91) = 19.20cm^2$$

Usando un valor promedio entre ambas secciones se utilizará un perfil tipo W10x12; el cual cuenta con una sección aproximada de  $22.84cm^2$ .

### 3.1.4 Predimensionamiento de correas

Las correas se predimensionan de manera similar a los tijerales. Es por ello que se usará:

$$d(\text{peralte de la correa}) = \frac{L(\text{claro para la correa})}{c(\text{coeficiente})}$$

Considerando un valor “c” de 45, se reemplaza en la ecuación para obtener:

$$d = 500/45 = 11.11\text{cm.}$$

Comparando con los peraltes para perfiles tipo canal, se llegó al perfil tipo C4x7.25, que cuenta con un peralte de 10.1cm.

### 3.1.5 Predimensionamiento de arriostres

El principal detalle a tener con los arriostres es que deberán ser colocados de manera simétrica, distribuyendo adecuadamente las fuerzas sísmicas y evitar los efectos de torsión en la estructura.

En la selección del perfil en diagonales regirá por la siguiente fórmula:

$$r_{\min} = \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Entendiendo que:

$r_{\min}$  = radio de giro mínimo requerido

K = 0.5; Factor de longitud efectiva

L = Longitud del arriostre

$F_y$  = 2530 kg/cm<sup>2</sup>; Fluencia del acero A36

E = 2100000 kg/cm<sup>2</sup>; Módulo de elasticidad del acero A36

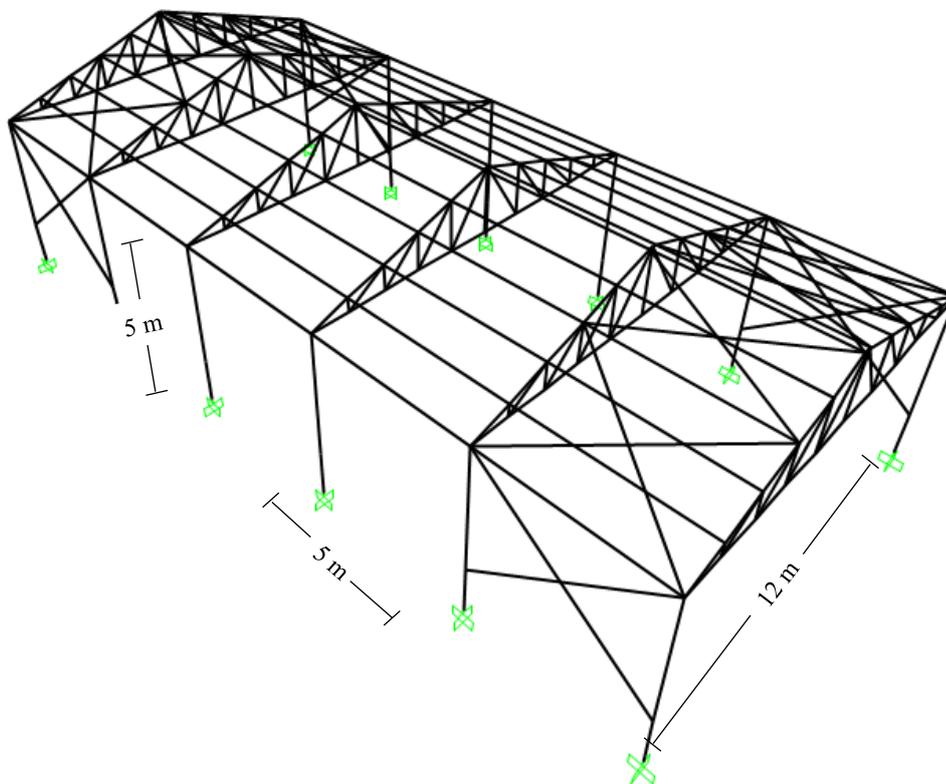
$$\text{Obteniendo así: } r_{\text{mín}} = \frac{(0.5)(640.31)}{4} \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 2.78 \text{ cm}$$

Los arriostres tendrán la configuración de los perfiles con ángulo, el cual seán el perfil L3x3x5/16, con un radio de giro de 2.30 cm

### 3.2 Cálculo de las cargas actuantes para la estructura

El presente capítulo corresponde al metrado de cargas de la nave. El metrado se realizará de acuerdo a las cargas especificadas en la norma E-020 y por la metodología del “metrado isostático” o también conocido como el de áreas tributarias. Los análisis de cargas a efectuarse serán de viento, sismo y Temperatura, según lo que se dique en cada apartado respectivo.

Ilustración 12: Esquema de la nave industrial



Fuente: Propia

Datos generales de la nave:

### **Datos generales**

L = 25.00 m longitud total de la nave

l = 12.00 m luz o ancho de la nave

C = 5.00 m claro

H = 4.00 m altura columna metálica

h = 2.00 m altura de tope de columna a tope de viga tijeral

### **3.2.1 Carga muerta**

La definición de carga muerta se encuentra en el capítulo 2.2.2 Cargas de diseño. A continuación se definen los elementos que conforman la nave industrial con su respectivo peso por metro lineal.

#### **Carga Muerta (D)**

Carga por cobertura

$D_{cob} = 7.17$  kg/m<sup>2</sup> TR-4

Carga por correas de techo

$D_{cor} = 10.79$  kg/m C4x7.25

Carga por vigas

$D_{vig} = 5.42$  kg/m P2

Carga por columnas

$$D_{\text{col}} = 17.93 \text{ kg/m} \quad \text{W10x12}$$

Carga por traves

$$D_{\text{tra}} = 14.99 \text{ kg/m} \quad \text{W8x10}$$

Carga por tensores para cubierta

$$D_{\text{cub}} = 1.55 \text{ kg/m} \quad \text{tensor 5/8"}$$

Carga por arriostres

$$D_{\text{arr}} = 9.01 \text{ kg/m} \quad \text{L3x3x5/16}$$

### 3.2.2 Carga viva

La definición de carga viva se encuentra en el capítulo 2.2.2 Cargas de diseño. Se considera una carga viva por ocupación en techo, asumiendo que para la instalación de la nave se necesita de 4 personas, con un peso de 80 kg por persona, por lo que el peso calculado es el siguiente:

#### **Carga Viva (L)**

Carga viva por ocupacion en techo

$$P_{\text{per}} = 80 \text{ kg} \quad \text{peso x persona}$$

$$N_p = 4 \quad \text{\# personas}$$

$long_v = 6.32$  m longitud de viga tijeral

$C = 5$  m claro

$L_r = 10.12$  kg/m<sup>2</sup> carga viva sobre techo

### 3.2.3 Carga de nieve

La definición de carga de nieve se encuentra en el capítulo 2.2.2 Cargas de diseño. Según la norma E020 Carga, el valor mínimo de carga de nieve sobre techo a 2 aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño será del 80% de la carga de nieve sobre el suelo, que es igual a 40 kg/m<sup>2</sup>, por lo que el peso calculado es el siguiente:

#### Carga Nieve (S)

$Q_s = 40$  kg/m<sup>2</sup> carga de nieve sobre suelo

$\Theta = 18.4$  ° Inclinación de  
techo

$Q_t = 32$  kg/m<sup>2</sup> carga de nieve sobre techo

### 3.2.4 Carga de viento

La definición de carga de viento se encuentra en el capítulo 2.2.2 Cargas de diseño. Según el mapa eólico del Perú, a una altura de 10 metros, para un periodo de retorno de 50 años, en la ciudad de Juliaca la velocidad del viento puede alcanzar valores de 70 kph; sin embargo, la norma E020 especifica que la velocidad de diseño no puede ser menor a 75 kph.

#### Carga de viento (W)

velocidad de diseño

$V = 75$  km/h velocidad de viento

$H_t = 6.00$  m altura total de la nave (H+h)

$V_h = 75.00$  km/h velocidad de diseño en altura

### Cargas de viento sobre la estructura en el Eje X

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje X

	$CP_e$	$CP_i$	$C=CP_e-CP_i$
$C_a$	0.8	-0.3	1.1
$C_b$	-0.6	0.3	-0.9
$C_c$	-0.7	0.3	-1.0
$C_d$	-0.7	0.3	-1.0
$C_e$	0.7	-0.3	1.0
$C_f$	-0.6	0.3	-0.9

Definición de cargas de viento en dirección del Eje x

$W_a = 30.94$  kg/m<sup>2</sup>

$W_b = -25.31$  kg/m<sup>2</sup>

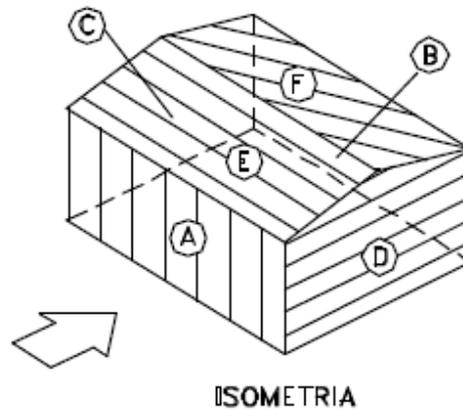
$W_c = -28.13$  kg/m<sup>2</sup>

$W_d = -28.13$  kg/m<sup>2</sup>

$$W_e = 28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_f = -25.31 \text{ kg/m}^2$$

Ilustración 13: Dirección del viento en el Eje X



Fuente: Zapata Baglietto 1997: 1-12

Cargas de viento sobre la estructura en el Eje -X

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje -X

	$CP_e$	$CP_i$	$C = CP_e - CP_i$
$C_a$	-0.6	0.3	-0.9
$C_b$	0.8	-0.3	1.1
$C_c$	-0.7	0.3	-1.0
$C_d$	-0.7	0.3	-1.0
$C_e$	-0.6	0.3	-0.9
$C_f$	0.7	-0.3	1.0

Definición de cargas de viento en dirección del Eje -X

$$W_a = -25.31 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 30.94 \text{ kg/m}^2$$

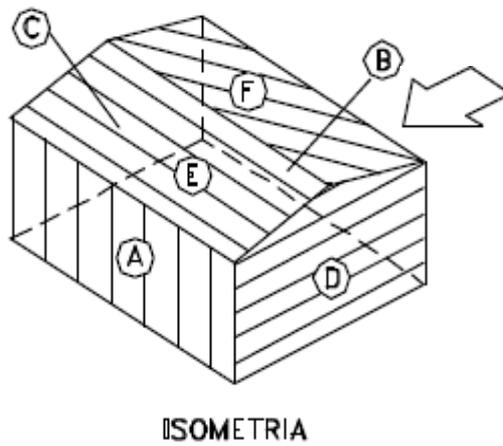
$$W_c = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_d = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_e = -25.31 \text{ kg/m}^2$$

$$W_f = 28.13 \text{ kg/m}^2$$

Ilustración 14: dirección del viento en el Eje -X



Fuente: Zapata Baglietto 1997: 1-12

Cargas de viento sobre la estructura en el Eje Y

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje Y

	CP <sub>e</sub>	CP <sub>i</sub>	C=CP <sub>e</sub> - CP <sub>i</sub>
C <sub>a</sub>	-0.7	0.3	-1.0
C <sub>b</sub>	-0.7	0.3	-1.0
C <sub>c</sub>	-0.6	0.3	-0.9
C <sub>d</sub>	0.8	-0.3	1.1
C <sub>e</sub>	-0.7	0.3	-1.0
C <sub>f</sub>	-0.7	0.3	-1.0

Definición de cargas de viento en dirección del Eje Y

$$W_a = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

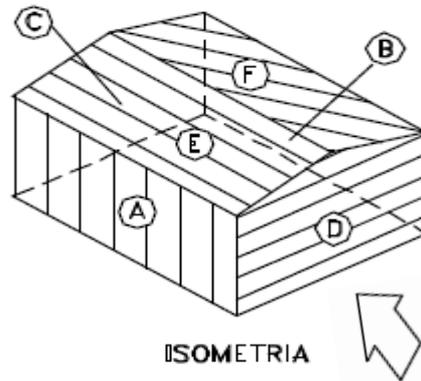
$$W_c = -25.31 \text{ kg/m}^2$$

$$W_d = 30.94 \text{ kg/m}^2$$

$$W_e = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_f = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

Ilustración 15: dirección del viento en el Eje Y



Fuente: Zapata Baglietto 1997: 1-12

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje -Y

	CP <sub>e</sub>	CP <sub>i</sub>	C=CP <sub>e</sub> - CP <sub>i</sub>
C <sub>a</sub>	-0.7	0.3	-1.0
C <sub>b</sub>	-0.7	0.3	-1.0
C <sub>c</sub>	0.8	-0.3	1.1
C <sub>d</sub>	-0.6	0.3	-0.9
C <sub>e</sub>	-0.7	0.3	-1.0
C <sub>f</sub>	-0.7	0.3	-1.0

Definición de cargas de viento en dirección del Eje -Y

$$W_a = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

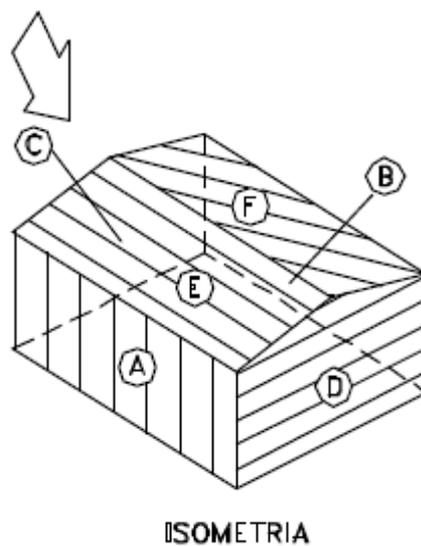
$$W_c = 30.94 \text{ kg/m}^2$$

$$W_d = -25.31 \text{ kg/m}^2$$

$$W_e = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

$$W_f = -28.13 \text{ kg/m}^2$$

Ilustración 16: dirección del viento en el Eje -Y



Fuente: Zapata Baglietto 1997: 1-12

### 3.2.5 Carga de sismo

La definición de carga sísmica se encuentra en el capítulo 2.2.2 Cargas de diseño. Para hallar las cargas por sismo es necesario hallar la fuerza cortante a través de la definición de los siguientes parámetros:

#### Carga de Sismo

$$Z = 0.25 \quad \text{zonificación}$$

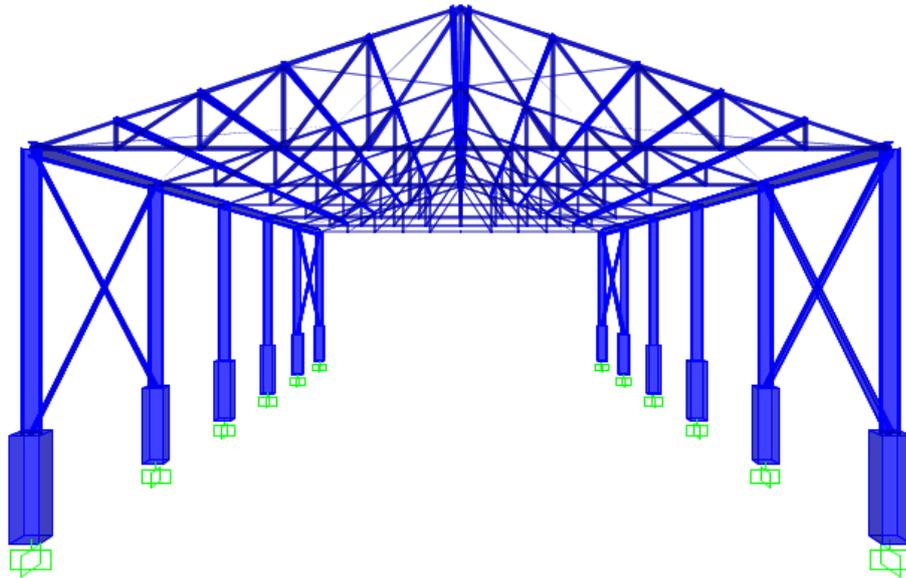
U =	1.00	factor de uso
S =	1.20	factor de suelo
T <sub>p</sub> =	0.60	
T =	0.375	periodo de la estructura
C =	2.50	coeficiente de amplificación sísmica
R <sub>x</sub> =	6.00	factor de reducción por disipación
R <sub>y</sub> =	6.00	factor de reducción por disipación
C <sub>x</sub> =	0.125	coeficiente sísmico en x
C <sub>y</sub> =	0.125	coeficiente sísmico en y
P =	8786.82 kg	peso de la estructura
V <sub>x</sub> =	1098.35 kg	cortante basal en x
V <sub>y</sub> =	1098.35 kg	cortante basal en y

Las fuerzas del cortante basal se distribuirán para cada pórtico, reduciéndose así la fuerza sísmica en cada dirección.

### **3.3 Modelación de la estructura mediante el programa SAP 2000**

Para la presente tesina, se emplea el programa SAP2000 v18.2.0 para el análisis del presente auditorio. El SAP2000 es un software de elementos finitos de propósito general para análisis lineal y no lineal, estático y dinámico de estructuras. También, es una poderosa herramienta de diseño a través de las especificaciones AASHTO y los códigos de diseño ACI y AISC. Estas características y otras más hacen de este software bastante aplicable para los análisis y diseño de diversas estructuras, tanto de acero como de concreto armado

Ilustración 17: Vista 3D de la nave



Fuente: Propia

### **3.3.1 Modelo de la nave industrial**

El modelo del auditorio o se realiza de acuerdo a la geometría y disposición arquitectónica previamente definida. La etapa de modelación abarca las siguientes partes:

Elección del sistema de unidades.

Definición de la geometría.

Definición del material y de las propiedades de las secciones transversales de los elementos.

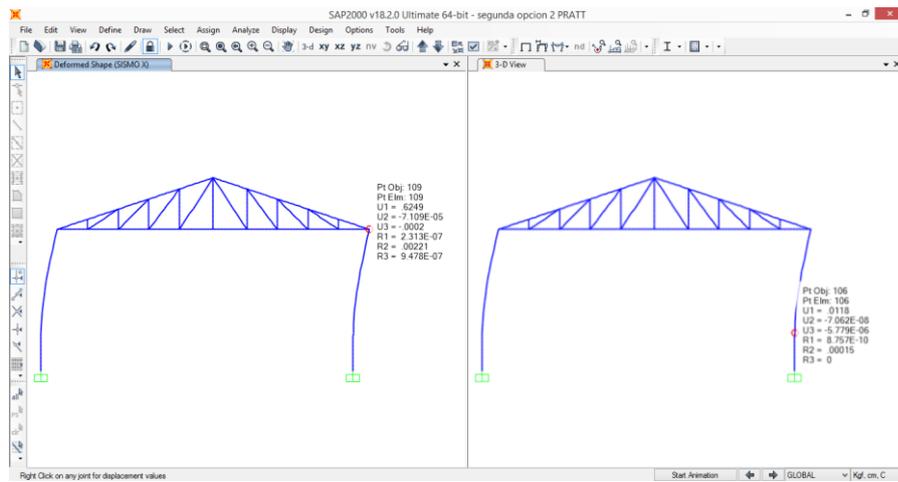
Asignación de secciones transversales a los elementos y liberación de los grados de libertad.

Definición de los estados de carga.

Asignación de los estados de carga para los distintos estados.



### Ilustración 19: Vista de desplazamientos por Sismo X

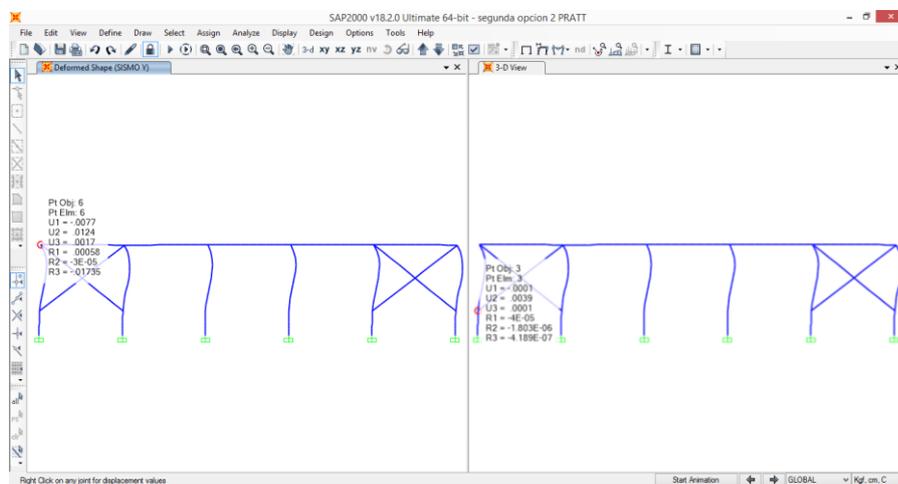


Fuente: Propia

### Verificación del control de derivas para el Eje X

Nivel (m)	$\Delta_i$ (cm)	$(0.75)R$	$\Delta_i R$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\Delta_i - \Delta_{i-1} / h$	Verificación
5	0.6249	4.50	2.81	2.76	400.00	0.0069	< 0.01
1	0.0118	4.50	0.05	0.05	100.00	0.0005	< 0.01

### Ilustración 20: Vista de desplazamientos por Sismo Y



Fuente: Propia

## Verificación del control de derivas el Eje Y

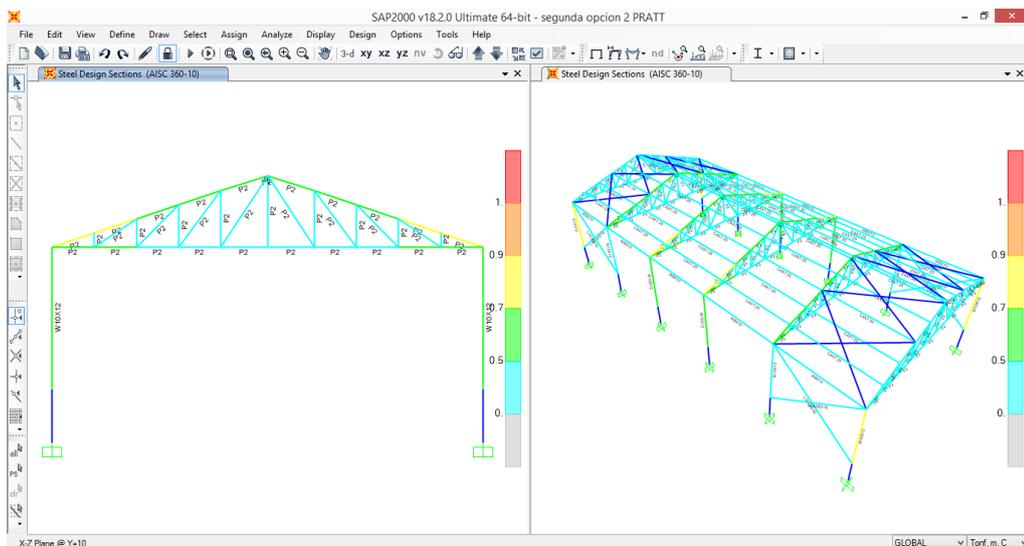
Nivel (m)	$\Delta_i$ (cm)	(0.75)R	$\Delta_i R$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\Delta_i - \Delta_{i-1} / h$	Verificación
5	0.0124	4.50	0.06	0.04	400.00	0.0001	< 0.01
1	0.0039	4.50	0.02	0.02	100.00	0.0002	< 0.01

### 3.3.3 Visualización de resultados y diseño

Una vez que el modelo ha sido corrido podremos apreciar la configuración deformada, ver las fuerzas internas, efectuar el diseño siguiendo el código AISC-LRFD-360-10, rediseñar cualquier elemento de la estructura e imprimir los resultados.

Para mayor entendimiento, en el siguiente capítulo se desarrollará el diseño de algunos elementos estructurales utilizando el SAP2000.

Ilustración 21: Verificación de ratios de diseño



Fuente: Propia

### 3.4 Diseño de los elementos y conexiones de la nave industrial

En este capítulo se presentan los cálculos para los diferentes elementos estructurales tales como: correas, vigas trabe, vigas Pratt, columnas, tensores, cartelas, arriostre, plancha base, pernos y pedestal. En esta sección se hacen uso de las diferentes ecuaciones antes mencionadas.

Se tomarán los elementos más cargados y/o más críticos al estar sometidos a esfuerzos que puedan afectar la resistencia y rigidez de la estructura.

#### 3.4.1 Diseño de vigas Pratt

El diseño de las vigas Pratt o tijerales se realizarán utilizando las ecuaciones desde la (7) al (14); las cuales explican el comportamiento de los elementos a tracción y al bloque cortante.

En las ecuaciones (16), (17), (26) al (30) se utilizarán para diseñar los elementos a compresión.

##### 3.4.1.1 Memoria de cálculo para las vigas Pratt

#### Diseño de Viga Pratt

##### Datos de la viga

P2

$F_y = 2530$  kg/cm<sup>2</sup> fluencia del acero A36

$F_u = 4080$  kg/cm<sup>2</sup> resistencia a la fractura del acero

$E = 2040000$  kg/cm<sup>2</sup> módulo de elasticidad del acero

$A = 6.90$  cm<sup>2</sup> área de la sección

t =	0.39	cm	espesor de sección
r =	2.00	cm	radio de giro
D =	6.05	cm	diámetro exterior
L =	1.20	m	longitud de la sección

#### Metrado de cargas para nodos intermedios

	peso (kg/m)	longitud (m)	peso (kg)
correa	10.79	5.00	53.95
cobertura	7.17	6.20	44.45
			<hr/> 98.40

	peso (kg/m <sup>2</sup> )	área tributaria (m <sup>2</sup> )	peso (kg)
viva	10.12	6.20	62.74
nieve	32	6.20	198.40
viento	28.13	6.20	139.27

#### Metrado de cargas para nodos intermedios

D =	98.40	kg	carga muerta
L =	62.74	kg	carga viva
S =	198.40	kg	carga de nieve
W =	139.27	kg	carga de viento

E = 14.26 kg carga sismo

### Combinaciones de carga por LRFD

Para el eje X	0.95	Para el eje Y	0.32	
U <sub>1</sub> =	130.70 kg	U <sub>1</sub> =	43.57 kg	1.4D
U <sub>2</sub> =	237.02 kg	U <sub>2</sub> =	79.01 kg	1.2D + 1.6L + 0.5L
U <sub>2.1</sub> =	301.37 kg	U <sub>2.1</sub> =	100.46 kg	1.2D + 1.6L + 0.5S
U <sub>3</sub> =	276.89 kg	U <sub>3</sub> =	138.72 kg	1.2D + 1.6L + 0.5W
U <sub>3.1</sub> =	482.81 kg	U <sub>3.1</sub> =	207.36 kg	1.2D + 1.6S + 0.5W
U <sub>4</sub> =	281.06 kg	U <sub>4</sub> =	186.54 kg	1.2D + 1.0W + 0.5L
U <sub>4.1</sub> =	345.41 kg	U <sub>4.1</sub> =	207.99 kg	1.2D + 1.0W + 0.5S
U <sub>5</sub> =	163.20 kg	U <sub>5</sub> =	54.40 kg	1.2D + 1.0E + 0.2S
U <sub>6</sub> =	223.29 kg	U <sub>6</sub> =	167.28 kg	0.9D + 1.0W
U <sub>7</sub> =	97.55 kg	U <sub>7</sub> =	32.52 kg	0.9D + 1.0E

nodo	fuerza (kg)	
	en X	en Y
12-15;16-19	500.36	243.09
10	0.00	505.16
5;6	250.18	121.54

## Diseño de miembros en Tracción

Diseño por fluencia de la sección

$$P_u = 1106.80 \text{ kg} \quad \text{combinación de carga máxima puntual}$$

$$\varphi_t = 0.9$$

$$\varphi_t P_n = 15718.13 \text{ kg} \quad \text{fluencia de la sección bruta}$$

$$\rightarrow P_u < \varphi_t P_n \quad \text{OK}$$

Diseño por resistencia a la fractura por tensión

$$P_u = 1106.80 \text{ kg} \quad \text{fuerza máxima de tracción}$$

$$A_n = 6.90 \text{ cm}^2 \quad \text{área neta de la sección (} A_n = A_g \text{ por estar soldado)}$$

$$l = 7.00 \text{ cm} \quad \text{longitud de conexión}$$

$$x = 1.92 \quad \text{excentricidad en la conexión}$$

$$U = 0.73 \quad \text{factor de retraso de cortante}$$

$$A_e = 5.01 \text{ cm}^2 \quad \text{área efectiva}$$

$$\varphi_t = 0.75$$

$$\varphi_t P_n = 15316.58 \quad \text{resistencia a la fractura por tensión}$$

$$\rightarrow P_u < \varphi_t P_n \quad \text{OK}$$

Resistencia del bloque de corte

$$P_u = 1106.80 \text{ kg} \quad \text{Fuerza máxima de tracción}$$

$$l = 7.00 \text{ cm} \quad \text{longitud de conexión}$$

$D =$	<b>6.05</b>	cm	diámetro exterior del perfil tubular
$A_{gv} =$	<b>5.48</b>	cm <sup>2</sup>	área total sujeta a cortante ( $A_{gv}=2l*t$ )
$A_{nv} =$	<b>5.48</b>	cm <sup>2</sup>	área neta sujeta a cortante ( $A_{gv}=2l*t$ )
$A_{nt} =$	<b>2.36</b>	cm <sup>2</sup>	área neta sujeta a tensión ( $A_{nt}=D*t$ )
$U_{bs} =$	<b>1</b>		factor de reducción
$R_{n1} =$	<b>23055.93</b>	kg	fractura de tracción + fluencia de corte
$R_{n2} =$	<b>17962.50</b>	kg	fluencia de corte + fractura de tracción
$R_n =$	<b>17962.50</b>	kg	resistencia de diseño a la fractura por bloque de corte
$\phi =$	<b>0.75</b>		
$\phi R_n =$	<b>13471.88</b>	kg	
$\rightarrow P_u$	<b>&lt;</b>	$\phi R_n$	<b>OK</b>

Verificación de esbeltez:

$L =$	<b>1.20</b>	m	longitud de la sección tubular
$L/r =$	<b>60.03</b>		
$\rightarrow L/r$	<b>&lt;</b>	300	<b>OK</b>

### Diseño de miembros en compresión

Diseño por carga crítica

$F_e =$	<b>5587.18</b>	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo de Euler
$F_y =$	<b>2530.00</b>	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36

$$\rightarrow M_{ux} > \phi_b M_n \quad \text{columna en el rango inelástico}$$

Diseño de pandeo por flexión

clasificación de la sección a compresión por pandeo local

$$D/t = 15.45 \quad \text{relación acho espesor}$$

$$\lambda_r = 3.12 \quad 0.11E/F$$

y

$$\rightarrow \lambda > \lambda_r \quad \text{elemento esbelto}$$

Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión

$$P_u = 3938.50 \quad \text{kg} \quad \text{Fuerza máxima de compresión}$$

$$b/t = 15.45 \quad \text{relación diámetro espesor}$$

$$15.90 \quad 0.56*\sqrt{(E/F_y)}$$

$$36.91 \quad 1.3*\sqrt{(E/F_y)}$$

$$Q_s = 1.00 \quad \text{factor de reducción neto}$$

$$k = 1 \quad \text{factor de longitud efectiva}$$

$$KL/r = 60.03 \quad \text{relación de esbeltez de la columna}$$

$$133.74 \quad \text{kg/cm}^2 \quad 4.71*\sqrt{(E/F_y)}$$

$$\rightarrow KL/r < 4.71*\sqrt{(E/F_y)} \quad \text{pandeo inelástico}$$

$$F_e = 5587.18 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo crítico elástico}$$

$F_{cr} = 2093.19$  kg/cm<sup>2</sup> esfuerzo de pandeo por flexión

$\phi_c = 0.90$

$\phi_c P_n = 13004.38$  kg

→  $P_u < \phi_c P_n$  **OK**

### Diseño por deflexión

$W = 127.40$  kg/m carga distribuida de servicio (D+L)

$\Delta_c = 0.39$  cm deflexión

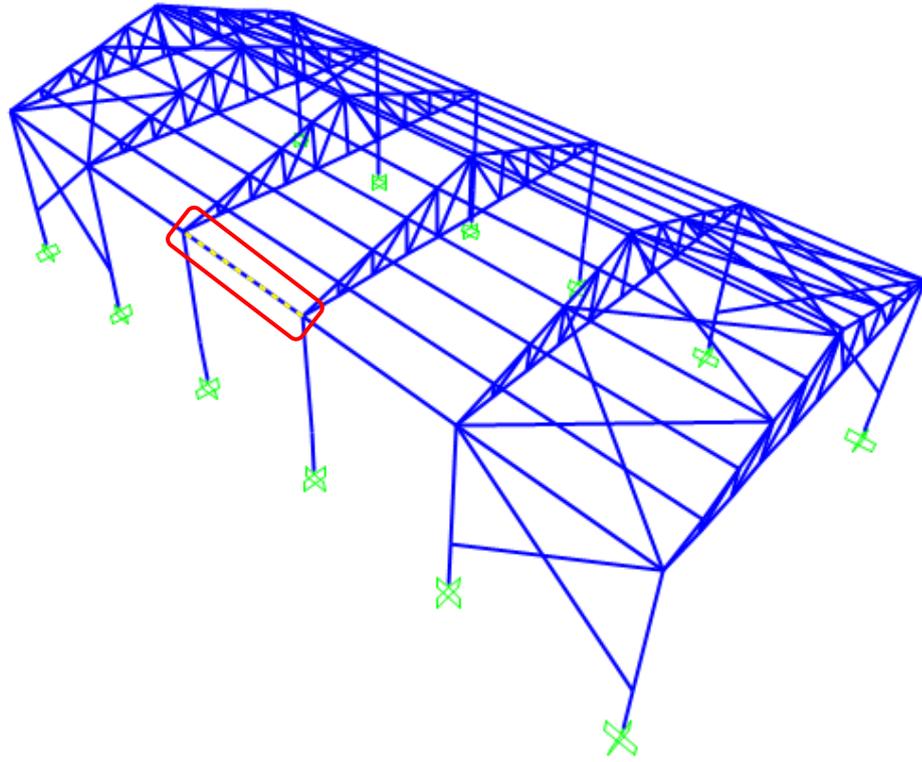
$\Delta_n = 0.50$  cm Límite de deflexión

→  $\Delta_c < \Delta_n$  **OK**

### 3.4.2 Diseño de vigas trabe

En la siguiente imagen se muestra la viga trabe más crítica.

Ilustración 22: Vista de viga trabe crítica



Fuente: Propia

### 3.4.2.1 Fórmulas de diseño para la viga trabe

Para el diseño de las vigas trabe se emplearán las ecuaciones del (31) al (40); los cuales mencionan el comportamiento a flexión del elemento para secciones compactas por pandeo plástico, torsional inelástico y torsional elástico.

Para el diseño por corte se utilizarán las ecuaciones del (43) al (46); y para el control de deflexiones la fórmula (47).

### 3.4.2.2 Memoria de cálculo para la viga trabe

**Diseño de Trabe**

### Datos de la viga W8x10

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$E =$	2040000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad del acero
$G =$	784000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de corte
$A =$	19.10	cm <sup>2</sup>	área de la sección
$d =$	20.04	cm	peralte de la sección
$b_f =$	10.01	cm	longitud total del ala
$t_w =$	0.43	cm	espesor del alma
$t_f =$	0.52	cm	espesor del ala
$k_{des} =$	1.28	cm	espesor del ala + filete del alma
$r_x =$	8.18	cm	radio de giro respecto a x
$r_y =$	2.14	cm	radio de giro respecto a y
$r_{ts} =$	2.57	cm	radio de giro efectivo
$Z_x =$	145.35	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en x
$Z_y =$	27.20	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en y
$S_x =$	127.98	cm <sup>3</sup>	módulo de la sección
$I_x =$	1281.99	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en x
$I_y =$	86.99	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en y
$C_w =$	8297.76	cm <sup>6</sup>	constante de alabeo
$h_o =$	19.30	cm	distancia entre centroides del patín
$J =$	1.77	cm <sup>4</sup>	módulo de torsión

$L =$	<b>5</b>	m	longitud de trabe
$X_1 =$	<b>127735</b>		factores para determinación de zona de trabe
$X_2 =$	<b>3.23E-6</b>		factores para determinación de zona de trabe
$F_{res} =$	<b>1897.50</b>	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero disminuido por esfuerzo residual

#### Cargas actuantes sobre el trabe

$P =$	<b>14.99</b>	kg/m	peso propio de trabe
$D =$	<b>4.45</b>	kg/m	carga muerta
$L =$	<b>6.27</b>	kg/m	carga viva
$S =$	<b>19.84</b>	kg/m	carga de nieve
$W =$	<b>13.93</b>	kg/m	carga de viento
$E =$	<b>2.63</b>	kg/m	carga sismo

#### Combinaciones de carga por LRFD

Para el eje X	<b>1.00</b>		
$U_1 =$	<b>27.21</b>	kg/m	1.4D
$U_2 =$	<b>36.50</b>	kg/m	1.2D + 1.6L + 0.5L
$U_{2.1} =$	<b>43.28</b>	kg/m	1.2D + 1.6L + 0.5S
$U_3 =$	<b>40.32</b>	kg/m	1.2D + 1.6L + 0.5W
$U_{3.1} =$	<b>62.03</b>	kg/m	1.2D + 1.6S + 0.5W
$U_4 =$	<b>40.39</b>	kg/m	1.2D + 1.0W + 0.5L

$$U_{4.1} = 47.17 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.0W + 0.5S$$

$$U_5 = 29.92 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.0E + 0.2S$$

$$U_6 = 31.42 \text{ kg/m} \quad 0.9D + 1.0W$$

$$U_7 = 20.12 \text{ kg/m} \quad 0.9D + 1.0E$$

### Diseño por flexión

$$\lambda = 9.61 \quad \text{relación acho espesor } (\lambda = (bf/2)/tf)$$

$$\lambda_p = 10.79$$

$$\lambda_r = 28.40$$

$$\rightarrow \lambda_p > \lambda < \lambda_r \quad \text{sección compacta}$$

chequeo para sección no compacta, obviar este paso

$$W_{ux} = 62.03 \text{ kg/m} \quad \text{combinación de carga máxima distribuida}$$

$$M_{ux} = 193.84 \text{ kg.m} \quad \text{resistencia a flexión requerida en x}$$

$$M_p = 3677.43 \text{ kg.m} \quad \text{momento plástico}$$

$$M_n = 3761.17 \text{ kg.m} \quad \text{momento nominal}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 3385.05 \text{ kg.m}$$

$$\rightarrow M_{ux} < \phi_b M_n \quad \text{OK}$$

SECCIÓN COMPACTA, comprobar con estas fórmulas

$L_b = 500.00$  cm longitud sin soporte lateral  
 $L_p = 106.75$  cm límite de longitud plástica  
 $L_r = 306.91$  cm límite de longitud elástica  
→  $L_p < L_b > L_r$  **Zona III**

chequeo para Zona I, obviar este paso

$W_{ux} = 62.03$  kg/m combinación de carga máxima distribuida  
 $M_{ux} = 193.84$  kg.m resistencia a flexión requerida en x  
 $M_p = 3677.43$  kg.m momento plástico  
 $\varphi_b = 0.9$   
 $\varphi_b M_p = 3309.69$  kg.m  
→  $M_{ux} < \varphi_b M_p$  **OK**

chequeo para Zona II, obviar este paso

$W_{ux} = 62.03$  kg/m combinación de carga máxima distribuida  
 $M_{ux} = 193.84$  kg.m resistencia a flexión requerida en x  
 $C_b = 1.14$  factor de modificación de pandeo torsional lateral  
 $M_p = 3677.43$  kg.m momento plástico  
 $M_n = 1032.24$  kg.m momento nominal  
→  $M_n < M_p$  **OK**  
 $\varphi_b = 0.90$

$$\varphi_b M_n = 929.02$$

$$\rightarrow M_{ux} < \varphi_b M_n \quad \text{OK}$$

### comportamiento elástico, ZONA III

$$W_{ux} = 62.03 \quad \text{kg/m} \quad \text{combinación de carga máxima distribuida}$$

$$M_{ux} = 193.84 \quad \text{kg.m} \quad \text{resistencia a flexión requerida en x}$$

$$c = 1.00 \quad \text{para perfiles de doble simetría}$$

$$C_b = 1.14 \quad \text{factor de modificación de pandeo torsional lateral}$$

$$F_{cr} = 1068.44 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo por flexión}$$

$$M_n = 1367.39 \quad \text{kg.m} \quad \text{momento nominal}$$

$$M_p = 3677.43 \quad \text{kg.m} \quad \text{momento plástico}$$

$$\rightarrow M_n < M_p \quad \text{OK}$$

$$\varphi_b = 0.90$$

$$\varphi_b M_n = 1230.65$$

$$\rightarrow M_{ux} < \varphi_b M_n \quad \text{OK}$$

### Diseño por corte

$$h = 17.48 \quad \text{cm} \quad \text{distancia libre entre puntas del filete del alma}$$

$$h/t_w = 40.47 \quad \text{relación altura espesor}$$

$$K_v = 5 \quad \text{coeficiente de pandeo por cortante}$$

$$C_v = 1.00 \quad \text{coeficiente de cortante del alma}$$

$A_w =$	8.65	cm <sup>2</sup>	área del alma
$V_u =$	155.08	kg	fuerza cortante actuante
$\phi_c =$	1.00		factor de corte
$V_n =$	13136.06	kg	resistencia cortante nominal
$\rightarrow$	$V_u$	$<$	$V_n$ <b>OK</b>

### Diseño por deflexión

$W =$	25.71	kg/m	carga distribuida de servicio (P+D+L)
$\Delta_c =$	0.08	cm	deflexión
$\Delta_n =$	2.08	cm	límite de deflexión
$\rightarrow$	$\Delta_c$	$<$	$\Delta_n$ <b>OK</b>

### Diseño por cargas concentradas

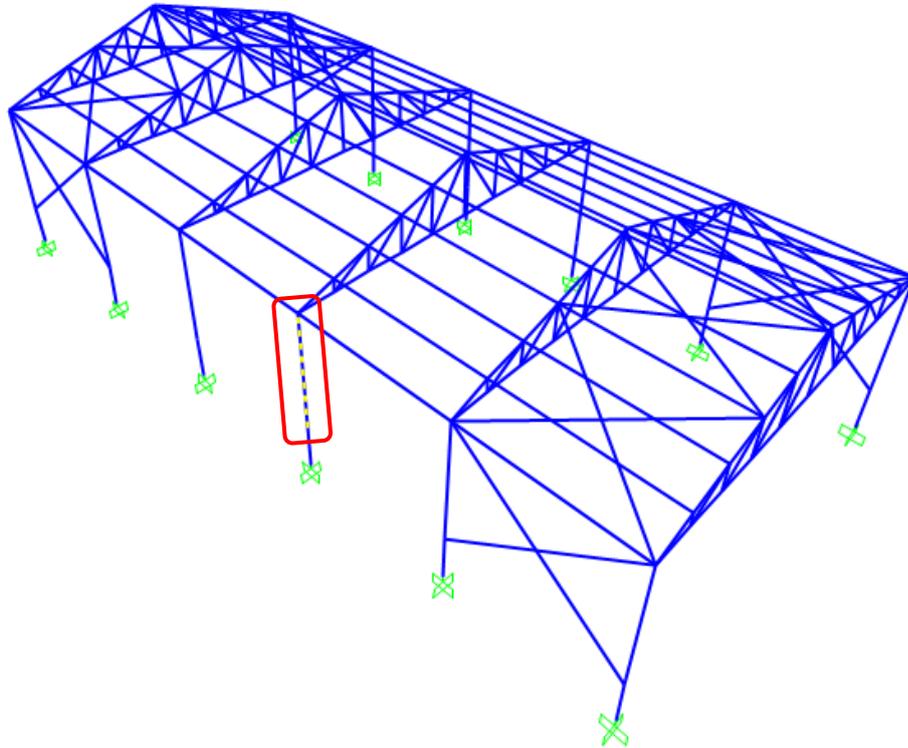
Debido a que la viga no presenta cargas concentradas, no se realizarán los siguientes chequeos:

- Flexión local del ala
- Fluencia local del alma
- Aplastamiento del alma
- Pandeo lateral del alma
- Pandeo por compresión del alma

### 3.4.3 Diseño de columnas

En la siguiente imagen se muestra la columna más crítica.

Ilustración 23: Vista de columna crítica



Fuente: Propia

#### 3.4.3.1 Fórmulas de diseño para la columna

El diseño de las columnas se rigen de las fórmulas (31) al (40) para verificar la flexión; para corte se utilizarán del (43) al (46); y para el control de deflexiones la (47).

Adicional a las mencionadas se emplean las fórmulas del (15) al (30) para el diseño por compresión.

#### 3.4.3.2 Memoria de cálculo para la columna

## Diseño de Columna

### Datos de la viga W10x12

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$E =$	2040000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad del acero
$G =$	784000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de corte
$A =$	22.84	cm <sup>2</sup>	área de la sección
$d =$	25.07	cm	peralte de la sección
$b_f =$	10.06	cm	longitud total del ala
$t_w =$	0.48	cm	espesor del alma
$t_f =$	0.53	cm	espesor del ala
$k_{des} =$	1.30	cm	espesor del ala + filete del alma
$r_x =$	9.91	cm	radio de giro respecto a x
$r_y =$	1.99	cm	radio de giro respecto a y
$r_{ts} =$	2.50	cm	radio de giro efectivo
$Z_x =$	206.48	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en x
$Z_y =$	28.51	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en y
$S_x =$	178.62	cm <sup>3</sup>	módulo de la sección
$I_x =$	2239.33	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en x
$I_y =$	90.74	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en y
$C_w =$	13668.48	cm <sup>6</sup>	constante de alabeo
$h_o =$	24.25	cm	distancia entre centroides del patín

$J = 2.28 \text{ cm}^4$  módulo de torsión  
 $L = 4 \text{ m}$  longitud de columna  
 $X_1 = 113422$  factores para determinación de zona de columna  
 $X_2 = 6.03E-6$  factores para determinación de zona de columna  
 $F_{res} = 1897.50 \text{ kg/cm}^2$  fluencia del acero disminuido por esfuerzo residual

metrado de cargas para la columna

	peso (kg/m)	longitud (m)	cantidad	peso (kg)
viga	5.42	6.00	1.00	32.514
correa	10.79	5.00	5.00	269.75
trabe	14.99	5.00	1.00	74.95
cobertura	7.17	31.63	1.00	226.75
				603.97

	peso (kg/m <sup>2</sup> )	área tributaria (m <sup>2</sup> )	peso (kg)
viva	10.12	31.63	320.02
nieve	32	31.63	1012.00
viento	22.46	31.63	710.41

Cargas axiales actuantes sobre la columna

$P = 71.72 \text{ kg}$  pp de columna  
 $D = 603.97 \text{ kg}$  carga muerta

L =	320.02	kg	carga viva
S =	1012.00	kg	carga de nieve
W =	710.41	kg	carga de viento
E =	94.46	kg	carga sismo

#### Combinaciones de carga por LRFD

Para el eje X      1.00

U <sub>1</sub> =	945.96	kg	1.4D
U <sub>2</sub> =	1482.87	kg	1.2D + 1.6L + 0.5L
U <sub>2.1</sub> =	1828.86	kg	1.2D + 1.6L + 0.5S
U <sub>3</sub> =	1678.06	kg	1.2D + 1.6L + 0.5W
U <sub>3.1</sub> =	2785.23	kg	1.2D + 1.6S + 0.5W
U <sub>4</sub> =	1681.24	kg	1.2D + 1.0W + 0.5L
U <sub>4.1</sub> =	2027.23	kg	1.2D + 1.0W + 0.5S
U <sub>5</sub> =	1107.68	kg	1.2D + 1.0E + 0.2S
U <sub>6</sub> =	1318.53	kg	0.9D + 1.0W
U <sub>7</sub> =	702.58	kg	0.9D + 1.0E

#### Diseño por carga crítica

F <sub>e</sub> =	500.33	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo de Euler
F <sub>y</sub> =	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36

$$\rightarrow F_e < F_y \quad \text{OK, columna en el rango elástico}$$

### Diseño de pandeo por flexión

clasificación de la sección a compresión por pandeo local

$$b/t_f = 9.44 \quad \text{relación ancho espesor } (\lambda = (bf/2)/t_f)$$

$$\lambda_r = 15.90$$

$$\rightarrow \lambda < \lambda_r \quad \text{patín no esbelto}$$

$$h/t_w = 46.54 \quad \text{relación alto espesor } (\lambda = (h-2k_{des})/t_w)$$

$$\lambda_r = 42.31$$

$$\rightarrow \lambda > \lambda_r \quad \text{alma esbelta}$$

Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión respecto al eje X

$$P_u = 2785.23 \text{ kg} \quad \text{combinación de carga máxima axial}$$

$$K = 1.00 \quad \text{factor de longitud efectiva}$$

$$KL/r_x = 40.38 \quad \text{relación de esbeltez de la columna}$$

$$133.74 \text{ kg/cm}^2 \quad 4.71\sqrt{(E/F_y)}$$

$$\rightarrow KL/r < 4.71\sqrt{(E/F_y)} \quad \text{pandeo inelástico}$$

$$F_e = 12348.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo crítico elástico}$$

$$F_{cr} = 2322.08 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo por flexión}$$

$$\varphi_c = 0.90$$

$$\varphi_c P_n = 47730.6 \text{ kg}$$

$$\rightarrow P_u < \varphi_c P_n \quad \text{OK}$$

Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión respecto al eje Y

$$P_u = 2785.23 \text{ kg} \quad \text{combinación de carga máxima axial}$$

$$K = 1.00 \quad \text{factor de longitud efectiva}$$

$$KL/r_y = 200.60 \quad \text{relación de esbeltez de la columna}$$

$$133.74 \text{ kg/cm}^2 \quad 4.71\sqrt{(E/F_y)}$$

$$\rightarrow KL/r > 4.71\sqrt{(E/F_y)} \quad \text{pandeo elástico}$$

$$F_e = 500.33 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo crítico elástico}$$

$$F_{cr} = 438.79 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo por flexión}$$

$$\varphi_c = 0.90$$

$$\varphi_c P_n = 9019.44 \text{ kg}$$

$$\rightarrow P_u < \varphi_c P_n \quad \text{OK}$$

### Diseño de pandeo por flexotorsión

$$P_u = 2785.23 \text{ kg} \quad \text{combinación de carga máxima axial}$$

$$K_z = 1.00 \quad \text{factor de longitud efectiva para pandeo torsional}$$

$$F_e = 1504.32 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo flexotorsional}$$

$$F_y/F_e = 1.68$$

$$\rightarrow F_y/F_e < 2.25 \quad \text{pandeo inelástico}$$

$$F_{cr} = 1251.44 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo por flexión}$$

$$\phi_c = 0.90$$

$$\phi_c P_n = 25723.4 \text{ kg}$$

$$\rightarrow P_u < \phi_c P_n \quad \text{OK}$$

Cargas laterales actuantes sobre la columna

$$P = 17.93 \text{ kg/m} \quad \text{pp de columna}$$

$$D = 0.00 \text{ kg/m} \quad \text{carga muerta}$$

$$L = 0.00 \text{ kg/m} \quad \text{carga viva}$$

$$S = 0.00 \text{ kg/m} \quad \text{carga de nieve}$$

$$W = 123.55 \text{ kg/m} \quad \text{carga de viento}$$

$$E = 2.24 \text{ kg/m} \quad \text{carga sismo}$$

Combinaciones de carga por LRFD

$$\text{Para el eje X} \quad 1.00$$

$$U_1 = 25.10 \text{ kg/m} \quad 1.4D$$

$$U_2 = 21.52 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.6L + 0.5L$$

$$U_{2.1} = 21.52 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.6L + 0.5S$$

$$U_3 = 83.29 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.6L + 0.5W$$

$$U_{3.1} = 83.29 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.6S + 0.5W$$

$$U_4 = 145.07 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.0W + 0.5L$$

$$U_{4.1} = 145.07 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.0W + 0.5S$$

$$U_5 = 23.76 \text{ kg/m} \quad 1.2D + 1.0E + 0.2S$$

$$U_6 = 139.69 \text{ kg/m} \quad 0.9D + 1.0W$$

$$U_7 = 18.38 \text{ kg/m} \quad 0.9D + 1.0E$$

### Diseño por flexión

$$\lambda = 9.44 \quad \text{relación acho espesor } (\lambda = (bf/2)/tf)$$

$$\lambda_p = 10.79$$

$$\lambda_r = 28.40$$

$$\rightarrow \lambda_p > \lambda < \lambda_r \quad \text{sección compacta}$$

chequeo para sección no compacta, obviar este paso

$$W_{ux} = 145.07 \text{ kg/m} \quad \text{combinación de carga máxima distribuida}$$

$$M_{ux} = 290.13 \text{ kg.m} \quad \text{resistencia a flexión requerida en x}$$

$$M_p = 5223.87 \text{ kg.m} \quad \text{momento plástico}$$

$$M_n = 5365.04 \text{ kg.m} \quad \text{momento nominal}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 4828.54 \text{ kg.m}$$

$$\rightarrow M_{ux} < \varphi_b M_n \quad \text{OK}$$

SECCIÓN COMPACTA, comprobar con estas fórmulas

$$L_b = 400.00 \text{ cm} \quad \text{longitud sin soporte lateral}$$

$$L_p = 99.65 \text{ cm} \quad \text{límite de longitud plástica}$$

$$L_r = 286.22 \text{ cm} \quad \text{límite de longitud elástica}$$

$$\rightarrow L_p < L_b > L_r \quad \text{Zona III}$$

chequeo para Zona I, obviar este paso

$$W_{ux} = 145.07 \text{ kg/m} \quad \text{combinación de carga máxima distribuida}$$

$$M_{ux} = 290.13 \text{ kg.m} \quad \text{resistencia a flexión requerida en x}$$

$$M_p = 5223.87 \text{ kg.m} \quad \text{momento plástico}$$

$$\varphi_b = 0.9$$

$$\varphi_b M_p = 4701.48$$

$$\rightarrow M_{ux} < \varphi_b M_p \quad \text{OK}$$

chequeo para Zona II, obviar este paso

$$W_{ux} = 145.07 \text{ kg/m} \quad \text{combinación de carga máxima distribuida}$$

$$M_{ux} = 290.13 \text{ kg.m} \quad \text{resistencia a flexión requerida en x}$$

$$C_b = 1.14 \quad \text{factor de modificación de pandeo torsional lateral}$$

$$M_p = 5223.87 \text{ kg.m} \quad \text{momento plástico}$$

$M_n = 2173.63$  kg.m momento nominal

→  $M_n < M_p$  **OK**

$\varphi_b = 0.90$

$\varphi_b M_n = 1956.27$

→  $M_{ux} < \varphi_b M_n$  **OK**

### comportamiento elástico, ZONA III

$W_{ux} = 145.07$  kg/m combinación de carga máxima distribuida

$M_{ux} = 290.13$  kg.m resistencia a flexión requerida en x

$c = 1.00$  para perfiles de doble simetría

$C_b = 1.14$  factor de modificación de pandeo torsional lateral

$F_{cr} = 1281.24$  kg/cm<sup>2</sup> esfuerzo de pandeo por flexión

$M_n = 2288.55$  kg.m momento nominal

$M_p = 5223.87$  kg.m momento plástico

→  $M_n < M_p$  **OK**

$\varphi_b = 0.90$

$\varphi_b M_n = 2059.70$

→  $M_{ux} < \varphi_b M_n$  **OK**

### Diseño por corte

$h = 22.48$  cm distancia libre entre puntas del filete del alma

$h/t_w =$	46.54		relación altura espesor
$K_v =$	5		coeficiente de pandeo por cortante
$C_v =$	1.00		coeficiente de cortante del alma
$A_w =$	12.11	cm <sup>2</sup>	área del alma
$V_u =$	290.13	kg	fuerza cortante actuante
$\phi_c =$	1.00		factor de corte
$V_n =$	18381.1	kg	resistencia cortante nominal
	7		
$\rightarrow$	$V_u$	<	$V_n$ <b>OK</b>

### Diseño por deflexión

$W =$	17.93	kg/m	carga distribuida de servicio (P+D+L)
$\Delta_c =$	0.01	cm	deflexión
$\Delta_n =$	1.67	cm	límite de deflexión
$\rightarrow$	$\Delta_c$	<	$\Delta_n$ <b>OK</b>

### Diseño por cargas concentradas

Debido a que la viga no presenta cargas concentradas, no se realizarán los siguientes chequeos:

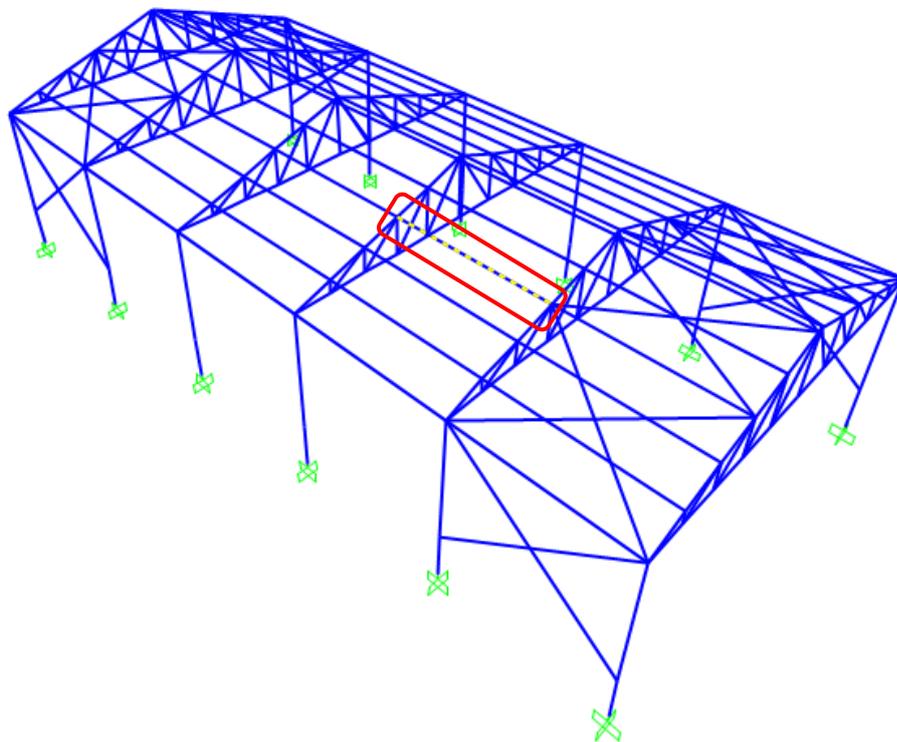
- Flexión local del ala
- Fluencia local del alma
- Aplastamiento del alma

- Pandeo lateral del alma
- Pandeo por compresión del alma

### 3.4.4 Diseño de correas

En la siguiente imagen se muestra la correa más crítica.

Ilustración 24: Vista de correa crítica



Fuente: Propia

#### 3.4.4.1 Fórmulas de diseño para la correa

El diseño de las correas se aplican según las ecuaciones del (43) al (46) para el diseño por cortante; y para el control de deflexiones la (47).

Adicional a ello se corroborará el elemento por la ecuación (48) para vigas diseñadas por flexión asimétrica.

### 3.4.4.2 Memoria de cálculo para la correa

#### Diseño de Correa

Datos de la correa C4x7.25

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$E =$	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad del acero A36
$A =$	13.74	cm <sup>2</sup>	área de la sección
$d =$	10.16	cm	peralte de la sección
$t_w =$	0.82	cm	espesor del alma
$t_f =$	0.75	cm	espesor del ala
$k_{des} =$	1.91	cm	espesor del ala + filete del alma
$Z_x =$	46.54	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en x
$Z_y =$	11.39	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en y
$I_x =$	191.00	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en x
$L =$	5.00	m	longitud de correa

Cargas actuantes sobre correa

$P =$	10.79	kg/m	pp de correa
$D =$	8.89	kg/m	carga muerta
$L =$	12.55	kg/m	carga viva
$S =$	39.68	kg/m	carga de nieve

$W = 27.85$  kg/m carga de viento

$E = 2.85$  kg/m carga sismo

#### Combinaciones de carga por LRFD

Para el eje X  $0.95$

Para el eje Y  $0.32$

$U_1 = 26.14$  kg/m  $U_1 = 8.71$  kg/m 1.4D

$U_2 = 47.40$  kg/m  $U_2 = 15.80$  kg/m 1.2D + 1.6L + 0.5L

$U_{2.1} = 60.27$  kg/m  $U_{2.1} = 20.09$  kg/m 1.2D + 1.6L + 0.5S

$U_3 = 55.38$  kg/m  $U_3 = 27.74$  kg/m 1.2D + 1.6L + 0.5W

$U_{3.1} = 96.56$  kg/m  $U_{3.1} = 41.47$  kg/m 1.2D + 1.6S + 0.5W

$U_4 = 56.21$  kg/m  $U_4 = 37.31$  kg/m 1.2D + 1.0W + 0.5L

$U_{4.1} = 69.08$  kg/m  $U_{4.1} = 41.60$  kg/m 1.2D + 1.0W + 0.5S

$U_5 = 32.64$  kg/m  $U_5 = 10.88$  kg/m 1.2D + 1.0E + 0.2S

$U_6 = 44.66$  kg/m  $U_6 = 33.46$  kg/m 0.9D + 1.0W

$U_7 = 19.51$  kg/m  $U_7 = 6.50$  kg/m 0.9D + 1.0E

#### Diseño por flexión asimétrica

$W_{ux} = 96.56$  kg/m combinación de carga máxima distribuida

$W_{uy} = 41.60$  kg/m combinación de carga máxima distribuida

$M_{ux} = 301.76$  kg.m resistencia a flexión requerida en x

$M_{uy} = 129.99$  kg.m resistencia a flexión requerida en y

$M_{cx} = 1059.70$  kg.m resistencia a flexión disponible en x

$M_{cy} = 259.33$  kg.m resistencia a flexión disponible en y

→  $0.79 < 1$  **OK**

### Diseño por corte

$h = 6.34$  cm distancia libre entre puntas del filete del alma

$h/t_w = 7.78$

$K_v = 5$  coeficiente de pandeo por cortante

$C_v = 1.00$  coeficiente de cortante del alma

$A_w = 8.28$  cm<sup>2</sup> área del alma

$V_u = 241.41$  kg fuerza cortante actuante

$\phi_c = 1.00$  factor de corte

$V_n = 12574.89$  kg resistencia cortante nominal

→  $V_u < V_n$  **OK**

### Diseño por deflexión

$W = 32.23$  kg/m carga distribuida de servicio

$\Delta_c = 0.65$  cm deflexión

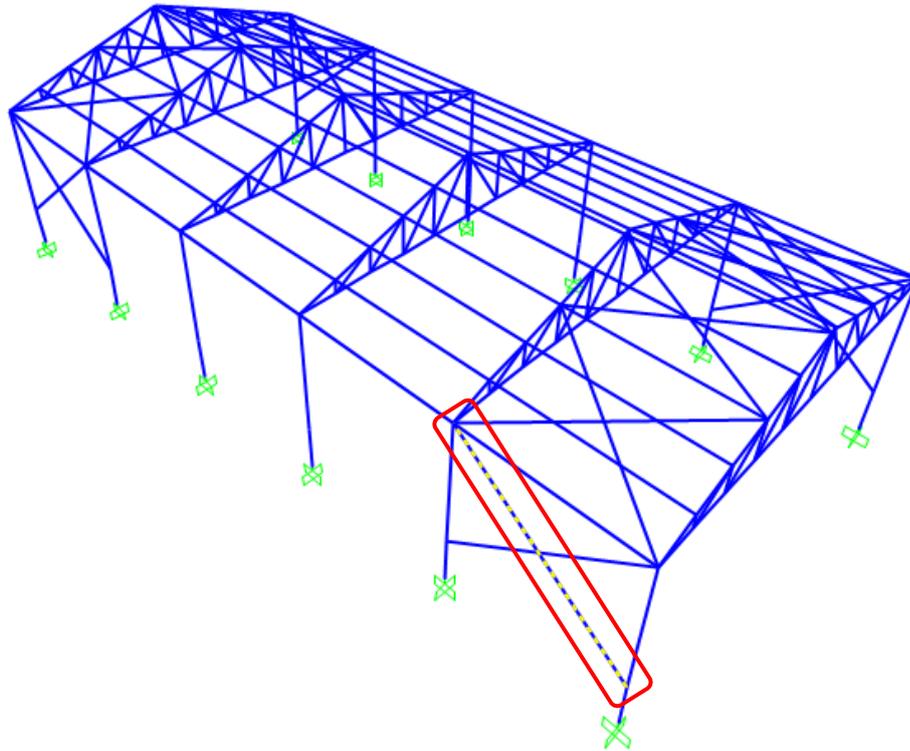
$\Delta_n = 2.08$  cm límite de deflexión

→  $\Delta_c < \Delta_n$  **OK**

### 3.4.5 Diseño de arriostres

En la siguiente imagen se muestra el arriostre más crítico.

Ilustración 25: Vista de arriostre crítico



Fuente: Propia

#### 3.4.5.1 Fórmulas de diseño para el arriostre

Las fórmulas utilizadas para el diseño de los arriostres son del (7) al (14); las cuales explican el comportamiento de los elementos a tracción y al bloque cortante.

Para el diseño de elementos a compresión se emplean las fórmulas del (15) al (30).

#### 3.4.5.2 Memoria de cálculo para el arriostre

**Diseño del arriostre**

### Datos del perfil L3x3x5/16

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$F_u =$	4080	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia a la fractura del acero
$E =$	2040000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad del acero
$G =$	784000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de corte
$A =$	11.48	cm <sup>2</sup>	área de la sección
$d =$	7.62	cm	peralte de la sección
$b =$	7.62	cm	longitud total del ala
$t =$	0.79	cm	espesor del alma
$r_x =$	2.33	cm	radio de giro respecto a x
$r_y =$	2.33	cm	radio de giro respecto a y
$Z_x =$	20.65	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en x
$Z_y =$	20.48	cm <sup>3</sup>	módulo plástico en y
$S_x =$	11.46	cm <sup>3</sup>	módulo de la sección
$I_x =$	62.43	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en x
$I_y =$	62.43	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en y
$C_w =$	10.47	cm <sup>6</sup>	constante de alabeo
$J =$	2.49	cm <sup>4</sup>	módulo de torsión
$x =$	2.18	cm	distancia entre plano de conexión y centroide en x
$y =$	2.18	cm	distancia entre plano de conexión y centroide en y
$L =$	6.4	m	longitud de arriostre

### Cargas axiales actuantes sobre el arriostre

P =	59.76	kg	peso propio de arriostre
D =	6.13	kg	carga muerta
L =	8.65	kg	carga viva
S =	27.35	kg	carga de nieve
W =	266.19	kg	carga de viento
E =	162.94	kg	carga sismo

### Combinaciones de carga por LRFD

U <sub>1</sub> =	92.25	kg	1.4D
U <sub>2</sub> =	97.23	kg	1.2D + 1.6L + 0.5L
U <sub>2.1</sub> =	106.58	kg	1.2D + 1.6L + 0.5S
U <sub>3</sub> =	226.00	kg	1.2D + 1.6L + 0.5W
U <sub>3.1</sub> =	255.92	kg	1.2D + 1.6S + 0.5W
U <sub>4</sub> =	349.58	kg	1.2D + 1.0W + 0.5L
U <sub>4.1</sub> =	358.93	kg	1.2D + 1.0W + 0.5S
U <sub>5</sub> =	247.48	kg	1.2D + 1.0E + 0.2S
U <sub>6</sub> =	325.49	kg	0.9D + 1.0W
U <sub>7</sub> =	222.24	kg	0.9D + 1.0E

## Diseño del perfil por Tracción

Diseño por fluencia de la sección

$$P_u = 358.93 \text{ kg} \quad \text{combinación de carga máxima puntual}$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi_t P_n = 26149.07 \text{ kg} \quad \text{fluencia de la sección bruta}$$

$$\rightarrow P_u < \phi_t P_n \quad \text{OK}$$

Diseño por resistencia a la fractura por tensión

$$P_u = 266.19 \text{ kg} \quad \text{fuerza máxima de tracción}$$

$$A_n = 11.48 \text{ cm}^2 \quad \text{área neta de la sección (} A_n = A_g \text{ por estar soldado)}$$

$$l = 10.00 \text{ cm} \quad \text{longitud de conexión}$$

$$x = 2.18 \text{ cm} \quad \text{distancia entre plano de conexión y centroide en } x$$

$$U = 0.78 \quad \text{factor de retraso de cortante}$$

$$A_e = 8.98 \text{ cm}^2 \quad \text{área efectiva}$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$\phi_t P_n = 27464.83 \quad \text{resistencia a la fractura por tensión}$$

$$\rightarrow P_u < \phi_t P_n \quad \text{OK}$$

Resistencia del bloque de corte

$$P_u = 358.93 \text{ kg} \quad \text{Fuerza máxima de tracción}$$

$$l = 10.00 \text{ cm} \quad \text{longitud de conexión}$$

$D =$	<b>0.79</b>	cm	diámetro exterior del perfil tubular
$A_{gv} =$	<b>15.88</b>	cm <sup>2</sup>	área total sujeta a cortante ( $A_{gv} = 2l*t$ )
$A_{nv} =$	<b>15.88</b>	cm <sup>2</sup>	área neta sujeta a cortante ( $A_{gv} = 2l*t$ )
$A_{nt} =$	<b>6.05</b>	cm <sup>2</sup>	área neta sujeta a tensión ( $A_{nt} = b*t$ )
$U_{bs} =$	<b>1.00</b>		factor de reducción
$R_{n1} =$	<b>63539.37</b>	kg	fractura de tracción + fluencia de corte
$R_{n2} =$	<b>48775.62</b>	kg	fluencia de corte + fractura de tracción
$R_n =$	<b>48775.62</b>	kg	resistencia a la fractura por bloque de corte
$\phi =$	<b>0.75</b>		
$\phi R_n =$	<b>36581.72</b>	kg	resistencia última a la fractura por bloque de corte
$\rightarrow P_u$	<b>&lt;</b>	$\phi R_n$	<b>OK</b>

Verificación de esbeltez:

$L =$	<b>6.40</b>	m	longitud del ángulo
$L/r =$	<b>274.44</b>		
$\rightarrow L/r$	<b>&lt;</b>	300	<b>OK</b>

### Diseño del perfil por Compresión

Diseño por carga crítica

$F_e =$	<b>267.32</b>	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo de Euler
$F_y =$	<b>2530.00</b>	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36

$$\rightarrow M_{ux} < \phi_b M_n \quad \text{OK, columna en el rango elástico}$$

Diseño de pandeo por flexión

clasificación de la sección a compresión por pandeo local

$$b/t = 9.60 \quad \text{relación acho espesor } (\lambda = b/t)$$

$$\lambda_r = 12.78$$

$$\rightarrow \lambda < \lambda_r \quad \text{perfil no esbelto}$$

Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión respecto al eje X

$$P_u = 358.93 \quad \text{kg} \quad \text{combinación de carga máxima axial}$$

$$K = 1.00 \quad \text{factor de longitud efectiva}$$

$$KL/r_x = 274.44 \quad \text{relación de esbeltez de la columna}$$

$$133.74 \quad \text{kg/cm}^2 \quad 4.71\sqrt{(E/F_y)}$$

$$\rightarrow KL/r > 4.71\sqrt{(E/F_y)} \quad \text{pandeo elástico}$$

$$F_{ex} = 267.32 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo crítico elástico}$$

$$F_{cr} = 234.44 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{esfuerzo de pandeo por flexión}$$

$$\phi_c = 0.90$$

$$\phi_c P_n = 2423.05 \quad \text{kg} \quad \text{resistencia última de pandeo por flexión}$$

$$\rightarrow P_u < \phi_c P_n \quad \text{OK}$$

### Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión respecto al eje Y

$P_u =$	<b>358.93</b>	kg	combinación de carga máxima axial
$K =$	<b>1.00</b>		factor de longitud efectiva
$KL/r_y =$	<b>274.44</b>		relación de esbeltez de la columna
	133.74	kg/cm <sup>2</sup>	$4.71\sqrt{(E/F_y)}$
$\rightarrow$	$KL/r$	$>$	$4.71\sqrt{(E/F_y)}$ <b>pandeo elástico</b>
$F_{ey} =$	<b>267.32</b>	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo de pandeo crítico elástico
$F_{cr} =$	<b>234.44</b>	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo de pandeo por flexión
$\phi_c =$	<b>0.90</b>		
$\phi_c P_n =$	<b>2423.05</b>	kg	resistencia última de pandeo por flexión
$\rightarrow$	$P_u$	$<$	$\phi_c P_n$ <b>OK</b>

### Diseño de pandeo por flexotorsión

$P_u =$	<b>358.93</b>	kg	combinación de carga máxima axial
$K_z =$	<b>1.00</b>		factor de longitud efectiva para pandeo torsional
$x_o =$	<b>1.79</b>	cm	abscisa del centro de corte respecto al centroide
$y_o =$	<b>1.79</b>	cm	ordenada del centro de corte respecto al centroide
$r_o^2 =$	<b>17.26</b>	cm <sup>2</sup>	radio polar de giro alrededor del centro de corte
$H =$	<b>0.63</b>		
$F_{ez} =$	<b>9829.86</b>	kg/cm <sup>2</sup>	

$F_e = 264.61$  kg/cm<sup>2</sup> esfuerzo de pandeo flexotorsional

$F_y/F_e = 9.56$

→  $F_y/F_e > 2.25$  **pandeo elástico**

$F_{cr} = 232.25$  kg/cm<sup>2</sup> esfuerzo de pandeo por flexión

$\varphi_c = 0.90$

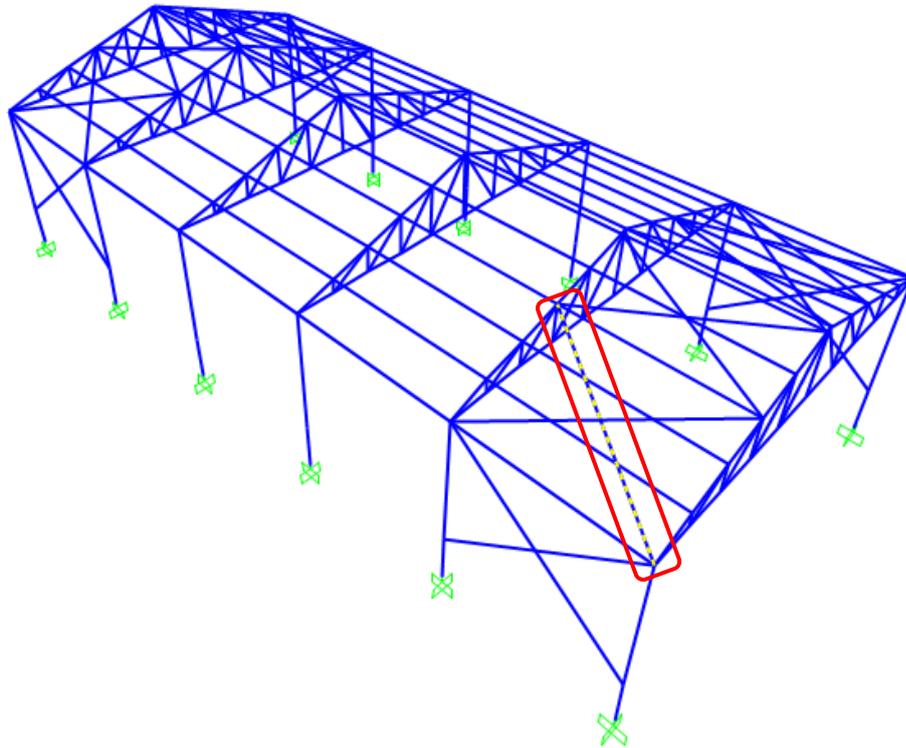
$\varphi_c P_n = 2400.40$  kg

→  $P_u < \varphi_c P_n$  **OK**

### 3.4.6 Diseño de tensores

En la siguiente imagen se muestra el tensor más crítico.

Ilustración 26: Vista de tensor crítico



Fuente: Propia

### 3.4.6.1 Fórmulas de diseño para el tensor

Las ecuaciones a usar para el diseño de los tensores son la (13) y (14), usadas para los elementos a tracción.

### 3.4.6.2 Memoria de cálculo para el tensor

#### Diseño de Tensor

##### Datos del tensor 5/8"

$F_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> fluencia del acero A36

$F_u = 6300$  kg/cm<sup>2</sup> resistencia a la fractura del acero  
 $E = 2040000$  kg/cm<sup>2</sup> módulo de elasticidad del acero A36  
 $A = 13.74$  cm<sup>2</sup> área de la varilla  
 $d = 10.16$  cm peralte de la sección  
 $L = 5$  m longitud del tensor  
 $S = 1.67$  m separación entre tensores

#### metrado de cargas para el tensor

	peso (kg/m)	longitud (m)	cantidad	peso (kg)
correa	10.79	1.67	5.00	89.92
cobertura	7.17	10.54	1.00	75.58
				<hr/> 165.50

	peso (kg/m <sup>2</sup> )	área tributaria (m <sup>2</sup> )	peso (kg)
viva	10.12	10.54	106.67
nieve	32	10.54	337.31
viento	22.46	10.54	236.79

#### Cargas actuantes sobre el tensor

$P = 9.83$  kg peso propio del tensor  
 $D = 165.50$  kg carga muerta

L =	106.67	kg	carga viva
S =	337.31	kg	carga de nieve
W =	236.79	kg	carga de viento
E =	25.25	kg	carga sismo

#### Combinaciones de carga por LRFD

Para el eje X	0.95	Para el eje Y	0.32			
U <sub>1</sub> =	232.86	kg	U <sub>1</sub> =	77.62	kg	1.4D
U <sub>2</sub> =	412.10	kg	U <sub>2</sub> =	137.37	kg	1.2D + 1.6L + 0.5L
U <sub>2.1</sub> =	521.50	kg	U <sub>2.1</sub> =	173.83	kg	1.2D + 1.6L + 0.5S
U <sub>3</sub> =	479.89	kg	U <sub>3</sub> =	238.89	kg	1.2D + 1.6L + 0.5W
U <sub>3.1</sub> =	829.98	kg	U <sub>3.1</sub> =	355.59	kg	1.2D + 1.6S + 0.5W
U <sub>4</sub> =	486.97	kg	U <sub>4</sub> =	320.18	kg	1.2D + 1.0W + 0.5L
U <sub>4.1</sub> =	596.38	kg	U <sub>4.1</sub> =	356.65	kg	1.2D + 1.0W + 0.5S
U <sub>5</sub> =	287.54	kg	U <sub>5</sub> =	95.85	kg	1.2D + 1.0E + 0.2S
U <sub>6</sub> =	386.48	kg	U <sub>6</sub> =	286.68	kg	0.9D + 1.0W
U <sub>7</sub> =	173.65	kg	U <sub>7</sub> =	57.88	kg	0.9D + 1.0E

#### Diseño por tracción

P <sub>ux</sub> =	829.98	kg	carga sobre el tensor paralela a la superficie del techo
F <sub>nt</sub> =	4725.00	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo nominal de tensión para varillas roscadas

$P_n = 64930.5$  kg      resistencia nominal a la tracción

$\varphi_t = 0.75$

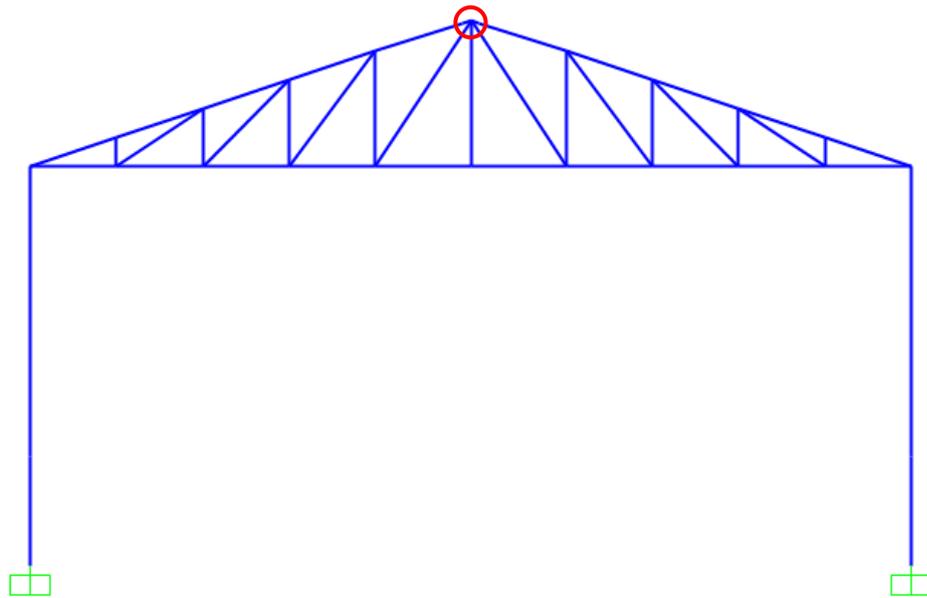
$\varphi_t P_n = 48697.9$  kg      resistencia última a la tracción

→  $P_{ux} < \varphi_t P_n$       **OK**

### 3.4.7 Diseño de las cartelas

En la siguiente imagen se muestra la cartela a diseñar.

Ilustración 27: Vista de cartela a diseñar



Fuente: Propia

#### 3.4.7.1 Fórmulas de diseño para la cartela

Las cartelas se diseñaron por tracción utilizando las fórmulas (10) y (11).

### 3.4.7.2 Memoria de cálculo para la cartela

#### Diseño de cartela

##### Datos de la cartela

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$F_u =$	4080	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia a la fractura del acero
$E =$	2040000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad del acero
$t =$	1.27	cm	espesor de la cartela
$a =$	25.40	cm	ancho de la cartela

##### Diseño por Tracción

Diseño por fluencia de la sección

$P_u =$	2151.20	kg	combinación de carga máxima puntual
$A_g =$	32.26	cm <sup>2</sup>	área bruta de la cartela
$R_n =$	81612.7	kg	resistencia por fluencia nominal de la cartela
$\phi =$	0.9		
$\phi R_n =$	73451.5	kg	resistencia última por fluencia de la cartela
$\rightarrow$	$P_u$	$<$	$\phi_t R_n$ <b>OK</b>

Diseño por resistencia a la fractura por tensión

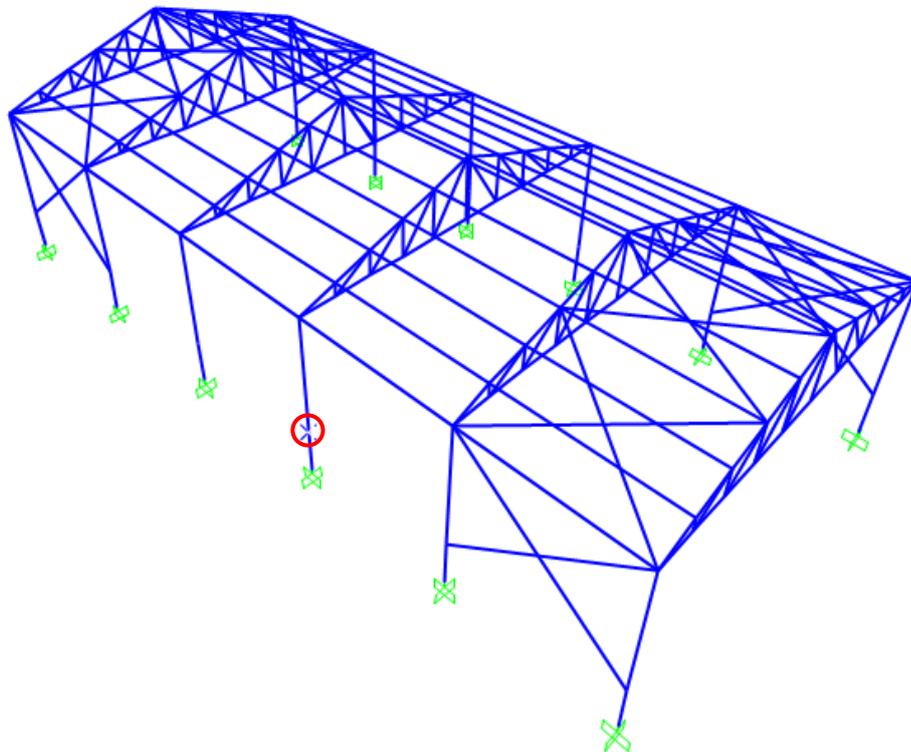
$P_u =$	1106.80	kg	fuerza máxima de tracción
$A_n =$	32.26		área neta de la cartela ( $A_n = A_g$ por estar soldado)

$A_e =$	27.42	cm <sup>2</sup>	área efectiva de la cartela ( $A_e \leq 0.85 \cdot A_n$ )
$R_n =$	111870	kg	resistencia por fractura nominal de la cartela
$\phi =$	0.75	cm	
$\phi R_n =$	83903.1	cm	resistencia por fractura última de la cartela
$\rightarrow$	$P_u$	$<$	$\phi_t P_n$ <b>OK</b>

### 3.4.8 Diseño de la plancha base

En la siguiente imagen se muestra el punto donde se ubica la plancha base (placa base) más crítica.

Ilustración 28: Vista de la plancha crítica



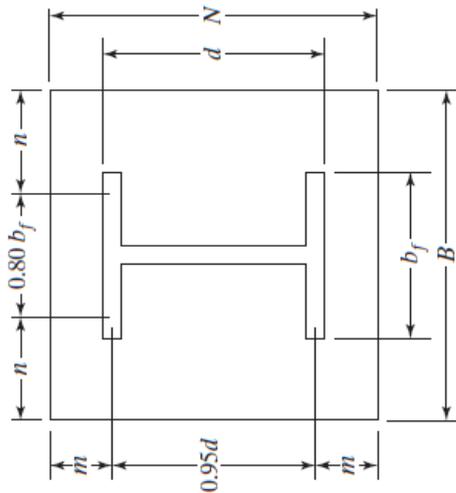
Fuente: Propia

### 3.4.8.1 Fórmulas de diseño para la plancha base

La plancha base como elemento a conexión utiliza las siguientes ecuaciones del (49) al (60).

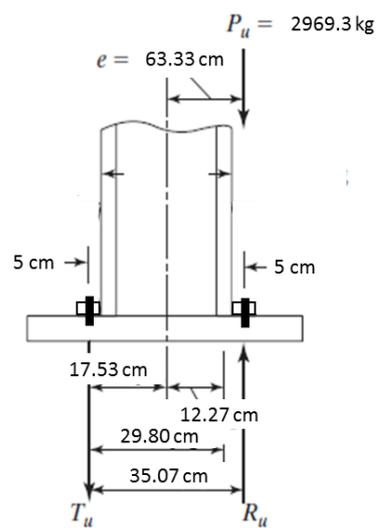
Imágenes a considerar:

Ilustración 29: Vista de la plancha



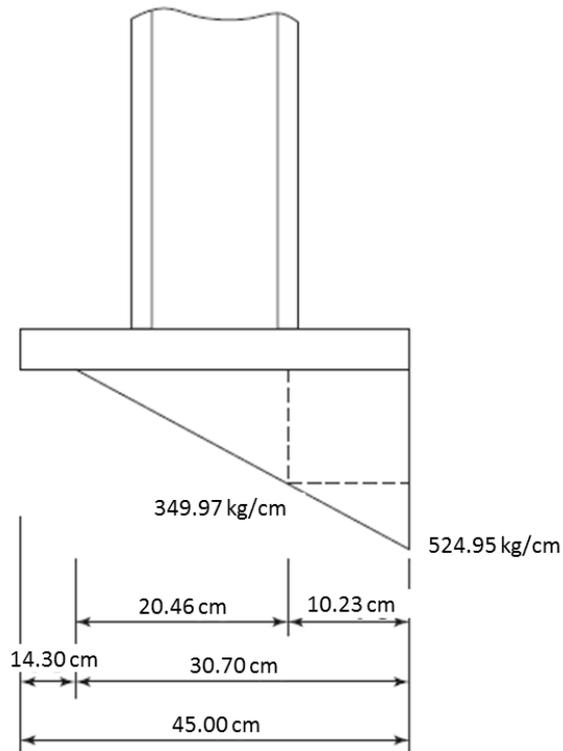
Fuente: propia

Ilustración 30: Ubicación de las fuerzas de compresión y tensión sobre la plancha



Fuente: propia

Ilustración 31: Momentos a la derecha del centro del patín (ala)



Fuente: Propia

### 3.4.8.2 Memoria de cálculo para plancha base

#### Diseño de plancha base

Datos de la columna W10x12 sobre la plancha

$d = 25.07$  cm peralte de la sección

$b_f = 10.06$  cm longitud total del ala

$t_w = 0.48$  cm espesor del alma

$t_f = 0.53$  cm espesor del ala

### Datos del pedestal bajo la plancha

$F'_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia a la compresión del concreto
$N_p =$	50.00	cm	longitud del pedestal en la dirección del eje x
$B_p =$	40.00	cm	longitud del pedestal en la dirección del eje y

### Datos de la plancha

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$F_u =$	4080	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia a la fractura del acero
$E =$	2040000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad del acero
$G =$	784000	kg/cm <sup>2</sup>	módulo de corte
$t =$	1.91	cm	espesor de la plancha
$N =$	45.00	cm	longitud en la dirección del eje x
$B =$	30.00	cm	longitud en la dirección del eje y
$I_N =$	101250	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en N
$I_B =$	227812	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en B
$I_{ZN} =$	14466.1	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en z respecto a N
$I_{ZB} =$	4286.25	cm <sup>4</sup>	momento de inercia en z respecto a B

### Cargas últimas actuantes sobre la plancha

$f_x =$	717.20	kg	fuerza en la dirección del eje x
$f_y =$	2.20	kg	fuerza en la dirección del eje y

$f_z = 2969.30$  kg fuerza en la dirección del eje z

$M_x = 3.03$  kg.m momento respecto al eje x

$M_y = 1880.50$  kg.m momento respecto al eje y

### Diseño por resistencia al contacto con el concreto

$A_2 = 2000.00$  cm<sup>2</sup> área del pedestal

$A_1 = 1350.00$  cm<sup>2</sup> área de la plancha

$A_{\text{mín}} = 252.16$  cm<sup>2</sup> área mínima de la plancha ( $A_{\text{mín}} = d.bf$ )

→  $A_{\text{mín}} < A_1$  **OK**

$P_u = 2969.30$  kg carga axial máxima combinada

$\sqrt{A_2/A_1} = 1.22 < 2$  **OK**

1)

$P_p = 293305$  kg resistencia nominal de contacto del concreto

$\phi_c = 0.65$

$\phi_c P_p = 190648$  kg resistencia última de contacto del concreto

→  $P_u < \phi_c P_p$  **OK**

### Diseño del espesor requerido de la placa base

$m = 10.59$  cm "voladizo" de la plancha en dirección de N

$n = 10.98$  cm "voladizo" de la plancha en dirección de B

$n' = 3.97$  cm "voladizo" de plancha en función al peralte y ala del perfil  
 $l = 10.98$  cm longitud máxima entre m, n y n'  
 $t_{req} = 0.48$  cm espesor de la plancha  
→  $t_{req} < t$  **OK**

### Diseño por resistencia a momentos

$e = 63.33$  cm excentricidad ( $e = My/Fz$ )  
 $e_{m\acute{a}x} = 15.00$  cm excentricidad máxima ( $e_{m\acute{a}x} = N/3$ )  
→  $e > e_{m\acute{a}x}$  **la placa está sometida a tracción y compresión**

la excentricidad se sitúa fuerza de los patines de la columna y fuerza del tercio medio de la placa, debido a esto se tomarán momentos respecto al centro del patín derecho y se añadirán pernos de anclaje

$P_u = 2969.30$  kg carga axial máxima combinada  
 $L = 5.00$  cm distancia del eje del perno al borde del ala o patín  
 $T_u = 5087.41$  kg fuerza de tracción en la placa  
 $\phi_t = 0.75$   
 $A_{req} = 3.05$  cm<sup>2</sup> área requerida del perno  
→ **se usarán pernos de 1.25 pulgadas de diámetro a cada lado del patín**

Diseño por resistencia al contacto con el concreto

$$R_u = 8056.71 \text{ kg} \quad \text{reacción última sobre la placa}$$

$$\varphi_c P_p = 190648.5 \text{ kg} \quad \text{resistencia última de contacto del concreto}$$

$$\rightarrow P_u < \varphi_c P_p \quad \text{OK}$$

Diseño del espesor requerido de la placa por momentos

$$L_{r1} = 30.70 \text{ cm} \quad \text{longitud del triángulo de reacciones sobre la placa}$$

$$A_p = 920.85 \text{ cm}^2 \quad \text{área de presión sobre la placa en compresión}$$

$$r_1 = 524.95 \text{ kg/cm} \quad \text{reacción mayor sobre la placa}$$

$$\varphi_c P_{p1} = 4236.63 \text{ kg/cm} \quad \text{fuerza distribuida última de contacto del concreto}$$

$$\rightarrow r_1 < \varphi_c P_p \quad \text{OK}$$

$$L_{r2} = 10.23 \text{ cm} \quad \text{longitud del "volado" derecho a partir del ala del perfil}$$

$$r_2 = 349.97 \text{ kg/cm} \quad \text{reacción en el ala del perfil}$$

$$M_u = 244.25 \text{ kg.m} \quad \text{momento en el lado derecho del ala del perfil}$$

$$c = 0.95 \text{ cm} \quad \text{longitud de compresión (} c = t/2 \text{)}$$

$$\varphi_b = 0.9$$

$$\varphi_b M_n = 102465 \text{ kg.m} \quad \text{momento último resistente de la plancha}$$

$$\rightarrow M_u < \varphi_b M_n \quad \text{OK}$$

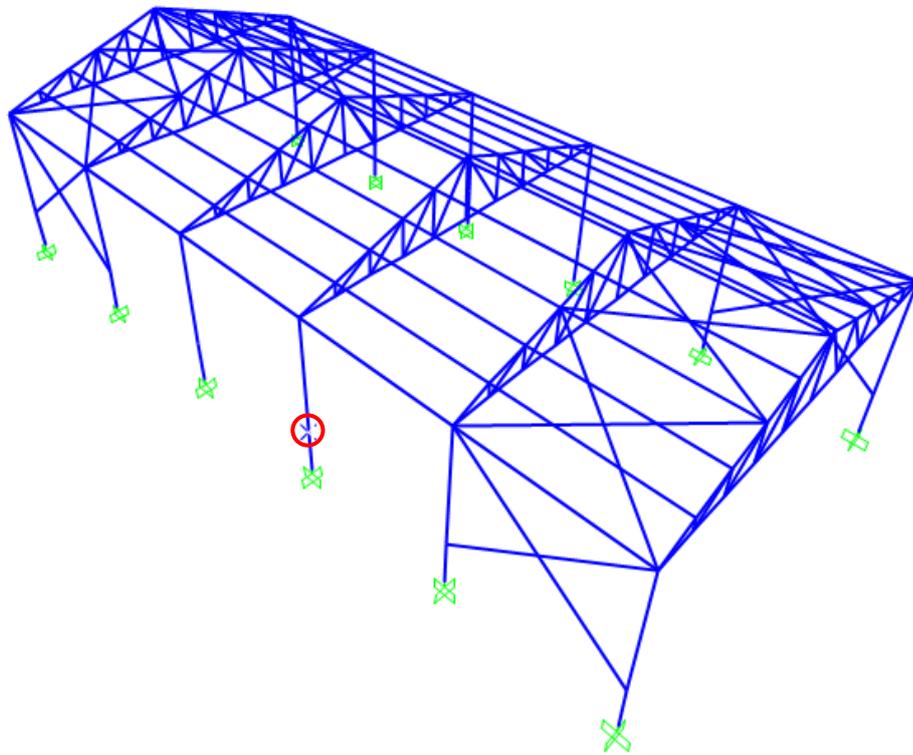
$$t_{req} = 1.46 \text{ cm} \quad \text{espesor requerido}$$

→  $t_{req}$  <  $t$  **OK**

### 3.4.9 Diseño de pernos de anclaje

En la siguiente imagen se muestra el punto donde se ubicarán los pernos de anclaje que interactúan con la plancha base más crítica.

Ilustración 32: Vista donde se ubican los pernos



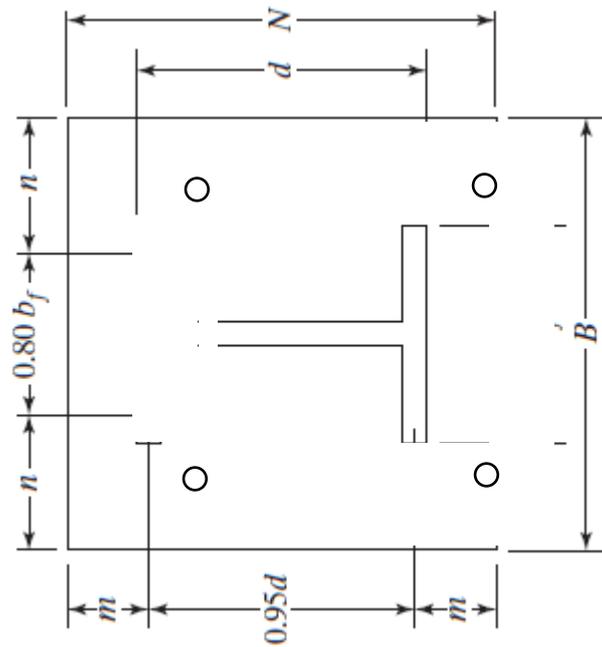
Fuente: Propia

#### 3.4.9.1 Fórmulas de diseño para pernos de anclaje

Los pernos de anclaje utilizan las ecuaciones del (61) al (88): los cuales verifican los esfuerzos cortante, tracción.

Imágenes a considerar:

Ilustración 33: Vista de pernos sobre plancha



Fuente: Propia

### 3.4.9.2 Memoria de cálculo para los pernos de anclaje

#### Diseño de pernos

##### Datos de los pernos

$F_y =$	2530	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero A36
$F_u =$	4080	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia a la fractura del acero
$h_{ef} =$	30	cm	altura del perno
$d_o =$	3.18	cm	diámetro del perno
$A_n =$	7.92	cm <sup>2</sup>	área de la sección del perno

#### Datos del pedestal bajo la plancha

$F'_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia a la compresión del concreto
$N_p =$	50.00	cm	longitud del pedestal en la dirección del eje x
$B_p =$	40.00	cm	longitud del pedestal en la dirección del eje y
$h$	100	cm	altura del pedestal

#### Cargas últimas actuantes sobre el grupo de pernos

$f_x =$	717.20	kg	fuerza en la dirección del eje x
$f_y =$	2.20	kg	fuerza en la dirección del eje y
$f_z =$	2969.30	kg	fuerza de compresión en la dirección del eje z
$f_t =$	730.15	kg	fuerza de tracción en la dirección del eje z
$M_x =$	3.03	kg.m	momento respecto al eje x
$M_y =$	1880.50	kg.m	momento respecto al eje y

#### fuerzas actuantes en cada perno

	Tu (kg)	Vu (kg)
1	365.08	358.60
2	365.08	358.60
3	365.08	358.60
4	365.08	358.60

## Requisitos de diseño para cargas a tracción

### Resistencia del acero en tracción

$N_u =$	365.08	kg	tracción máxima sobre un perno
$A_{se} =$	6.25	cm <sup>2</sup>	área útil del perno (ver tabla)
$N_{sa} =$	25506.5	kg	resistencia nominal a la tracción del perno
$\phi =$	0.75		
$\phi N_{sa} =$	19129.9	kg	resistencia última a la tracción del perno
$\rightarrow$	$N_u$	$<$	$\phi N_{sa}$ <b>OK</b>

### Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción

$N_{uag} =$	730.15	kg	fuerza de tracción sobre el grupo de pernos
$C_{a1} =$	10.00	cm	distancia del eje del perno al borde del pedestal en x
$C_{a2} =$	10.00	cm	distancia del eje del perno al borde del pedestal en y
$S_1 =$	35.00	cm	separación entre pernos en el eje x
$S_2 =$	20.00	cm	separación entre pernos en el eje y
$C_a/1.5 =$	6.67	cm	valor máximo entre $C_{a1}/1.5$ y $C_{a2}/1.5$
$S/3 =$	11.67	cm	valor máximo entre $S_1/3$ y $S_2/3$
$h_{ef}' =$	11.67	cm	longitud de empotramiento modificada para cálculos
$A_{Nc} =$	2968.75	cm <sup>2</sup>	área proyectada de superficie de falla para los de pernos
$A_{Nco} =$	1225.00	cm <sup>2</sup>	área proyectada de superficie de falla de un solo anclaje

$K_c =$	10.00		coeficiente por instalación (para pernos preinstalados)
$\lambda_a =$	1.00		factor de modificación para concreto de peso normal
$\lambda =$	1.00		factor de modificación para concreto normal
$N_b =$	5774.71	kg	resistencia al arrancamiento del concreto
$\Psi_{ec,N} =$	1.00		factor para anclajes sometidos a cargas excéntricas
$\Psi_{ed,N} =$	0.77		factor de modificación por efectos de borde
$\Psi_{c,N} =$	1.25		factor de modificación por pernos preinstalados
$\Psi_{cp,N} =$	1.00		factor de modificación para anclajes postinstalados
$N_{cbg} =$	13411.7	kg	resistencia nominal de arrancamiento del concreto
$\phi =$	0.75		
$\phi N_{cbg}$	10058.8	kg	resistencia última de arrancamiento del concreto
=			
→	$N_{uag}$	<	$\phi N_{cbg}$ <b>OK</b>

#### Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de anclaje pre/postinstalado

$N_u =$	365.08	kg	tracción máxima sobre un perno
$A_{brg} =$	14.45	cm <sup>2</sup>	área de la cabeza del perno
$N_p =$	24278.7	kg	resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción
$\Psi_{c,P} =$	1.40		factor de modificación por fisuras
$N_{pn} =$	33990.1	kg	resistencia nominal a la extracción por deslizamiento
$\phi =$	0.75		

$\varphi N_{pn} = 25492.6$  kg      resistencia última a la extracción por deslizamiento

→  $N_u < \varphi N_{pn}$       **OK**

#### Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción

$n = 2$       numero de pernos cercanos al borde

$N_{uag} = 730.15$  kg      fuerza de tracción sobre el grupo de pernos cercanos al borde

$C_{a1} = 10.00$  cm      distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en x

$C_{a2} = 10.00$  cm      distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en y

$\alpha = 0.50$       factor si  $C_{a2} < 3C_{a1}$

$N_{sb} = 3580.81$  kg      resistencia al desprendimiento lateral del concreto a tracción

$s = 35.00$       distancia entre los pernos exteriores a lo largo del borde

$N_{sbg} = 5669.61$  kg      resistencia al desprendimiento lateral del concreto a tracción

$\varphi = 0.75$

$\varphi N_{sbg} = 4252.21$  kg      resistencia última al desprendimiento lateral del concreto

→  $N_{uag} < \varphi N_{sbg}$       **OK**

#### Requisitos de diseño para solicitaciones a corte

##### Resistencia del acero sometido a corte

$V_u = 358.60$  kg      cortante máximo sobre un perno

$A_{se,v} = 6.25$  cm<sup>2</sup>      área útil del perno

$V_{sa} = 25506.5$  kg resistencia nominal del perno al corte

$\varphi = 0.65$

$\varphi V_{sa} = 16579.2$  kg resistencia última al corte del perno  
4

$\rightarrow V_u < \varphi V_{sa}$  **OK**

### Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte

$n = 2.00$  numero de pernos cercanos al borde

$V_{uag} = 717.2$  kg fuerza de corte sobre el grupo de pernos cercanos al borde

$s_1 = 20.00$  cm distancia entre los anclajes analizados

$C_{a1} = 10.00$  cm distancia desde el borde al eje de la fila de los anclajes

$C_{a2} = 10.00$  cm distancia desde el borde al eje de la fila de los anclajes

$A_{vco} = 150.00$  cm<sup>2</sup> área proyectada para un anclaje individual

$h_a = 15.00$  cm

$A_{vc} = 750.00$  cm<sup>2</sup> área proyectada de la superficie de falla

$l_e = 25.40$  cm longitud de apoyo de carga del perno en corte

$d_a = 3.18$  cm diámetro del perno

$\lambda_a = 1.00$  factor de modificación para concreto de peso normal

$V_{b1} = 742.59$  kg resistencia básica al arrancamiento del concreto

$V_{b2} = 1695.55$  kg resistencia básica al arrancamiento del concreto

$V_b = 742.59$  kg resistencia básica al arrancamiento del concreto

$\Psi_{ec,V} =$	1.00		factor para anclajes sometidos a cargas excéntricas de corte
$\Psi_{ed,V} =$	0.90		factor de modificación por efectos de borde
$\Psi_{c,V} =$	1.20		factor de modificación para concreto reforzado
$\Psi_{h,V} =$	1.00		factor de modificación para anclajes postinstalados
$V_{cbg} =$	4010.00	kg	resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte
$\varphi =$	0.65		
$\varphi V_{cbg} =$	2606.50	kg	resistencia última al arrancamiento del concreto por corte
$\rightarrow$	$V_{uag}$	<	$\varphi V_{cbg}$ <b>OK</b>

#### Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte

$n =$	2.00		numero de pernos cercanos al borde
$V_{uag} =$	717.20	kg	fuerza de corte sobre el grupo de pernos cercanos al borde
$K_{cp} =$	1.00		constante en función a la longitud del perno
$N_{cpg} =$	13411.7	kg	$N_{cbg}$
$V_{cpg} =$	13411.7	kg	resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo
$\varphi =$	0.65		
$\varphi V_{cpg} =$	8717.61	kg	resistencia última al desprendimiento por cabeceo
$\rightarrow$	$V_{uag}$	<	$\varphi V_{cpg}$ <b>OK</b>

#### Interacción de las fuerzas de tracción y corte

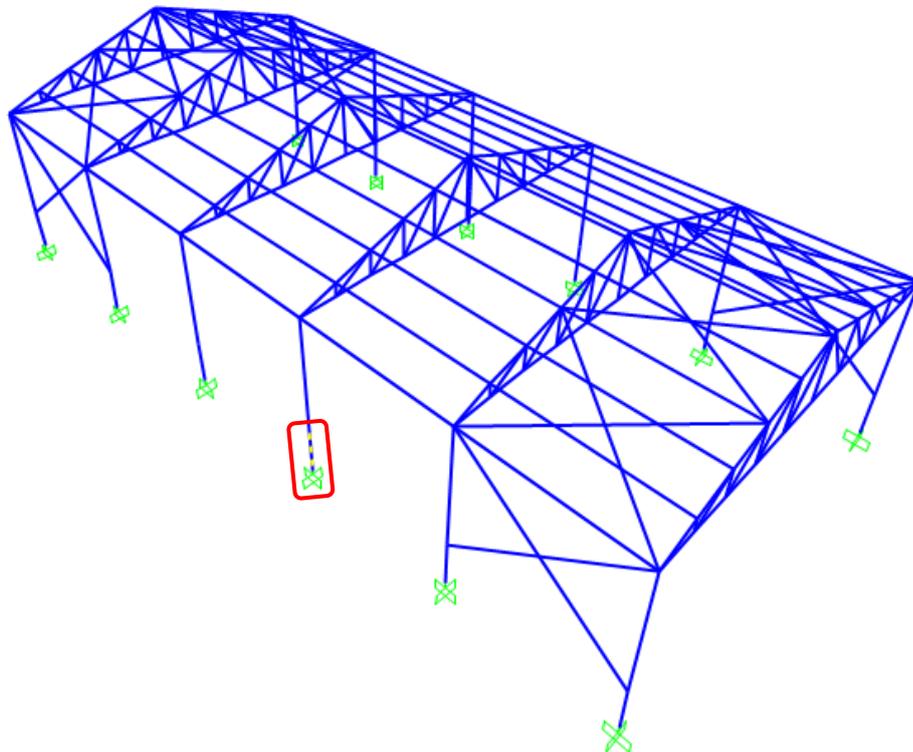
$N_{ua} =$	365.08	kg	tracción máxima sobre un perno
------------	--------	----	--------------------------------

$\phi N_n =$	19129.9	kg		resistencia última a la tracción del perno
$N_{ua}/\phi N_n$	0.02		<	0.2 <b>OK, se permite usar la resistencia total a tensión</b>
$V_{ua} =$	358.60	kg		cortante máximo sobre un perno
$\phi V_n =$	16579.2	kg		resistencia última al corte del perno
$V_{ua}/\phi V_n$	0.02		<	0.2 <b>OK, se permite usar la resistencia total al corte</b>

### 3.4.10 Diseño de pedestal

En la siguiente imagen se muestra el punto donde se ubicarán los pernos de anclaje que interactúan con la plancha base más crítica.

Ilustración 34: Vista del pedestal crítico



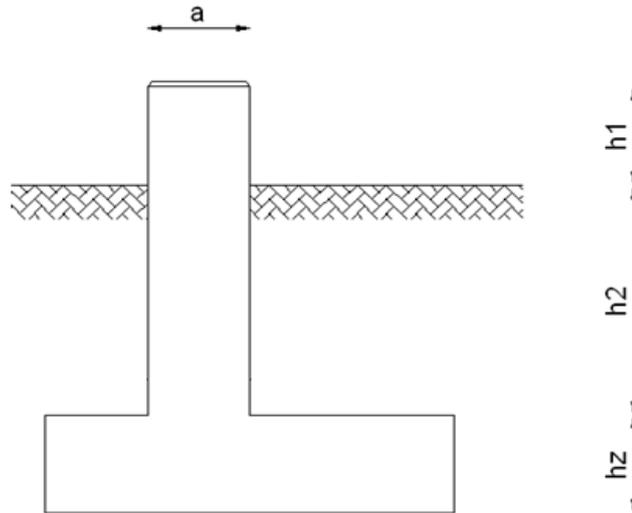
Fuente: Propia

### 3.4.10.1 Fórmulas de diseño para el pedestal

Para el diseño de los pedestales se emplearon las fórmulas indicadas desde el (89) al (92), que describen el comportamiento de los elementos a flexión, corte y carga axial.

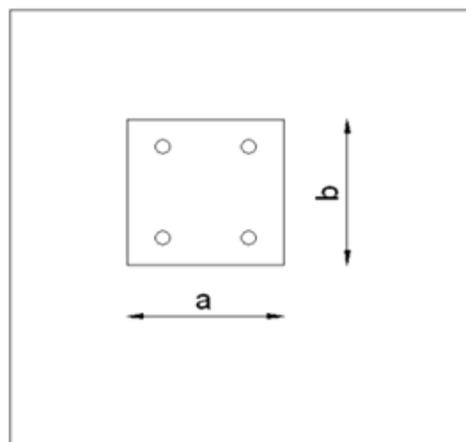
Imágenes a considerar:

Ilustración 35: corte del pedestal



Fuente: Propia

Ilustración 36: vista en planta del pedestal



Fuente: propia

### 3.4.10.2 Memoria de cálculo del pedestal

#### Diseño de pedestal

##### Datos del pedestal 40x55 cm<sup>2</sup>

$F'_c = 210.00$  kg/cm<sup>2</sup> resistencia a la compresión del concreto

$F_y = 4200.00$  kg/cm<sup>2</sup> fluencia del acero A36

##### características geométricas

$A = 50.00$  cm longitud del pedestal en la dirección del eje x

$B = 40.00$  cm longitud del pedestal en la dirección del eje y

$h_1 = 100.00$  cm altura superficial del pedestal

$h_2 = 50.00$  cm altura enterrada del pedestal

##### carga por peso propio del pedestal

$F_p = 720$  kg peso propio del pedestal

##### Cargas últimas actuantes sobre el tope del pedestal

$f_x = 717.20$  kg fuerza en la dirección del eje x

$f_y = 2.20$  kg fuerza en la dirección del eje y

$f_z = 2969.30$  kg fuerza de compresión en la dirección del eje z

$M_x = 3.03$  kg.m momento respecto al eje x

$M_y = 1880.50$  kg.m momento respecto al eje y

Cargas ultimas actuantes sobre la base del pedestal

$f_{xb} = 717.20$  kg fuerza en la dirección del eje x

$f_{yb} = 2.20$  kg fuerza en la dirección del eje y

$f_{zb} = 3689.30$  kg fuerza de compresión en la dirección del eje z

$M_{xb} = 6.33$  kg.m momento respecto al eje x

$M_{yb} = 2956.30$  kg.m momento respecto al eje y

### Comprobación de la cuantía de acero

$n = 12.00$  número de varillas de acero

$d = 5/8$  plg diámetro de varilla de acero

$A_{st} = 23.75$  cm<sup>2</sup> área total de varillas de acero  $A_{st} = n \cdot (d/2)^2$

$A_g = 2000.00$  cm<sup>2</sup> área bruta del pedestal ( $A_g = a \cdot b$ )

$\rho_{mín} = 20.00$  cm<sup>2</sup> cuantía mínima de acero ( $\rho_{mín} = 0.01 \cdot A_g$ )

$\rho_{máx} = 160.00$  cm<sup>2</sup> cuantía máxima de acero ( $\rho_{máx} = 0.08 \cdot A_g$ )

→  $\rho_{mín} < A_{st} < \rho_{máx}$  **OK**

### Diseño por capacidad de carga axial

$P_u = 3689.30$  kg fuerza axial máxima

$P_n = 452518$  kg resistencia a la compresión de la columna

$\phi = 0.65$

$\phi P_n = 235309.5$  kg resistencia última a la compresión de la columna

$\rightarrow P_u < \phi P_n$  **OK**

### Determinación del comportamiento del pedestal

$P_u = 3689.30$  kg fuerza axial máxima

$F_c = 420000$  kg resistencia bruta a la compresión ( $F_c = F'_c \cdot a \cdot b$ )

$\alpha = 0.1$  factor para determinar el comportamiento del pedestal

$\alpha \cdot F_c = 42000$  kg

$\rightarrow P_u < \alpha \cdot F_c$  **comportamiento tipo VIGA**

### Diseño por flexión

Diseño por flexión en el eje x

$M_{uy} = 2956.30$  kg.m momento último en la columna respecto al eje y

$n_t = 4.00$  numero de varillas en zona de tracción

$d = 5/8$  plg diámetro de varilla de acero

$A_s = 7.92$  cm<sup>2</sup> área de acero en zona de tracción

$b = 40.00$  cm ancho del pedestal perpendicular al eje analizado

$a = 4.66$  cm longitud esforzada a compresión

$d_e = 45.00$  cm longitud efectiva ( $d_e = A-5$ )

$M_n = 14189.4$  kg.m momento nominal resistente

$\phi = 0.75$

$\phi M_n = 10642.0$  kg.m  
3

$\rightarrow M_{uy} < \phi M_n$  **OK**

### Diseño por flexión en el eje y

$M_{ux} = 6.33$  kg.m momento último en la columna respecto al eje y

$n_t = 4.00$  numero de varillas en zona de tracción

$d = 5/8$  plg diámetro de varilla de acero

$A_s = 7.92$  cm<sup>2</sup> área de acero en zona de tracción

$b = 50.00$  cm ancho del pedestal perpendicular al eje analizado

$a = 3.73$  cm longitud esforzada a compresión

$d_e = 35.00$  cm longitud efectiva ( $d_e = B-5$ )

$M_n = 11018.9$  kg.m momento nominal resistente

$\phi = 0.75$

$\phi M_n = 8264.23$  kg.m

$\rightarrow M_{uy} < \phi M_n$  **OK**

### Diseño por cortante

### Diseño por cortante en el eje x

$V_{ux} =$	717.20	kg	fuerza cortante en el eje x
$N_u =$	36192.0	N	carga axial en Newton ( $N_u = F_{zb} * 9.81$ )
	3		
$A_g =$	0.20	m <sup>2</sup>	área bruta del pedestal
$N_u / 14 A_g$	0.01	Mpa	relación de esfuerzo en megapascales
$\lambda =$	1		factor de modificación para concreto normal
$V_c =$	4892.90	kg	resistencia de la columna al corte
$\phi =$	0.75		
$\phi V_c =$	3669.67	kg	resistencia última de la columna al corte
$\rightarrow V_u <$			$\phi V_c$ <b>OK</b>

### Diseño por cortante en el eje y

$V_{uy} =$	2.20	kg	fuerza cortante en el eje y
$N_u =$	36192.0	N	carga axial en Newton ( $N_u = F_{zb} * 9.81$ )
$A_g =$	0.20	m <sup>2</sup>	área bruta del pedestal
$N_u / 14 A_g$	0.01	Mpa	relación de esfuerzo en megapascales
$\lambda =$	1		factor de modificación para concreto normal
$V_c =$	4892.90	kg	resistencia de la columna al corte
$\phi =$	0.75		

$\phi V_c = 3669.67$  kg      resistencia última de la columna al corte

→  $V_u < \phi V_c$       **OK**

### 3.5 Planos de detalle

Los planos de detalle se encuentran adjuntos en los anexos

# CAPÍTULO 4:

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones de acuerdo a lo desarrollado en la presente tesina.

### Conclusiones:

- Se definió punto a punto la metodología y base teórica para el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales. La metodología incluye los diseños a compresión, tensión, corte, torsión, flexión y deflexión para los elementos en acero, concreto y pernos de anclaje.
- Para la estructuración de la nave industrial se utilizaron vigas tipo Pratt con perfiles tubulares a dos aguas, los cuales llegaron a cubrir un claro de 12 metros. En el otro sentido se utilizaron vigas trabe con secciones tipo W para salvar 5 paños de 5 metros cada uno. Las columnas se consideraron con perfiles tipo W que miden 4 metros y les continúan los pedestales de 1 metro aproximadamente hasta llegar a las cimentaciones. Como elementos de arriostamiento se tienen los arriostres con perfiles angulares y los tensores con varillas lisas.
- La nave industrial se modeló en el software SAP 2000, del cual se obtuvieron resultados satisfactorios según el control de derivas realizado a cada eje:

Verificación del control de derivas para el Eje X

Nivel (m)	$\Delta_i$ (cm)	$(0.75)R$	$\Delta_i R$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\Delta_i - \Delta_{i-1} / h$	Verificación	
5	0.6249	4.50	2.81	2.76	400.00	0.0069	<	0.01
1	0.0118	4.50	0.05	0.05	100.00	0.0005	<	0.01

### Verificación del control de derivas el Eje Y

Nivel (m)	$\Delta_i$ (cm)	(0.75)R	$\Delta_i R$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\Delta_i - \Delta_{i-1} / h$	Verificación	
5	0.0124	4.50	0.06	0.04	400.00	0.0001	<	0.01
1	0.0039	4.50	0.02	0.02	100.00	0.0002	<	0.01

Se puede apreciar que la estructura cumple con los criterios de rigidez de acuerdo a la norma peruana.

Los elementos en acero cumplen con los ratios de diseño; es decir, la relación entre esfuerzo de demanda y los esfuerzo de resistencia son menores a uno (1).

- Se determinaron los estados de carga según lo indicado por el método LRFD para estructuras en acero. Esto según las condiciones climáticas que ocurrían en la ciudad de Juliaca, como son la presencia de nieve por las bajas temperaturas y los fuertes vientos provenientes de las mesetas.
- Los elementos estructurales diseñados fueron los siguientes:
  - Cobertura metálica: TR-4
  - Correas de techo: C4x7.25
  - Columnas de acero: W10x12
  - Vigas trabe: W8x10
  - Vigas Pratt: Pipe 2"
  - Tensores para cubierta: Pipe 5/8"
  - Arriostres: L3x3x5/16

Cabe destacar que para los pernos de anclaje se utilizaron diámetros de 1 1/16" para conectar la placa base y en las intersecciones de los elementos se utilizaron diámetros

de 3/4", los cuales tendrán la nomenclatura A325. En el caso de la armadura y demás elementos se empleó la soldadura tipo filete con la nomenclatura E7018.

- Los planos a detalle se realizaron en función al diseño de los elementos estructurales, siendo anexados al final del presente informe.

#### Recomendaciones:

- En caso de ejecutar la obra en función a los planos diseñados, se recomienda que el personal a contratar sean técnicos especialistas tanto para el montaje y conexiones de pernos y soldadura.
- Se deberá considerar que los perfiles seleccionados puedan ser modificados durante la etapa de ejecución con el fin de corregir algún error en campo o porque la estructura presenta dificultades durante su instalación.
- En caso la nave industrial sea construida se debe dar mantenimiento por lo menos una vez al año, evitando que se oxide en gran medida producto de la corrosión.
- Para situaciones de amago o incendios, se creará un plan de contingencia (por ejemplo, el uso de extintores), ya que las estructuras en acero almacenan el calor internamente y extender a los otros elementos.
- Para el correcto diseño de cimentaciones es imprescindible contar con un estudio de mecánica de suelos.

# BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2015), Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-14, Farmington Hills, Michigan.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 7-10 Standard. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. Virginia.

BOWLES JOSEPH E. (1993). Diseño de Acero Estructural, Primera Edición, Editorial Limusa, Impreso en México.

HARMSSEN, Teodoro (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Cuarta Edición, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

McCORMAC, JACK C. y BROWN, RUSSELL H. (2011). Diseño de Concreto Reforzado, Octava Edición, Editorial Alfaomega, México.

McCORMAC, JACK C. Y CSERNAK, STEPHEN F. (2012). Diseño de Estructuras de Acero, Quinta Edición, Editorial Alfaomega, México.

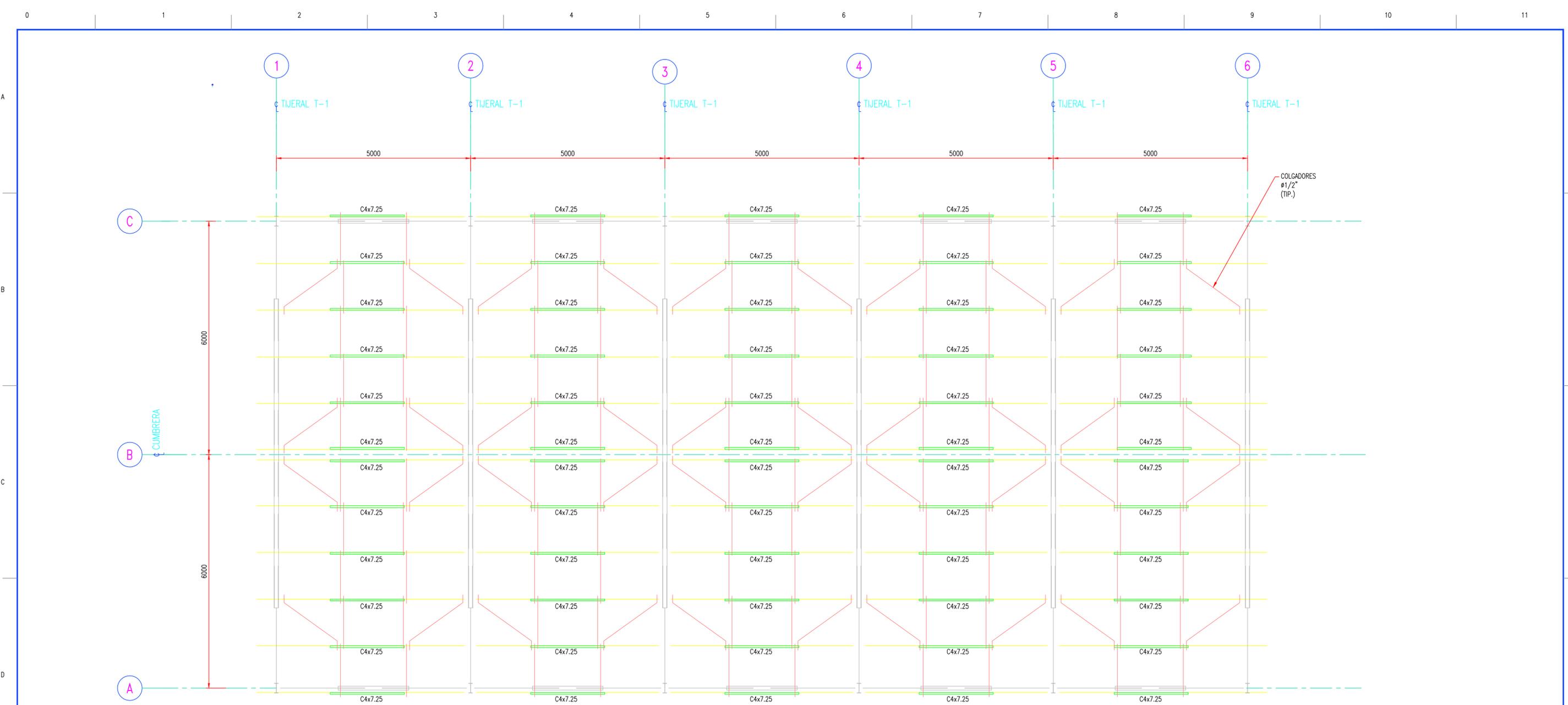
NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 CARGAS (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030. DISEÑO SISMORRESISTENTE (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.090. ESTRUCTURAS METÁLICAS (2015). Reglamento Nacional de Edificaciones.

ZAPATA BAGLIETTO, LUIS F. (1997). Diseño Estructural en Acero.

## ANEXOS



**PLANTA COBERTURA - CORREAS**  
Esc. 1:50

**NOTAS:**  
 1. TODAS LAS DIMENSIONES SE ENCUENTRAN EN MILIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, S.I.C.  
 2. TODAS LAS MEDIDAS Y NIVELES DEBERÁN SER VERIFICADAS EN CAMPO EN LA ETAPA DE TRAZO Y REPLANTEO POR EL CONTRATISTA. CUALQUIER INTERFERENCIA O MODIFICACIÓN COORDINAR CON SUPERVISIÓN DE MCP.

N° DE PLANO/DOCUMENTO	TITULO	REVISIONES			
		N°	DESCRIPCION	DIB.	REV.

DIB.	REV.	APR.	FECHA
---	---	A.G.D.	---
---	---	A.G.D.	---

ESCALA: <b>INDICADA</b>	FORMATO: <b>A1</b>	PROYECTO: <b>ALMACEN</b>
DIBUJO: ---	FECHA: ---	AREA: <b>AREA</b>
DISENO: ---	FECHA: ---	TITULO: <b>TECHO DE ALMACEN</b>
REVISADO: ---	FECHA: ---	TITULO: <b>PLANTA - CORREAS</b>
APROBADO: ---	FECHA: ---	TIPO DE CONTRATO: ---
COD. PROY. CONTRATISTA:	N° DE PLANO CONTRATISTA:	COD.PROYECTO N°: ---
		N° DE PLANO: <b>01/05</b>









