

# POSGRADOS

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

RPC-SO-24-NO.540-2020

### OPCIÓN DE TITULACIÓN:

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

### TEMA:

DISEÑO DE UNA CUBIERTA DE  
ESTRUCTURA METÁLICA CON  
CONEXIONES EMPERNADAS PARA EL  
ÁREA DE ALMACENAMIENTO DE  
COMBUSTIBLES EN LA INDUSTRIA  
PAPELERA

### AUTORES:

CRISTIAN PAÚL ARIAS REYES  
LUIS GEOVANNY CALLE MÉNDEZ

### DIRECTOR:

FREDDY PATRICIO MONCAYO MATUTE

CUENCA – ECUADOR  
2023

**Autores:**



**CRISTIAN PAÚL ARIAS REYES**

Ingeniero Mecánico.

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

cariasreyes@gmail.com



**LUIS GEOVANNY CALLE MÉNDEZ**

Ingeniero Mecánico.

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

lcalle\_mendez@hotmail.com

**Dirigido por:**



**FREDDY PATRICIO MONCAYO MATUTE**

Ingeniero Mecánico.

Máster en Ingeniería Mecánica.

fmocayo@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

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

**DERECHOS RESERVADOS**

2023 © Universidad Politécnica Salesiana.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

CRISTIAN PAÚL ARIAS REYES

LUIS GEOVANNY CALLE MÉNDEZ

Diseño de una cubierta de estructura metálica con conexiones emperradas para el área de almacenamiento de combustibles en la industria papelera

## **DEDICATORIA**

A Dios y a María Santísima, que, por medio de su gran bondad, me ha concedido la sabiduría necesaria y el discernimiento para poder entender que todas las cosas vienen de ellos.

A Mamay (mi madre) bella, que con su espíritu de lucha me ha demostrado que todas las cosas son alcanzables y que los tiempos son perfectos, en especial en los momentos de dificultad. A papi Shalo por su apoyo incondicional en todas las etapas de estudio, extendiéndome su mano de padre para sobrellevar cada momento y mostrándome que las cosas no son fáciles, si no existe la dedicación y esfuerzo cotidiano.

A mi esposa Viviana, gracias por ser ese complemento perfecto que Dios ha puesto a mi lado, por la paciencia y ser ese motor que incentiva en mi hogar.

A mis hijos Samy, Vale, Sebas, Ame que son los regalos más bellos que me ha dado Dios y la vida, para poder descubrir un amor tan puro, todo sacrificio ha sido pensando en el bienestar de cada uno de ustedes.

Para mis hermanos y hermana, aquellos que he compartido todos los juegos de la infancia, todas las locuras de la juventud y sobre todo saber que siempre están allí para mí y mi familia, los amo y siempre serán necesarios.

**Luis Geovanny**

## **DEDICATORIA**

A mis Padres que siempre me han apoyado en mi formación profesional y personal a lo largo de mis años de vida, por estar siempre pendientes en esos pequeños detalles tangibles e intangibles que me han ayudado mucho durante este periodo de estudios.

A mi Tía Bolivia por su apoyo en el día a día en este tiempo que hemos podido compartir. A mis hermanos les dedico este nuevo logro sepan que siempre están presentes en mi día a día a pesar de la distancia que nos separa.

A mis sobrinos/ahijados Alex Jeremías, Annaliese Emilia y Eithan Jair que durante estos pocos años de vida hemos podido compartir bellos momentos con sus ocurrencias y locuras.

Al ser que Dios permitió que llegue a mi vida por su apoyo durante todos estos años juntos por los momentos compartidos y por estar motivándome a concluir esta meta.

**Cristian PAR**

## **AGRADECIMIENTO**

Al creador, que me ha concedido el don de la vida para poder cumplir un éxito más en mi vida profesional, ya que todo se ha dado por su amor y su voluntad.

A toda mi familia, que han sido ese apoyo incondicional en este tiempo de estudio, ya que con ellos hemos sacrificado tiempos valiosos para lograr este objetivo profesional, ellos me han motivado a culminar este trabajo con éxito y dedicación.

A la Universidad Politécnica Salesiana, que por medio de todos los docentes nos han impartido sus conocimientos, sus experiencias dentro del área laboral y académico, indicándonos todas pautas necesarias para saber que todo es posible cuando existe la perseverancia y las ganas de progresar.

Al Magister Freddy Moncayo, nuestro tutor del trabajo de finalización, por todas las experiencias obtenidas en su tiempo de estudiante y experiencia dentro del tema laboral, ya que estas experiencias nos ayudaron a poder visualizar desde otra perspectiva más realista cada una de las situaciones presentadas dentro del tema estructural, y estar siempre en la disponibilidad para las revisiones y correcciones.

**Luis Geovanny.**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por el don de la vida y por ser el apoyo espiritual en esos momentos difíciles que han dado durante este proceso. A nuestra madre María Auxiliadora por su amparo y protección en mi día a día.

A mi familia por todo el apoyo brindado durante este tiempo de estudios gracias por su preocupación por la paciencia y por todo lo bueno que son conmigo.

A la Universidad Politécnica Salesiana por abrirme las puertas para continuar formándome como profesional y ser humano.

Al Ing. Freddy Moncayo por el apoyo brindado durante la realización del proyecto de titulación por sus enseñanzas y su experiencia profesional compartida durante las tutorías.

**Cristian PAR**

# TABLA DE CONTENIDO

Resumen .....	11
Abstract .....	12
1. Introducción .....	13
2. Determinación del Problema.....	14
3. Marco teórico referencial.....	15
3.1 Estructuras metálicas para naves industriales.....	15
3.2 Conexiones en naves industriales.....	17
3.2.1 Clasificación de conexiones para estructuras de acero .....	18
3.2.2 Tipos de conexiones .....	19
3.3 Conexiones Precalificadas a Momento.....	21
3.3.1 Conexión de momento REDUCED BEAM SECTION (RBS) .....	22
3.3.2 Conexión de momento bolted unstiffened and stiffened extend end-plate 23	
3.3.3 Conexión de momento bolted plange plate (BFP) .....	24
3.3.4 Conexión de momento WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (wuf-w) 25	
3.3.5 Conexión de momento KAISER BOLTED BRACKET (kbb).....	26
3.3.6 Conexiones de momento CONXTECH CONXL.....	27
3.3.7 Conexiones de momento SIDEPLATE .....	28
3.3.8 Conexiones de momento SIMPSOM STRONG-TIE STRONG FRAME .....	30
3.3.9 CONEXIONES DE MOMENTO DOUBLE-TEE .....	31
3.3.10 Conexión de momento slottedweb (sw) .....	32
3.4 Elementos de una conexión metálica.....	32
3.4.1 Soldadura.....	33
3.4.2 Pernos .....	34
3.4.3 Conexiones empernadas .....	35
3.4.4 Métodos de diseño.....	36
3.4.5 Resistencia a tracción y corte en pernos.....	38
3.4.6 Iteración de tracción y corte .....	39
3.4.7 Resistencia por fricción en conexiones de tipo aplastamiento.....	40
3.4.8 Solicitación excéntrica en grupos de pernos.....	41
3.4.9 Tipos de agujeros.....	42
3.4.10 Resistencia de aplastamiento y desgarre .....	43

3.4.11	Espaciamiento mínimo .....	44
3.4.12	Distancias al borde y espaciamiento máximo .....	44
3.4.13	Instalación de pernos .....	45
3.5	Aspectos relativos al comportamiento de los elementos en la conexión .....	46
3.5.1	Elementos sometidos a compresión .....	46
3.5.2	Elementos sometidos a flexión .....	47
3.5.3	Elementos sometidos a corte .....	48
3.5.4	Elementos sometidos a tracción .....	48
3.5.5	Bloque de cortante .....	51
4.	Materiales y metodología.....	52
4.1	Descripción del proyecto .....	52
4.2	Descripción del sistema estructural.....	54
4.3	Códigos y reglamentos.....	54
4.4	Materiales .....	55
4.5	Cargas de cálculo .....	56
4.5.1	Carga muerta debido al peso propio de la estructura .....	56
4.5.2	Cargas de viento .....	56
4.6	Combinaciones de carga .....	57
4.7	Modelación de la estructura.....	57
4.8	Cargas aplicadas.....	57
4.8.1	Sistemas de cargas verticales .....	57
4.8.2	Carga horizontal (Sísmica) .....	58
4.8.3	Combinación de cargas.....	59
4.8.4	Aplicación de cargas .....	60
4.9	Resultados obtenidos .....	62
4.9.1	Diagrama de deformaciones .....	62
4.9.2	Diagrama de cortantes y momentos .....	62
4.9.3	Resultados obtenidos en los elementos.....	64
4.10	Desarrollo de cálculos .....	68
4.10.1	Zonificación sísmica y factor de zona .....	68
4.10.2	Geología local y factores de diseño.....	69
4.10.3	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones .....	71
4.10.4	Espectro elástico de diseño en desplazamiento .....	73
4.10.5	Categorías de edificios y coeficiente de importancia.....	74
4.10.6	Factor de reducción de resistencia sísmica .....	75



4.10.7	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	76
4.10.8	Reducción de las fuerzas de diseño.....	78
4.10.9	Corte basal.....	79
4.11	Diseño de columna a flexo compresión .....	80
4.12	Diseño de placa base en columna del sistema smf.....	86
4.12.1	Resistencias requeridas .....	86
4.12.2	Configuración de placa base.....	89
4.12.3	Configuración de barras de anclaje .....	90
4.12.4	Fuerzas en la placa base .....	91
4.12.5	Fuerzas resultantes.....	93
4.13	Conexiones utilizadas en el sistema.....	96
4.13.1	Conexión columna – cercha .....	96
4.14	Conexión placa base - columna.....	98
4.15	Consideraciones de montaje.....	101
4.15.1	Método de montaje.....	102
5.	Resultados y discusión.....	104
6.	Conclusiones.....	106
	Referencias .....	108

DISEÑO DE UNA CUBIERTA DE  
ESTRUCTURA METÁLICA CON  
CONEXIONES EMPERNADAS PARA  
EL ÁREA DE ALMACENAMIENTO DE  
COMBUSTIBLES EN LA INDUSTRIA  
PAPELERA

AUTOR(ES):

CRISTIAN PAÚL ARIAS REYES  
CALLE MÉNDEZ LUIS GEOVANNY

## RESUMEN

---

El objetivo del siguiente trabajo es diseñar una cubierta de estructura metálica con conexiones empernadas para el área de almacenamiento de combustibles de la industria papelera, con la finalidad de proteger equipos y componentes mecánicos y electrónicos, que por su exposición a la intemperie sufre daños considerables.

La investigación que se ha desarrollado es de tipo práctico, considerando que puede ser construido si la empresa así lo considerase, según la necesidad planteada de la empresa, se ha optado por un tipo de estructura empernada, ya que el área donde se construirá es altamente inflamable (área de combustibles), desde la placa base hasta la cumbrera deben tener conexiones empernadas. Una vez determinado la geometría del terreno, es primordial realizar un plano inicial para considerar los diferentes elementos que formarán parte de la estructura siendo estos las diferentes placas bases, columnas, vigas principales, viguetas de amarre, correas, elementos de arriostamiento y tensores, los mismos que serán desarrollados y elegidos según las necesidades de cargas y facilidades de montaje.

Hoy en día la tecnología nos ayuda a poder desarrollar la simulación de los diferentes elementos antes mencionados, software que ayudan a tener una mejor visualización y comportamiento de cada uno de los elementos, siguiendo las normas establecidas según la ANSI/AISC 360-10, el Código Ecuatoriano de la Construcción: Peligro Sísmico, Espectro de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseños Sismo-Resistente, Versión publicada en 2015, la Norma NEC-SE-AC.

Durante el trabajo se evidenciará el comportamiento de cada uno de los elementos, además se considerará las conexiones más importantes que actuarán en todo el sistema, siendo estos la conexión placa base columna, columna viga y la conexión en viga-viga (en la cumba de la estructura). Además, algunas consideraciones para el respectivo montaje de los elementos.

---

Palabras clave: Estructura metálica, Conexión empernada.

---

## ABSTRACT

---

The objective of the following work is to design a metal structure cover with bolted connections for the fuel storage area of the paper industry, in order to protect mechanical and electronic equipment and components, which due to their exposure to the weather suffer considerable damage. The research that has been carried out is of a practical nature, considering that it can be built if the company considers it so, according to the need raised by the company, a type of bolted structure has been chosen, since the area where it will be built is highly flammable (combustible area), from the base plate to the ridge must have bolted connections.

Once the geometry of the terrain has been determined, it is essential to carry out an initial plan to consider the different elements that will form part of the structure, these being the different base plates, columns, main beams, tie beams, purlins, bracing elements and tensioners, they will be developed and chosen according to the needs of loads and assembly facilities.

Today technology helps us to be able to develop the simulation of the different elements mentioned above, these software help to have a better visualization and behavior of each one of the elements, following the norms established according to ANSI/AISC 360-10, the Ecuadorian Construction Code: Seismic Hazard, Design Spectrum and Minimum Calculation Requirements for Earthquake-Resistant Designs, Version published in 2015, the NEC-SE-AC Standard.

During the work, the behavior of each one of the elements will be evidenced, in addition the most important connections that will act in the entire system will be considered, these being the column base plate connection, beam column and the beam-beam connection (at the top of the structure). In addition, some considerations for the respective assembly of the elements.

Keywords: Metallic structure, Bolted connection.

# 1. INTRODUCCIÓN

---

Dentro de la industria la utilización de naves industriales forma un papel muy importante, ya que, en temas de costos, reducción de tiempos de fabricación, alturas consideradas para almacenaje y vida útil, hace que la construcción en hierro sea rentable. En nuestro país además que, en la industria, la construcción con perfiles normados (tubos cuadrados, rectangulares, IPN, UPN) y por estructuras reticuladas (vigas, cerchas armadas) forma parte ya de una alternativa de construcción junto a la tradicional (hormigón), logrando considerarse una gran alternativa por disminución de desperdicios y sobre todo por la disminución de tiempos en trabajos paralelos (paredes, losas), lo que da garantía además de el trabajo desarrollado es el Código Ecuatoriano de la Construcción NEC-SE-DS, en donde se caracteriza por el análisis respectivo con relación al Peligro Sísmico, el Espectro de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseños Sismo-Resistente.

En el presente trabajo se presenta un análisis con relación a una nave industrial, esta estructura tiene una característica especial ya que va a ser emplazada en un área donde existe agentes inflamables (área de almacenamiento de combustibles), por lo mismo dificulta realizar cualquier trabajo en caliente, es decir imposible utilizar conexiones soldadas, uso de equipos que realicen cualquier tipo de chispa como son: las amoladoras, oxicorte, plasma.

Es por eso que se opta por la utilización de conexiones precalificados, las mismas que se pueden encontrar en la norma ANSI/AISC 358-16, en donde se plantea varias juntas que han sido aprobadas para utilizar en diversas estructuras por medio de conexiones empernadas.

Obteniendo resultados del diseño y análisis en software especializados, concluyendo que la estructura diseñada deberá tener la capacidad de soportar las diferentes cargas del sistema y la conexión efectuada en la cara de la columna debe ser como mínimo el 80% del momento plástico.

---

## 2. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

---

La industria papelera generalmente tiene destinada un área de almacenamiento de combustibles para la alimentación de los sistemas de combustión de las máquinas térmicas que disponen en la planta de fuerza, esta área se encuentra expuesta a la atmosfera y como consecuencia todos los equipos y componentes del sistema de bombeo y transporte de combustible están afectados por la caída de granizo, lluvias y contaminación atmosférica del sector.

Este proyecto busca realizar el diseño estructural empleando técnicas de conexiones empernadas con la finalidad de proteger los activos instalados actualmente y debido a la inflamabilidad de los combustibles almacenados no se pueden realizar trabajos de soldadura y/o corte oxiacetilénico.

## 3. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

### 3.1 ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA NAVES INDUSTRIALES

#### Introducción

Las estructuras metálicas tienen un gran campo de aplicación en la industria como en el área de la construcción ya sea en edificaciones de acero e instalaciones industriales. Las edificaciones de acero se caracterizan por ser estructuras multinivel de baja, media y gran altura, cuya distribución reticular de columnas están limitadas a requerimientos de rigidez, resistencia y uso arquitectónico. Pueden incorporar ascensores o escaleras para la conexión de los entresijos y el traslado de personas. En estos sistemas estructurales el comportamiento estable del conjunto ante cargas laterales está condicionado por la rigidez de los diafragmas que pudieran establecerse (ANSI/AISC, 2016).

Por otro lado, las naves industriales están representadas por un sistema estructural adaptable a una variedad de aplicaciones, entre las características más relevantes tenemos:

- **Naves industriales para almacenamiento:** Disponen de grandes áreas de cubierta de un solo nivel, la separación entre las columnas permite grandes espacios libres de obstrucciones.
- **Naves industriales de gran resistencia:** Están expuestas a cargas dinámicas e impacto aplicadas en puentes grúas, para el transporte de materiales en las líneas de producción, área de mantenimiento.
- **Naves industriales de gran servicio y fatiga:** Incorporan mezzaninas destinadas a la instalación de equipos estáticos y dinámicos.

En naves industriales se debe definir y diferenciar los sistemas resistentes ante cargas de viento o sismo y los sistemas auxiliares como vigas secundarias, carrileras y correas que cumplen funciones alternas.

Las especificaciones ANSI/AISC 341-2016, clasifica en dos grupos a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero, véase **Tabla 1**. Los sistemas de pórticos a momento se caracterizan por tener un comportamiento gobernado principalmente por la flexión, mientras que los sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte dependen de las fuerzas axiales o el corte.

**Tabla 1.** Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero

Sistemas estructurales	Tipos		
<b>Sistemas de pórticos a momento</b>	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF		
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF		
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF		
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, SMTF		
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS		
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS		
<b>Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte</b>	Pórticos	ordinarios	arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos	especiales	arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF		
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF		
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW		

Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCCION, 2016.

Los pórticos no arriostrados: especiales (SMF), intermedios (IMF) y ordinarios (OMF) están definidos por la especificación ANSI/AISC 360-2016, en función al grado de comportamiento dúctil que se considera en el diseño, fundamentalmente se diferencian entre ellos porque se diseñan con distintos niveles de capacidad de rotación inelástica en las rotulas plásticas.



## 3.2 CONEXIONES EN NAVES INDUSTRIALES

Para la unión de los miembros estructurales en una nave industrial, se pueden desarrollar los tipos de conexiones que se observan en la Figura 1 y se detallan a continuación:

- Viga a columna
- Placa base y anclajes
- Empalmes a columnas
- Viga a viga
- Arriostramientos a viga y columna en pórticos longitudinales
- Arriostramientos a viga y columna en cubiertas y mezzaninas
- Correas de cubierta a vigas
- Tensores a vigas y correas

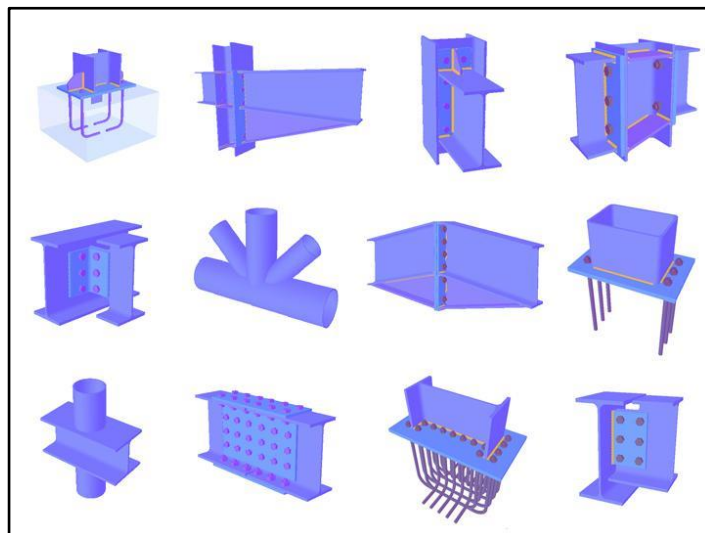
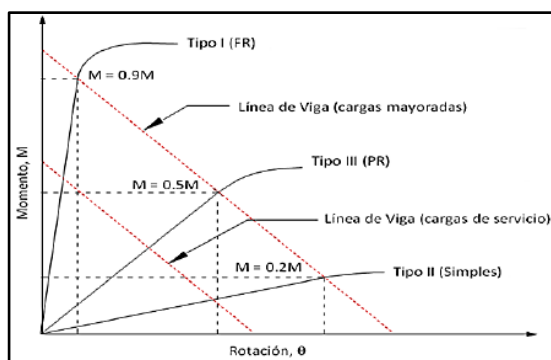


Figura 1 Conexiones en nave industrial. Fuente: Buildsoft. (<https://www.buildsoft.eu/es>)

El comportamiento de las conexiones en estructuras está dado por la rigidez de las mismas, en este sentido las conexiones simples tienen hasta un 20%, las conexiones parcialmente rígidas entre un 20 al 90% y las conexiones totalmente rígidas mayor al 90% de la rigidez total, en la **Figura 2** se puede observar el comportamiento descrito.



**Figura 2** Grafica rotación momento de la conexión metálica. Fuente:

Las conexiones en este tipo de estructura metálica deben ser diseñadas y detalladas considerando que para los estados límites involucrados tienen mayor capacidad resistente que los miembros a quien conectan. Por tal razón, debe comprenderse que en un sistema estructural las conexiones definen las condiciones de rigidez y resistencia del conjunto como también condicionan el desempeño estructural incluyendo incursión inelástica y disipación de energía ante eventos sísmicos (ANSI/AISC 358, 2016).

### 3.2.1 CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

Las conexiones empleadas en estructuras metálicas pueden ser conexiones apernadas y soldadas, a continuación, en la **Tabla 2** se presenta una subclasificación:

**Tabla 2.** Subclasificación de las conexiones para estructuras de acero.

Criterio	Tipos
<b>Por la fuerza que transmiten</b>	Fuerza cortante (conexión flexible)
	Fuerza cortante y momento flexionante (Conexión rígida o semi rígida)
	Fuerzas internas de tensión y compresión (armaduras y contraventeos)
<b>Por el lugar de fabricación</b>	Conexiones de taller (fabricación completa de la estructura en el taller)
	Conexiones de campo (Fabricadas en el taller y armadas en el sitio de la obra)
	Conexiones por fricción

Por el mecanismo de resistencia de la conexión

Conexiones por aplastamiento

Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 5ta ed. (2018).

### 3.2.2 TIPOS DE CONEXIONES

- **Las conexiones simples:** de vigas se deben diseñar como flexibles y dimensionarse solo para reacciones de corte, deben ser capaces de soportar las rotaciones de esas vigas en sus extremos, ver **Figura 3**. Está permitido que este tipo de conexiones desarrollen algo de deformación inelástica, pero auto limitante, para acomodar las rotaciones determinadas por el análisis de la estructura, estas conexiones presentan una rigidez flexional menor a  $2 EI/L$  de la viga, (ANSI/AISC 360-16).

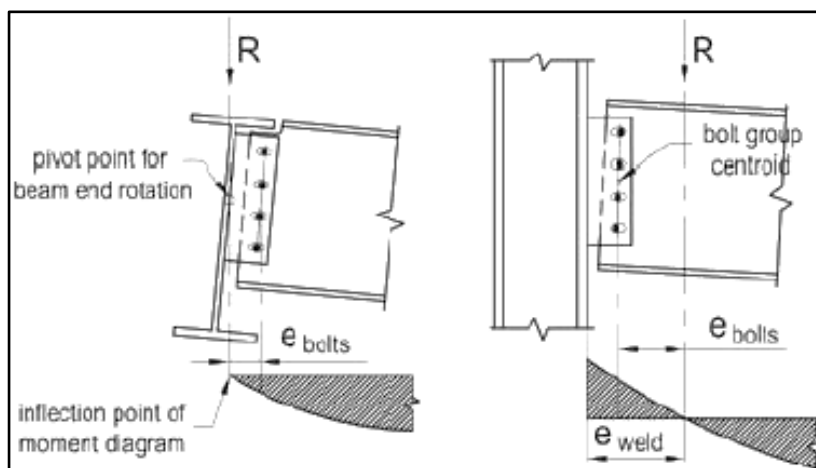


Figura 3 Conexiones simples de perfiles alma abierta. Fuente: Autores, 2022.

Las conexiones simples a tracción y/o compresión simple son empleadas en arriostramientos, tensores y elementos de estabilización lateral del sistema primario de la estructura.

- **Conexiones de momento:** Este tipo de conexiones deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidas por la rigidez de las conexiones. De acuerdo al código AISC 360-16 se permiten los siguientes tipos de conexiones a momento: completamente restringidas y parcialmente restringidas.
- **Conexiones de momento, completamente restringidas (FR):** este tipo de conexión transmite momento flector con una rotación despreciable entre los miembros que se conectan. Para el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión FR tendrá suficiente resistencia y rigidez

para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes. Generalmente se considera que la rigidez flexional de la conexión sea igual o mayor a  $20 EI/L$ .

- **Conexiones de momento, parcialmente restringidas (PR):** este tipo de conexión presentan una capacidad para transmitir momento flector, la rotación entre los miembros que se conectan no es despreciable. En el análisis de la estructura se debe incluir la relación fuerza deformación de la conexión. Los miembros componentes de una conexión PR tendrán suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes. Esta condición se presenta con conexiones cuya rigidez flexional esté comprendida entre  $20 EI/L$  y  $2 EI/L$ .

Una vez presentados los tipos de sistemas estructurales sismorresistentes para estructuras de acero y los tipos de conexiones viga-columna de acuerdo a la norma AISC 341-16, en la **Tabla 3**, se presenta una comparativa de los requerimientos de diseño para las tres categorías de pórticos no arriostrados.

**Tabla 3** Comparación de requerimientos de diseño para pórticos no arriostrados

Requerimiento	Categoría		
	Especial	Intermedio	Ordinario
<b>Factor R</b>	8	4.5	3.5
<b>Capacidad de rotación plástica en rótulas</b>	0.03	0.01	---
<b>Distorsión de piso en las conexiones</b>	0.04	0.02	---
<b>Conexiones viga-columna</b>	Precalificada o verificación experimental	Precalificada o verificación experimental	No
<b>Zonas protegidas</b>	Extremo de la viga	Extremo de la viga	No
<b>Verificación de panel nodal</b>	Si	No	No
<b>Relación ancho-espesor</b>	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	No

<b>Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas</b>	Si	No	No
<b>Restricción lateral en nudos</b>	Si	Si	No
<b>Restricción lateral en columnas</b>	Si	Si	No
	$L_b = 0.095r_y \frac{E}{F_y}$	$L_b = 0.19r_y \frac{E}{F_y}$	

**Fuente:** CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 5ta ed. (2018).

### 3.3 CONEXIONES PRECALIFICADAS A MOMENTO

Para el diseño de conexiones precalificadas, la norma ANSI/AISC-358 indica que se deben considerar los siguientes parámetros:

- Factor de resistencia
- Localización de la rótula plástica
- Máximo momento en la rótula plástica
- Placas de continuidad
- Zonas de panel
- Zona protegida

La unión de los elementos en un sistema estructural se realiza mediante conexiones, generalmente se emplean conexiones precalificadas las cuales han sido validadas mediante estudios y ensayos para comprobar si cumplen con los requerimientos de resistencia y deformación. Existen casos que de acuerdo al tipo de estructuras los diseñadores o calculistas diseñan conexiones particulares las cuales son probadas experimentalmente y con el transcurso del tiempo se van realizando validaciones que permiten utilizarlas en futuros sistemas estructurales.

La norma ANSI/AISC 358-16 nos presenta las conexiones precalificadas que se emplean en sistemas estructurales especiales e intermedios a momento, véase

**Tabla 4.**

**Tabla 4** Conexiones precalificadas a momento

Tipo de conexión	Sistema
Reduced beam section (RBS)	SMF, IMF
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	SMF, IMF
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	SMF, IMF
Bolted flange plante (BFP)	SMF, IMF
Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)	SMF, IMF
Kaiser bolted bracker (KBB)	SMF, IMF
ConXtech Con XL moment connection (ConXL)	SMF, IMF
SidePlate moment connection (SidePlate)	SMF, IMF
Simpson Strong-Tie Strong Frame moment connection	SMF, IMF
Doblue-tee moment connection	SMF, IMF

**Fuente:** ANSI/AISC 358 Prequalified Connections for special and Intermediate Steel Moment Frames for Siesmic Applications (2018)

### 3.3.1 CONEXIÓN DE MOMENTO REDUCED BEAM SECTION (RBS)

En este tipo de conexión se recortan porciones de las alas de la viga en la región adyacente a la conexión viga-columna. En este tipo de conexiones se busca que la fluencia y la formación de la rótula plástica se de en la zona reducida de la viga, véase Figura 4.

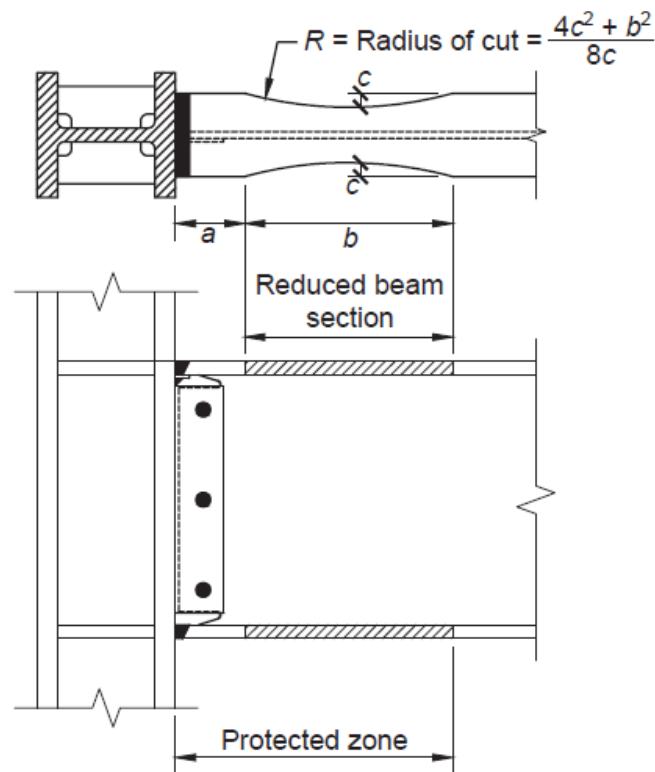


Figura 4 Conexión de viga de sección reducida. Fuente: ANSI/AISC 358, 2016

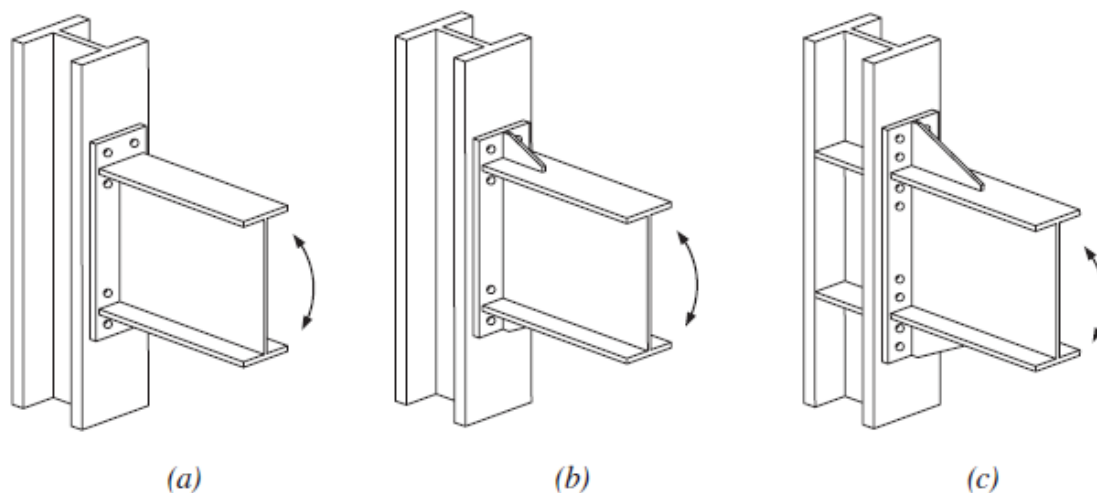
### 3.3.2 CONEXIÓN DE MOMENTO BOLTED UNSTIFFENED AND STIFFENED EXTEND END-PLATE

Las uniones se apernadas se fabrican soldando una placa al extremo de la viga y se empernan con el ala del perfil de la columna, en la Figura 5 se visualizan los tres tipos de conexiones apernadas precalificadas de acuerdo a la norma ANSI/AISC 341.

El comportamiento de este tipo de conexiones se puede controlar mediante:

- La flexión de la sección de la viga
- La flexión de las placas externas
- La elasticidad de la zona de panel de la columna
- La rotura a tracción de los pernos
- La rotura a cortante de los pernos
- La rotura de las juntas soldadas

Los criterios de diseño consideran la resistencia suficiente en todos los elementos de la conexión para que la deformación inelástica de la conexión se alcance mediante la fluencia de la viga.

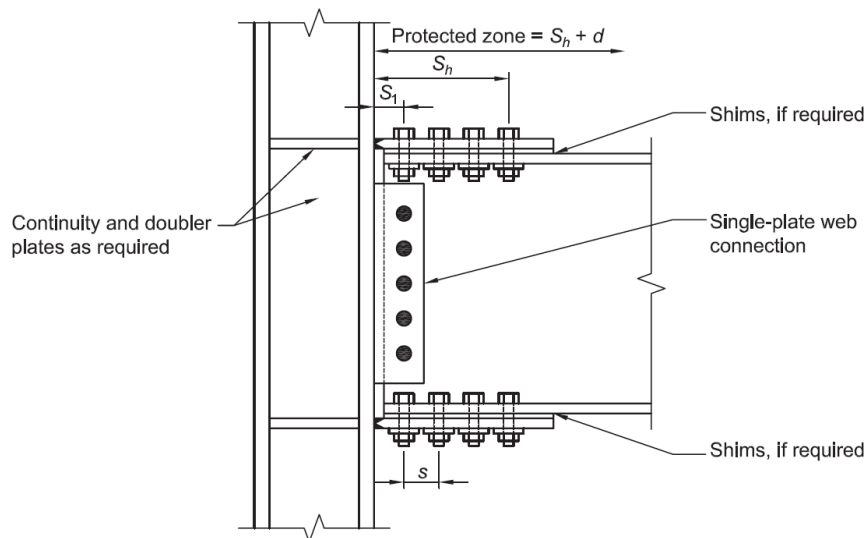


**Figura 5** Configuraciones de uniones apernadas (a) 4 pernos sin rigidizador; (b) 4 pernos con rigidizador, 4ES; (c) 8 pernos con rigidizador, 8ES. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

### 3.3.3 CONEXIÓN DE MOMENTO BOLTED PLANGE PLATE (BFP)

En este tipo de conexiones se emplean placas soldadas a las alas de la columna llamadas bridas y son apernadas a las alas y el alma de la viga, la placa inferior y superior deben ser iguales, véase Figura 6 . Las placas son soldadas con soldadura de ranura CJP y los pernos empleados en este tipo de conexión son de alta resistencia. La formación de la rótula plástica se produce en la viga en la región cercana al extremo de las placas que se emplean como bridas.



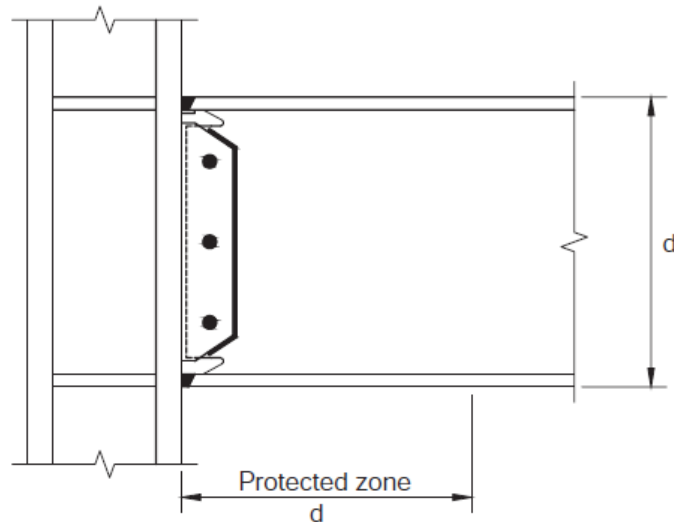


**Figura 6** Conexiones de momento con placa de brida empernada. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

### 3.3.4 CONEXIÓN DE MOMENTO WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (WUF-W)

En este tipo de conexión (ver Figura 7 ) la rotación inelástica se produce principalmente por la fluencia de la viga en la región adyacente al ala de la columna. La rotura de la conexión está controlada por requerimientos especiales de detalle tales como:

- La soldadura que une las alas de la viga con el ala de la columna
- La soldadura que une el alma de la viga con el ala de la columna
- La forma y el acabado de los agujeros para acceso de la soldadura



**Figura 7** Conexión de momento tipo ala soldada sin refuerzo y alma soldada WUF-W. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

### 3.3.5 CONEXIÓN DE MOMENTO KAISER BOLTED BRACKET (KBB)

En este tipo de conexiones se emplean ménsulas de acero fundido de alta resistencia las cuales se fijan sobre las alas de la viga y el ala de la columna, la fijación de la ménsula a la viga puede ser soldada (serie W) o apernada (serie B), véase Figura 8. Se pretende que en estas conexiones el cizallamiento y la formación de las rotulas plásticas se produzca principalmente en el extremo de la ménsula de la viga lejos del ala de la columna.

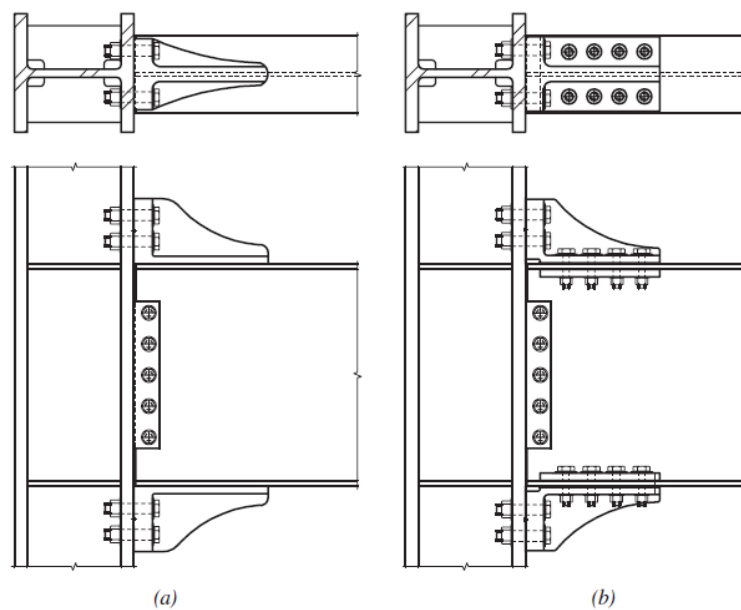


Figura 8 Conexiones de momento con ménsula apernada. (a) Conexiones serie W; (b) Conexiones serie B. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

Existen cinco tipos de configuraciones cuando la ménsula es soldada al ala de la viga, véase Figura 9 y dos tipos de configuraciones cuando la ménsula es apernada al ala de la viga, véase Figura 10.

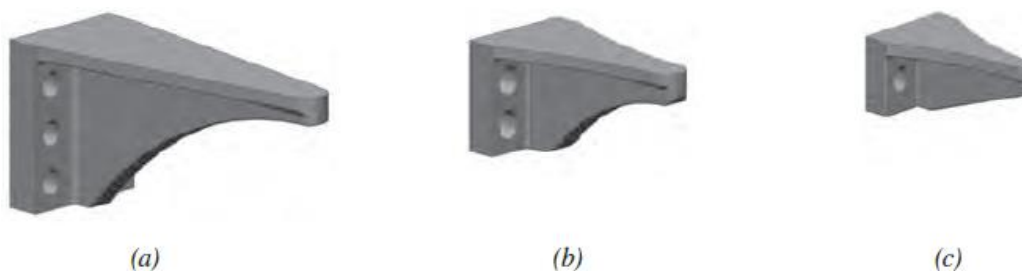


Figura 9 Conexiones KBB, configuraciones serie W: (a) seis pernos, W1.0; (b) cuatro pernos, W2.0 y 2.1; (C) dos pernos, W3.0 y W3.1. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

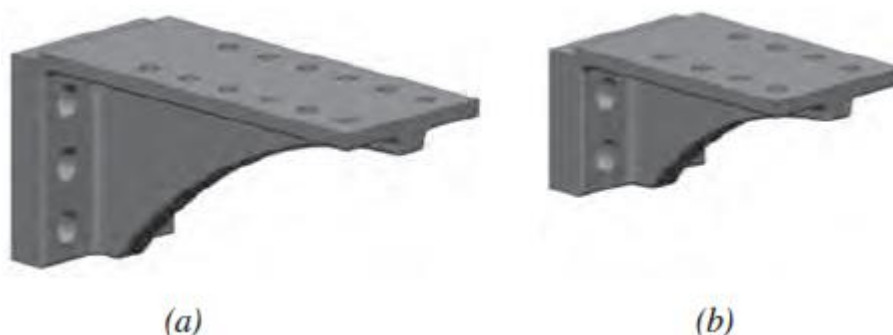
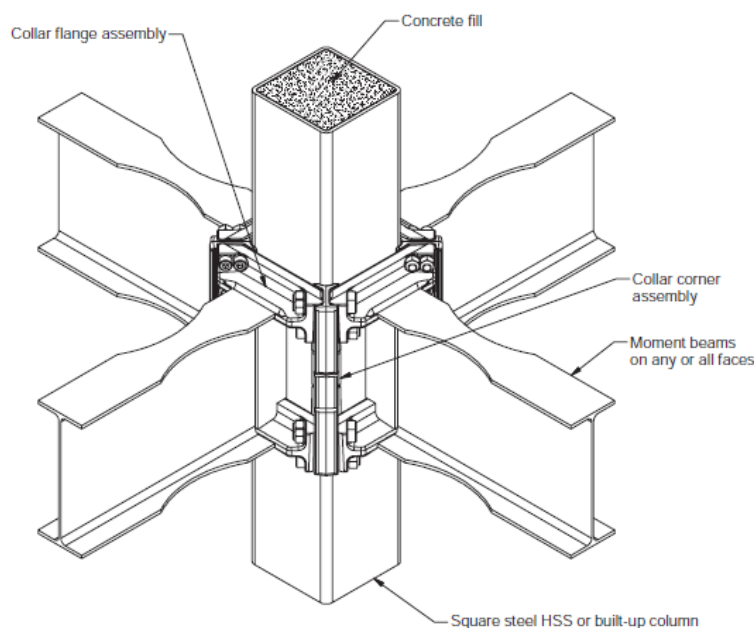


Figura 10 Conexiones KBB, configuraciones serie B: (a) seis pernos, B1.0; (b) cuatro pernos, B 2.1. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

### 3.3.6 CONEXIONES DE MOMENTO CONXTECH CONXL

Este tipo de conexión permite conectar vigas de ala ancha a columnas HSS de 400 mm rellenas de hormigón empleando un conjunto de collarín de alta resistencia apernado en el lugar de la obra. De ser necesario se emplean vigas de sección reducida para cumplir con el criterio de viga fuerte columna débil, ver Figura 11.



**Figura 11** Conexión de momento ConXL. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

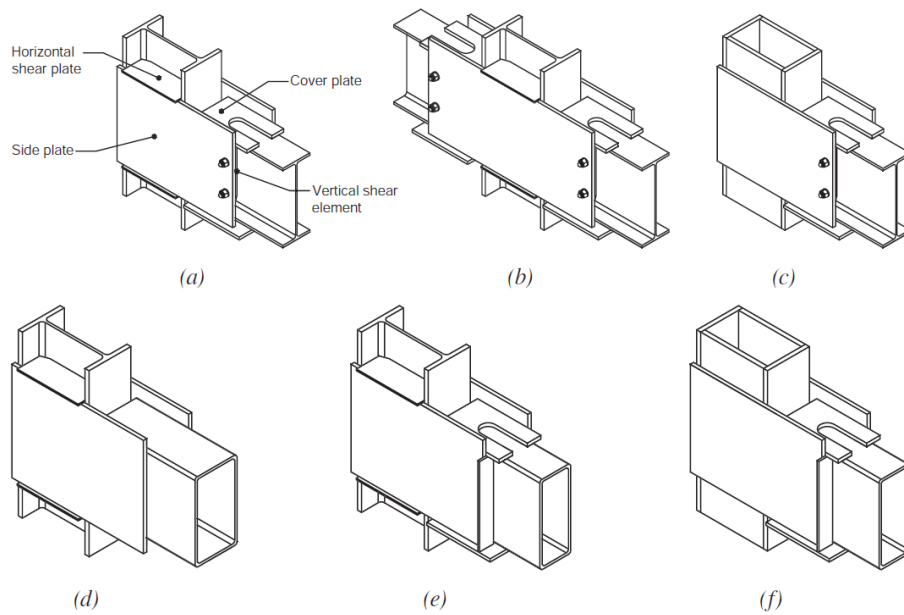
El comportamiento de este tipo de conexiones está controlado por la flexión de las vigas adyacentes al conjunto del collarín. La fluencia y la formación de la rótula plástica se produce dentro de la sección de la viga reducida.

### 3.3.7 CONEXIONES DE MOMENTO SIDEPLATE

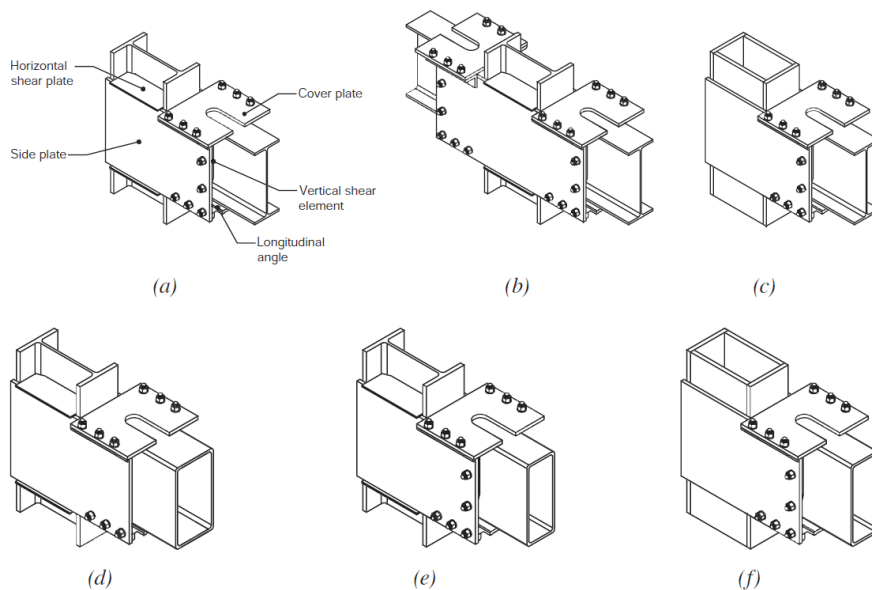
En este tipo de conexiones se emplean placas laterales para conectar la viga a la columna, producto de esto queda una separación entre la cara del ala de la columna y el extremo de la viga. Las vigas utilizadas en estas conexiones pueden ser de perfiles laminados o construidas en taller, así como también de secciones estructurales huecas (HSS). Las columnas pueden ser perfiles laminados o construidas en taller, las secciones estructurales huecas (HSS) se utilizan para aplicaciones uniaxiales. Para aplicaciones biaxiales se emplean secciones cruciformes embridadas. En la Figura 12 se presentan las configuraciones de conexiones de momento con placa lateral soldadas en campo y en la Figura 13 las conexiones apernadas, las mismas se detallan a continuación:

- Viga – columna de ala ancha uniaxial
- Viga – columna de ala ancha biaxial
- Viga de ala ancha con columna HSS o de caja construida
- Viga HSS sin placas de cubierta a columna de ala ancha

- Viga HSS con placas de cubierta a columna de ala ancha
- Viga HSS con placas de cubierta a columna HSS o de caja construida



**Figura 12** Conexiones de momento con placa lateral soldadas en campo. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016



**Figura 13** Conexiones de momento con placa lateral apornadas. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

La formación de la rótula plástica en este tipo de conexiones está pensada que se produzca principalmente en la viga lejos de la cara de la columna en una región más allá del extremo de la placa lateral.

### 3.3.8 CONEXIONES DE MOMENTO SIMPSON STRONG-TIE STRONG FRAME

Es un tipo de conexión apernada parcialmente restringida en la cual para conectar la viga a la columna se emplea una placa de corte y un componente en T conocido como fusible estructural Yield-Link para la transferencia de momento, la misma que se atornilla al ala de viga como al ala de la columna, ver Figura 14. La placa de corte está diseñada con tres agujeros, el agujero central es estándar mientras tanto los agujeros de los extremos son ranurados. Los agujeros en el ala de viga son estándar, lo que permite evitar la transferencia de momento a través de la conexión de la placa, ver Figura 15.



Figura 14 Conexión de momento Strong Frame, Fuente: Blog Estructural Engineering, 2017

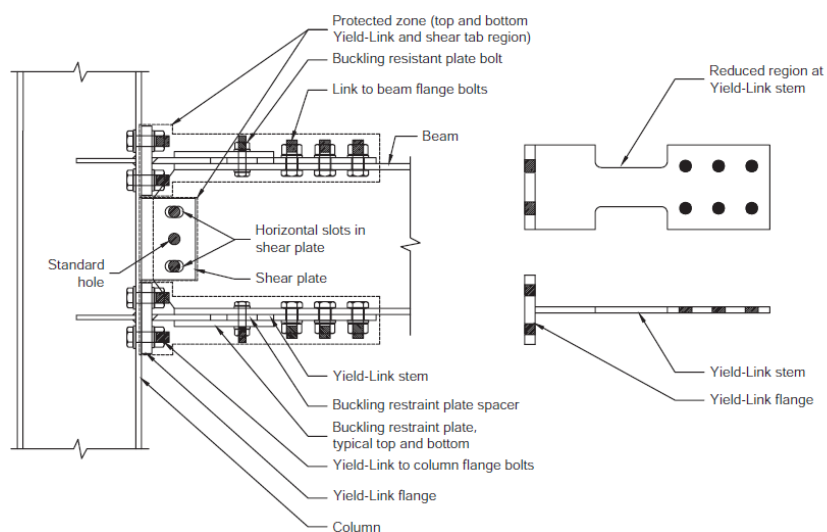


Figura 15 Conexión de momento Simpson Strong-Tie Strong Frame. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

El diseño de la conexión está basado en la capacidad, en el cual la respuesta sigue siendo elástica bajo combinaciones de carga factorizadas y la demanda sísmica de rotación inelástica está limitada por el comportamiento inelástico de los miembros de la conexión.

### 3.3.9 CONEXIONES DE MOMENTO DOUBLE-TEE

Son conexiones apernadas que utilizan un componente en T doble para la unión de la viga con el ala de la columna mediante pernos de alta resistencia. Los conectores en T tanto el superior como inferior deben ser iguales, para la unión del alma de la viga con la columna se emplea una conexión a cortante apernada de una sola placa, ver Figura 16. En este tipo de conexiones se espera que la cizalladura y la formación de la rótula plástica se produzcan en la viga cerca a los extremos de los componentes en T.

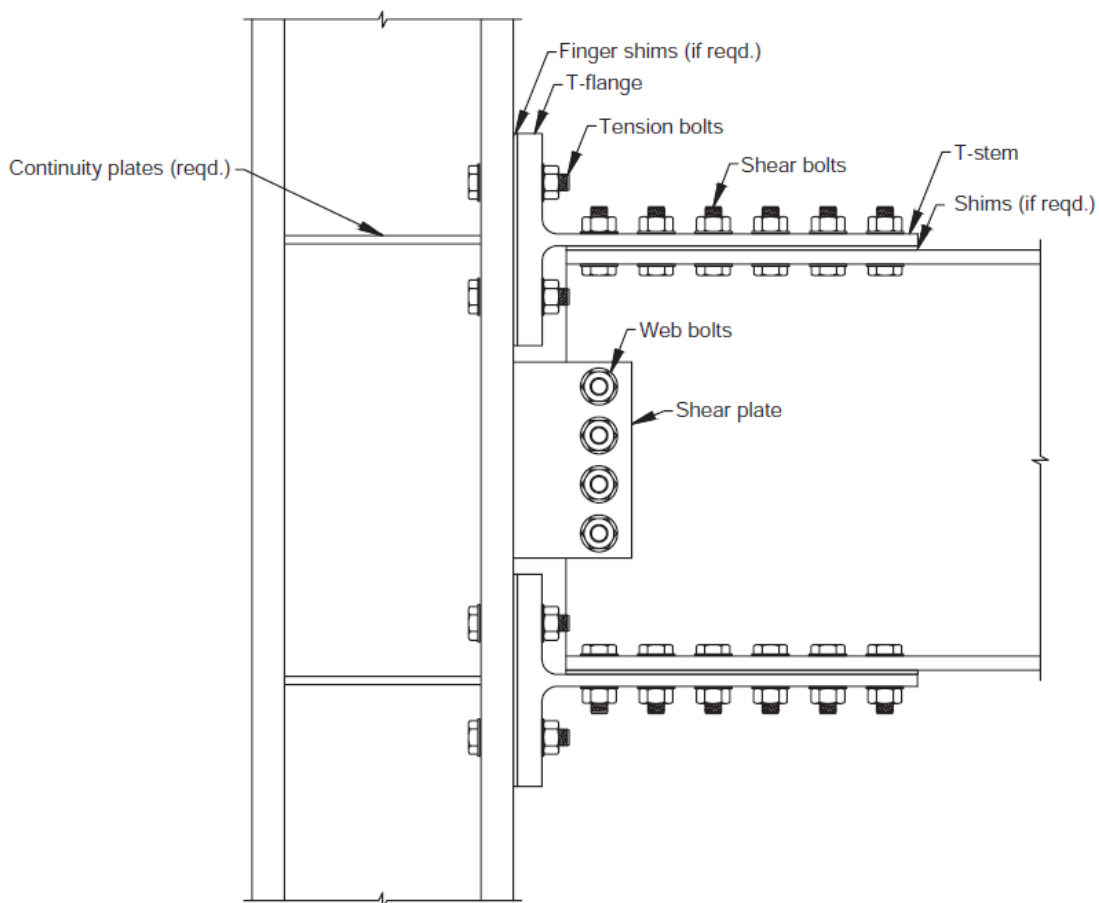


Figura 16 Conexión de momento Doble Tee. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

### 3.3.10 CONEXIÓN DE MOMENTO SLOTTEDWEB (SW)

En este tipo de conexiones el alma de las vigas cuenta con ranuras paralelas y adyacentes al ala de la viga. El comportamiento inelástico de la conexión se produce en las bridas de la viga en la zona de la ranura, así como en el alma de la viga, ver Figura 17 y Figura 18 .

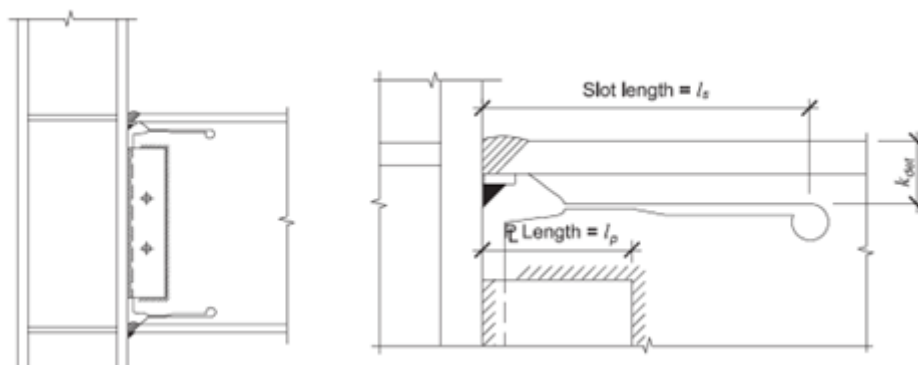


Figura 17 Conexión de momento SLOTTEDWEB. Fuente: ANSI/ASIC 358, 2016

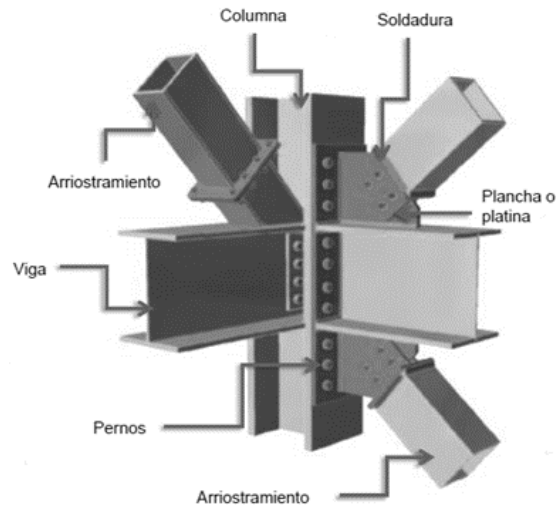


Figura 18 Conexión de momento SLOTTEDWEB. Fuente:

## 3.4 ELEMENTOS DE UNA CONEXIÓN METÁLICA

A diferencia del concreto armado o reforzado, las conexiones en las estructuras de acero necesitan un diseño especial. Una conexión metálica generalmente involucra elementos como: pernos, soldaduras, conectores, planchas u otros perfiles, como transferencia de cargas entre miembros, ver Figura 19

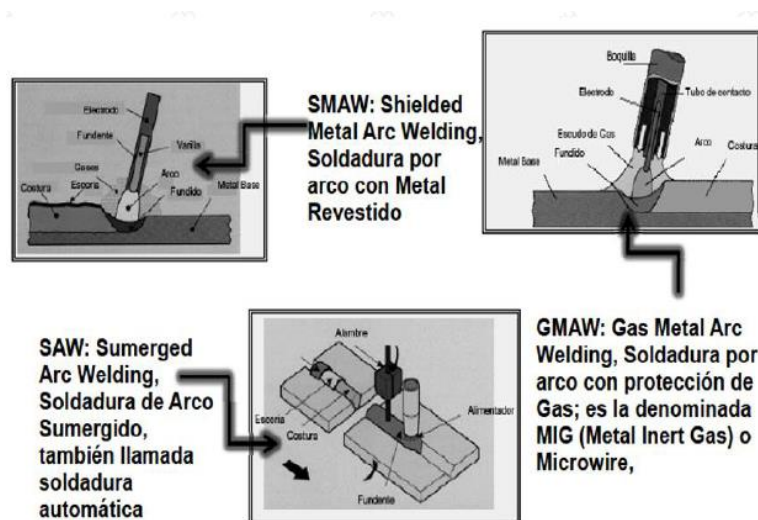




**Figura 19** Elementos de una conexión metálica. Fuente: Autores, 2022

### 3.4.1 SOLDADURA

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. En las soldaduras, el material del electrodo deberá tener las propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base. Como se observa en la Figura 20, existen dos tipos principales de soldadura, con gas y con arco.



**Figura 20** Procesos de soldadura empleados en la fabricación de conexiones. Fuente:

### 3.4.2 PERNOS

Los pernos utilizados para las conexiones de una estructura metálica son de acero al carbono, la norma ANSI/AISC 360 permite el uso de pernos ASTM A307 los cuales son similares a los pernos de máquina ordinarios usados para cargas estáticas de baja sollicitación a corte o tracción, también son usados para montaje.

Los pernos de alta resistencia se pueden usar en conexiones de fricción con pernos pre tensionados o en donde sus pernos son apretados hasta lograr el ajuste en conexiones de aplastamiento que permiten el deslizamiento entre las partes conectadas, ver. La especificación para uniones estructurales con pernos de alta resistencia (RCSC) los agrupa en función de la resistencia del material, bajo la siguiente denominación:

GRUPO A – ASTM F3125/F3125M Grados A325, A325M, F1852 y ASTM A354 Grado BC, ver Figura 21

GRUPO B – ASTM F3125/F3125M Grados A490, A490M, F2280 y ASTM A354 Grado BD, ver Figura 22

GRUPO C – ASTM F3043 y F3111

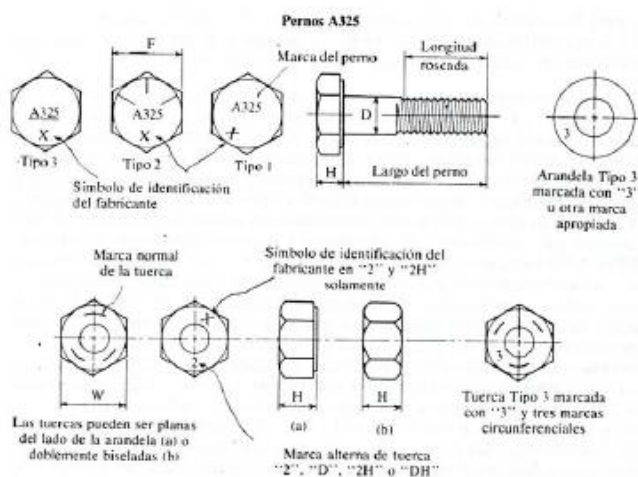
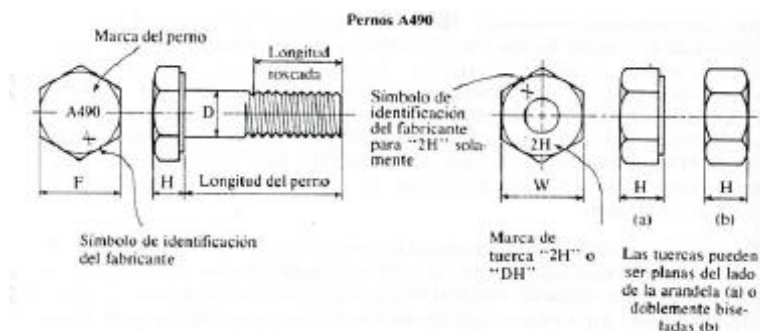


Figura 21 Pernos de alta resistencia ASTM A325



**Figura 22** Pernos de alta resistencia ASTM A490

### 3.4.3 CONEXIONES EMPERNADAS

Explicar las Técnicas de selección de conexiones emperradas, ver la Tabla 5 se presentan las ventajas y desventajas en una conexión emperrada

**Tabla 5** Ventajas y desventajas en conexiones atornilladas

<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
Rapidez de montaje y menor tiempo de ejecución de una obra	Mayor trabajo en taller y se requiere de personal calificado
No se requiere de mano de obra especializada	Cuidado en la elaboración de planos de taller y montaje
Inspección visual sencilla y económica	Mayor precisión (tolerancias +/- 3 mm)
Facilidad para sustituir las piezas deterioradas	Mayor peso de la estructura
Mayor calidad en la obra	

Las formas típicas de fallas que producen en conexiones emperradas son: cortante o tracción en los pernos y aplastamiento o tracción en las placas, como se observa en la Figura 23

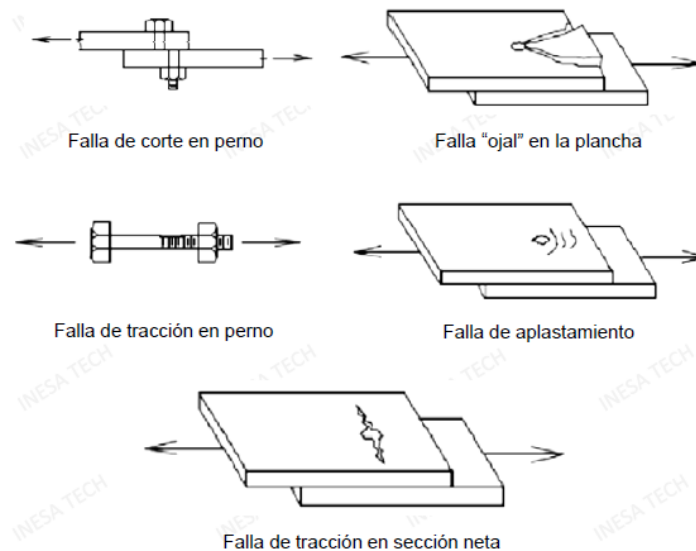


Figura 23 Fallas típicas en una conexión emperrada. Fuente:

### 3.4.4 MÉTODOS DE DISEÑO

Para el diseño de conexiones emperradas se puede emplear el método de Diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD) y el método de diseño en base a esfuerzos admisibles (ASD) los cuales están estipulados en la norma ANSI/AISC 360.

El diseño por factores de carga y resistencia se realizará de acuerdo a la ecuación (1):

$$R_u \leq \phi R_n \tag{1}$$

Donde:

$R_u$  = Resistencia requerida para las combinaciones de carga LRFD

$R_n$  = resistencia nominal

$\phi$  = factor de resistencia

$\phi R_n$  = resistencia de diseño

El diseño en base a los esfuerzos admisibles se realizará de acuerdo a la ecuación 2:

$$R_a = R_n / \Omega \tag{2}$$

Donde:

$R_a$  = Resistencia requerida para las combinaciones de cargas ASD

$R_n$  = esfuerzo nominal

$\Omega$  = factor de seguridad

$R_n/\Omega$  = esfuerzo admisible

En la Tabla 6 se presentan los esfuerzos nominales a tracción y cortante de pernos utilizados en el diseño de conexiones apernadas.

Tabla 6 Esfuerzo nominal de pernos utilizados en conexiones

Descripción del tipo de perno	Esfuerzo nominal a tracción $F_{nt}$ , ksi (MPa)	Esfuerzo nominal a cortante, $F_{nv}$ , ksi (MPa)
A307	45 (310)	27 (186)
A325 Grupo A: cuando la rosca no está incluida en los planos de corte	90 (120)	54 (372)
A325M Grupo A: cuando la rosca está incluida en los planos de corte	90 (620)	68 (469)
A490 Grupo B: cuando la rosca no está incluida en los planos de corte	113 (780)	68 (469)
A490M Grupo A: cuando la rosca está incluida en los planos de corte	113 (780)	68 (469)
F3043 Grupo C: Conjunto de pernos cuando las roscas y la zona de transición del vástago no están excluidas del plano de corte.	150 (1040)	90 (620)
F3043M Grupo C: Conjunto de pernos cuando las roscas y la zona de transición del vástago no están excluidas del plano de corte.	150 (1040)	113 (779)

Fuente: ANSI/AISC 360. Specification for structural Steel Buildings (2016)

### 3.4.5 RESISTENCIA A TRACCIÓN Y CORTE EN PERNOS

La resistencia de diseño a tracción y corte de un perno de alta resistencia está determinada en función de los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte. La resistencia a la tracción que debe soportar el elemento roscado incluye toda tracción que se genera producto del apriete del mismo o del momento que se genere por la deformación de las partes que se conectan, ver Figura 24.



Figura 24 Cargas de tracción en pernos

Para el cálculo de la resistencia a tracción nominal de un perno utilizamos (3):

$$R_n = F_{nt} A_b \quad (3)$$

Donde:

$A_b$ : área bruta del perno

$F_{nt}$ : esfuerzo de tracción nominal

Los coeficientes de los métodos LRFD y ASD, tanto para la resistencia a tracción y a corte, quedan determinados por (4) y (5).

$$\phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad (4)$$

$$\Omega = 2 \text{ (ASD)} \quad (5)$$

Las cargas cortantes a la que está sometido un perno en una conexión se observan en la Figura 25 y para el cálculo de la resistencia a corte nominal utilizamos (6):

$$R_n = F_{nv} A_b \quad (6)$$

Donde:

$A_b$ : área bruta del perno

$F_{nv}$ : esfuerzo de corte nominal

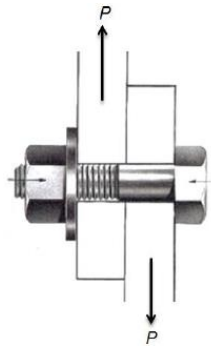


Figura 25 Fuerzas cortantes en una conexión empernada. Fuente:

### 3.4.6 ITERACIÓN DE TRACCIÓN Y CORTE

Un perno bajo una sollicitación combinada de tracción y corte está determinado de acuerdo a los límites de rotura en tracción y corte, mediante la ecuación (7):

$$R_n = F_{nt}' A_b \quad (7)$$

Donde:

$F_{nt}'$  = Esfuerzo de tracción modificado que incluye los efectos del cortante, aplicar (8) y (9).

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\Phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (\text{LFRD}) \quad (8)$$

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (\text{ASD}) \quad (9)$$

$F_{nt}$  = Esfuerzo de tracción nominal

$F_{nv}$  = Esfuerzo de corte nominal

$f_{rv}$  = Esfuerzo requerido de corte

### 3.4.7 RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN CONEXIONES DE TIPO APLASTAMIENTO

Las conexiones de fricción se deben diseñar para evitar el desplazamiento y satisfacer los estados límites en conexiones de tipo aplastamiento, ver Figura 26.

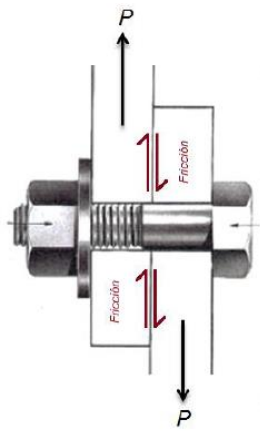


Figura 26 Conexiones de fricción

La resistencia por fricción se calcula mediante la ecuación (10) :

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10)$$

Donde:

$\mu$  = coeficiente de deslizamiento promedio

- 0,30 superficies clase A
- 0,50 superficies clase B

$D_u$  = sobre pretensión media 1.13

$h_f$  = factor por rellenos

- 1.0 cuando han sido agregados para distribuir cargas en el relleno
- 1.0 para un relleno entre partes conectadas
- 0.85 para dos o más rellenos entre partes conectadas

$n_s$  = número de planos de deslizamiento

$T_b$  = Tracción mínima entregada por conector

Existen tres configuraciones de acuerdo al método de diseño empleado, las cuales se detallan en la Tabla 7.

Tabla 7 Coeficientes empleados en cálculo de resistencia a fricción



Configuraciones	Métodos	
	LRFD ( $\phi$ )	ASD ( $\Omega$ )
Para perforaciones de tamaño estándar y de ranura corta perpendiculares a la dirección de la carga	1.0	1.5
Para perforaciones de tamaño y de ranura corta paralelos a la dirección de la carga	0.85	1.76
Para perforaciones de ranura larga	0.70	2.14

Fuente: ANSI/AISC 360. Specification for structural Steel Buildings (2016)

Cuando una conexión de fricción es solicitada a tracción, la resistencia por fricción de la ecuación (7) debe ser multiplicada por un factor  $k_{sc}$  (11) y (12) de acuerdo al método de diseño seleccionado:

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \geq 0 \quad (\text{LRFD}) \quad (11)$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b n_b} \geq 0 \quad (\text{ASD}) \quad (12)$$

Donde:

$T_a$  = carga de tracción requerida debida a las combinaciones de carga ASD, (kN)

$T_u$  = carga de tracción requerida debida a las combinaciones de carga LRFD, (kN)

$n_b$  = número de pernos que transmiten la tracción aplicada

### 3.4.8 SOLICITACIÓN EXCÉNTRICA EN GRUPOS DE PERNOS

Para el análisis de esfuerzos que producen en pernos con solicitación excéntrica en una conexión, ver Figura 27 existen dos métodos que se detalla a continuación:

- Análisis de la resistencia última que se considera que los pernos rotan alrededor de un centro instantáneo de rotación y que el esfuerzo que toma un perno es proporcional a su deformación la que a su vez es proporcional a la distancia al centro instantáneo.
- Análisis elástico tradicional que considera los pernos elásticos y la plancha rígida.

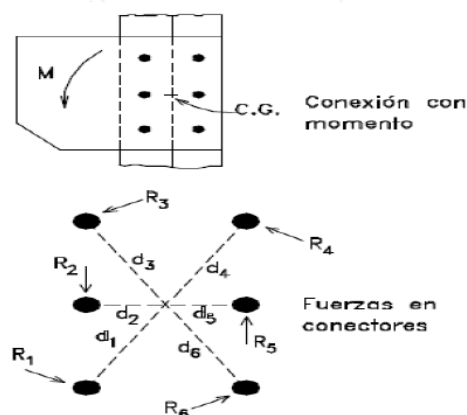


Figura 27 Distribución de pernos en una conexión. Fuente: Autores 2022

Procedimiento para la aplicación del método elástico:

- Calcular las coordenadas del centro de gravedad del grupo de pernos
- Determinar por inspección el perno más solicitado
- Transformar las coordenadas respecto al centro de gravedad
- Determinar las fuerzas en cada perno
- Determinar la resultante y escoger la mayor

### 3.4.9 TIPOS DE AGUJEROS

En la fabricación de las estructuras metálicas con conexiones emperradas, las placas de conexión son fabricadas en taller y de acuerdo a la norma ANSI/AISC 360 se pueden mecanizar los tipos de agujeros que se observan en la Figura 28.



Figura 28 Tipos de agujeros para conexiones empernadas. Fuente:

### 3.4.10 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO Y DESGARRE

Para perforaciones estándar, sobredimensionadas, ranuras cortas cualquiera y ranuras largas paralelas a la dirección de la carga.

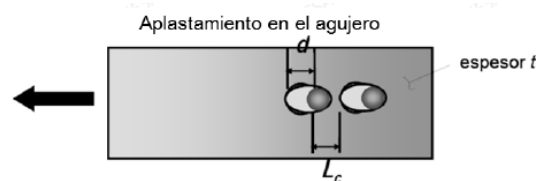


Figura 29 Aplastamiento en placa de conexión. Fuente:

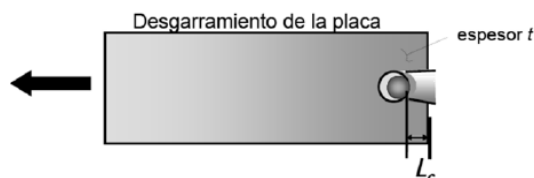


Figura 30 Desgarre en placa de conexión. Fuente:

- Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño:

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad (13)$$

- Cuando la deformación en la perforación del perno bajo las cargas de servicio no se considera en el diseño:

$$R_n = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \quad (14)$$

- Para un perno en una conexión con perforaciones de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u \quad (15)$$

### 3.4.11 ESPACIAMIENTO MÍNIMO

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas o ranuradas, no debe ser menor que 2.7 veces el diámetro nominal  $d$ , del conector, se prefiere una distancia de  $3d$ .

### 3.4.12 DISTANCIAS AL BORDE Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto, ver Figura 31 , debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm, en la Tabla 8 se muestran valores normalizados de la distancia mínima al borde en función del diámetro de perno.

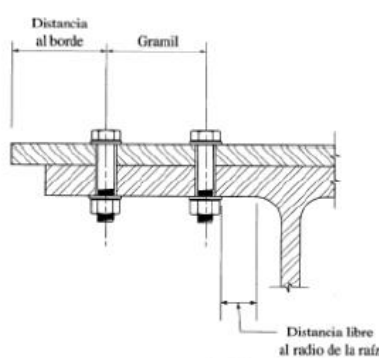


Figura 31 Distancia del centro del perno al borde de la parte conectada. Fuente:

Tabla 8 Distancia mínima al borde desde el centro del agujero al borde de la parte conectada [mm]

Diámetro del perno	Distancia mínima al borde
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34

30	38
36	46
Over 36	1.25 <i>d</i>

Fuente: ANSI/AISC 360. Specification for structural Steel Buildings (2016)

Tabla 9 Valores del incremento de distancia de borde [mm]

Diámetro nominal del conectar	Sobremedida de agujero	Agujeros ranurados		
		Eje largo perpendicular al borde		Eje largo paralelo al borde
		Ranura corta	Ranura larga	
≤ 22	2	3		
24	3	3	0.75 <i>d</i>	0
≥ 27	3	5		

Fuente: ANSI/AISC 360. Specification for structural Steel Buildings (2016)

El espaciamiento longitudinal de los pernos entre los elementos en contacto continuo consistentes en un perfil o dos planchas debe ser la siguiente:

- Para los miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 305 mm.
- Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 180 mm

### 3.4.13 INSTALACIÓN DE PERNOS

Los métodos de instalación de pernos consideran para con el ajuste o apretado (“snug-tight”) instalado usando pocos impactos de una llave de impacto o manualmente y para el pretensado (Pretensión 70% de la capacidad del perno) instalado por métodos controlados, como:

- Vuelta de tuerca
  - 1/3 de giro para  $L_b < 4d_b$
  - 1/2 giro para  $4d_b < L_b < 8d_b$  (o 200 mm)
  - 2/3 de giro para pernos más largos
- Llave calibrada o torquímetro

- Arandelas indicadoras de tensión “DTI”
- Tornillos especiales indicadores de tensión

### 3.5 ASPECTOS RELATIVOS AL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN LA CONEXIÓN

#### 3.5.1 ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

Resistencia por pandeo flexional

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} \quad (16)$$

$$\phi_c = 0.9 \quad (17)$$

Para  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658 \lambda_c^2) F_y \rightarrow \text{Pandeo inelástico} \quad (18)$$

Para  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c} \right) F_y \rightarrow \text{Pandeo elástico} \quad (19)$$

Parámetro de esbeltez, ver Tabla 10

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.5 \quad (20)$$

Donde:

$K$  = Factor de longitud efectiva

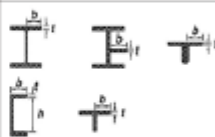
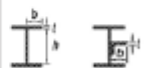


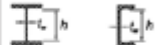

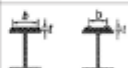


$r$  = radio de giro

$F_y$  = Esfuerzo cedente

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

Tabla 10 Relación Ancho – Espesor en elementos sometidos a compresión

**TABLA B4.1a**  
**Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.**  
**Miembros Sujetos a Compresión Axial**

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor $\lambda_c$ (Esbelto No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No Alisados	1 Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pernos de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	$b/t$	$0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{A_s E}{F_y}}$	
	3 Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pernos de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no alisados	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Alas de secciones T	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Alisados	5 Alas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	$h/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Alas de sobre planchas y planchas diagonales entre líneas de conexión o soldadura	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 Todo elemento alisador	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Tubos circulares.	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: ANSI/AISC 360. Specification for structural Steel Buildings (2016)

### 3.5.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

La resistencia nominal por momento  $M_n$  de los elementos de la conexión, dependiendo de la longitud no arriostrada puede considerarse y limitarse dentro de la capacidad total por momento plástico  $M_p$  o por momento de iniciación de la cedencia  $M_y$ , ver

$$\phi_b M_p = \phi_b Z F_y \quad (21)$$

$$\phi_b M_y = \phi_b S F_y \quad (22)$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (23)$$

Donde:

Z = Módulo plástico

S = módulo elástico

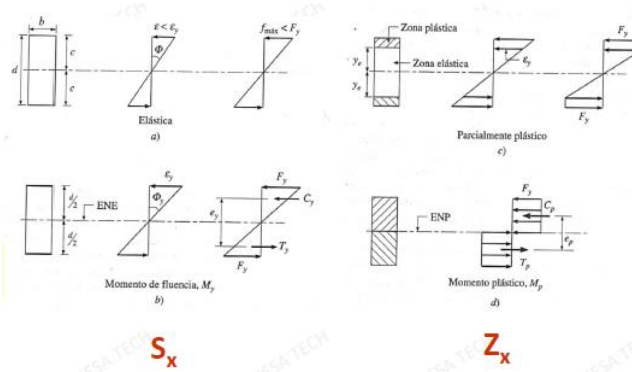


Figura 32 Distribución de esfuerzos en un perfil. Fuente:

### 3.5.3 ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTE

En planchas de conexión, se evalúa el corte por cedencia y fractura.

Cedencia en el área gruesa,  $\phi = 1$

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} \quad (24)$$

Fractura en el área neta,  $f = 0.75$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \quad (25)$$

Donde:

$A_{gv}$  = Área gruesa a corte

$A_{nv}$  = área neta a corte

### 3.5.4 ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

La capacidad resistente de un miembro a tracción debe ser el menor de los siguientes valores:

Cedencia en el área gruesa,  $f = 0.90$ .

$$R_n = F_y A_g \quad (26)$$

Fractura en el área neta,  $f = 0.75$ .

$$R_n = F_u A_e \quad (27)$$

Donde:



$$A_e = UA_n \quad (28)$$

El área neta efectiva está asociada en primera instancia a los agujeros en una conexión que generan un debilitamiento en la misma.

$$A_n = A_g - \sum dt + \sum \frac{S^2 t}{4G} \leq A_g \quad (29)$$

Donde:

$d$  = diámetro de agujero

$t$  = espesor de la plancha

$S$  = paso (separación horizontal)

$G$  = gramil (separación vertical)

Áreas netas según posibles rutas de falla, ver Figura 33.

$$1) \quad A_n = A_g - 2dt \quad (30)$$

$$2) \quad A_n = A_g - 4dt + 2 \frac{S^2 t}{4G} \quad (31)$$

$$3) \quad A_n = A_g - 4dt \quad (32)$$

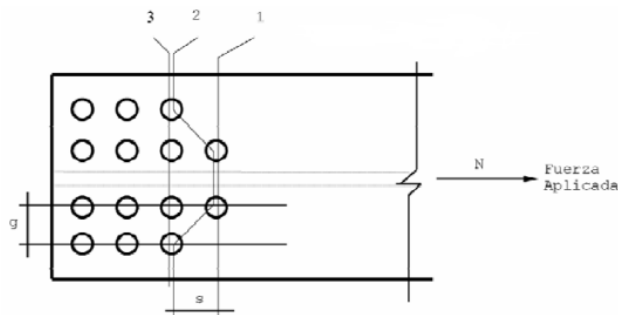


Figura 33 Rutas de fallas. Fuente: Autores 2022

Cuando se verifican planchas o platinas con una geometría arbitraria y mayor a la requerida por geometría para soldaduras o pernos, como es el caso de los Gusset Plate que se muestran en la Figura 34, se debe aplicar la sección efectiva de Whitmore.

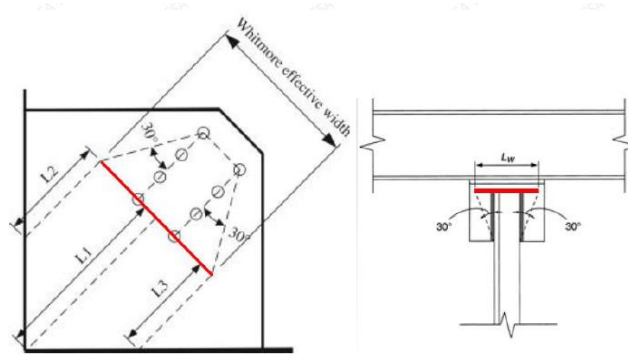


Figura 34 Placas de refuerzo. Fuente: Autores 2022

Cuando unos elementos se conectan y otros, los esfuerzos se producen con un fenómeno conocido como “shear lag”. Este congestionamiento de trayectorias de esfuerzos hace que se desarrollen mayores tensiones y por tanto se vea reducida la eficiencia de la conexión.

$$U = 1 - \frac{X}{L} \quad (33)$$

Donde:

$U$  = coeficiente de reducción, ver Tabla 11

$X$  = excentricidad  $x$  desde el centro de gravedad tributaria del miembro, al plano de contacto entre la placa unión y el elemento, ver Figura 35.

$L$  = longitud de la conexión

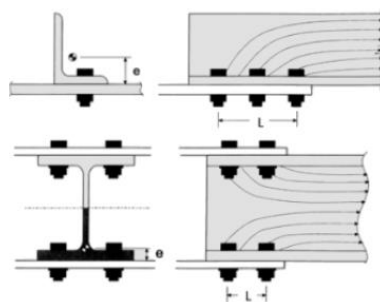


Figura 35 Excentricidad en una conexión. Fuente:

Tabla 11 Factor de corte diferido para Conexiones de Miembros en Tracción

**TABLA D3.1**  
Factor de Corte Diferido para Conexiones de Miembros en Tracción

Caso	Descripción del Elemento	Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección por conexiones o soldaduras (excepto en los Casos 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	—
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga se transmite a otro elemento de los miembros de la sección por conexiones o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)	$U = 1 - R_f / l$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga se transmite por soldadura transversal a otro elemento de la sección.	$U = 1.0$ $A_n = \text{área de los elementos}$	—
4	Plancha donde la carga de tracción es transmitida a través por soldadura longitudinal.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Tubos soldados con soldadura planchavet constante.	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - R_f / l$ $R = D / w$	
6	Tubo Rectangular con soldadura planchavet constante	$l \geq H \dots U = 1 - R_f / l$ $R = \frac{B^2 - 2BH}{4(B + H)}$	
	con dos planchas gavet constantes	$l \geq H \dots U = 1 - R_f / l$ $R = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP o T cortados a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mismo valor)	con una conexión en T o con conexiones por línea en la dirección de carga $D_r \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $D_r < 2/3d \dots U = 0.85$	—
	con otra conexión en T o con conexiones por línea en la dirección de carga	$U = 0.75$	—
8	Angulo simple (SU) en cualquier caso (U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mismo valor)	con o sin conexión por línea en la dirección de carga $U = 0.80$	—
	con o sin conexión por línea en la dirección de carga (con momento de torsión, caso 8B)	$U = 0.80$	—

l = longitud de conexión, en (mm); w = ancho plancha, en (mm); D = diámetro de conexión, en (mm); D\_r = ancho total del tubo rectangular dividido por respecto al plano de conexión, en (mm); H = altura total del tubo rectangular dividido en el plano de conexión, en (mm)

Fuente: ANSI/AISC 360. Specification for structural Steel Buildings (2016)

### 3.5.5 BLOQUE DE CORTANTE

Cuando se efectúa la conexión de un miembro a una plancha de unión a través de cierto número de tornillos de alta resistencia, un bloque rectangular de material en la parte conectada se puede desgarrar, ver Figura 36 . A este fenómeno se le conoce como falla de Bloque cortante y se calcula mediante (34)

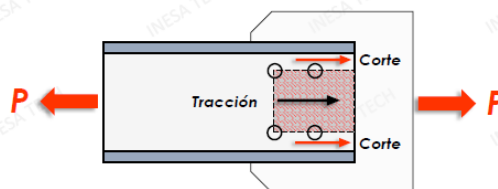


Figura 36 Bloque de corte. Fuente: Autores, 2022

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_{nt} \tag{34}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$U_{bs} = 1 \rightarrow$  cuando la tensión de tracción es uniforme, si no es 0.5

Donde:

$A_{gv}$ : Área total en cortante

$A_{gt}$ : Área total en tracción

$A_{nv}$ : Área neta a corte

$A_{nt}$ : Área neta a tracción

$F_y$ : Tensión cedente mínima especificada

$F_u$ : Tensión última especificada

## 4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

### 4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto del análisis de la cubierta en estructura metálica en el área de almacenamiento de combustible está ubicado en la zona del parque industrial, en la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay, en las calles Cornelio Vintimilla y Carlos Tosi (industrial papelera), la misma que será edificada junto a la planta de fuerza (calderos), en esta zona se encuentra un tanque de almacenamiento de combustible de una altura de 12 metros, además se encuentra bombas de succión.

De acuerdo a las necesidades del establecimiento, se requiere analizar una estructura metálica, la misma que debe ser realizada de dos aguas, debido al lugar en donde se va a construir, es un área inflamable es necesario que la misma tenga uniones empernadas en todas sus juntas.

La altura de las columnas será de 13 metros de alto, esta altura se ha considerado por el tanque de almacenamiento existente en el área. En la Figura 37 se presenta la vista isométrica de la estructura solicitada. La estructura requiere realizar una obra civil para la fabricación de cimientos, contendrá 8 pórticos, los mismos serán fabricados en alma llena, el ensamblado de la estructura se realizará con pernos debido a los productos inflamables que se almacenan en esta área. En la

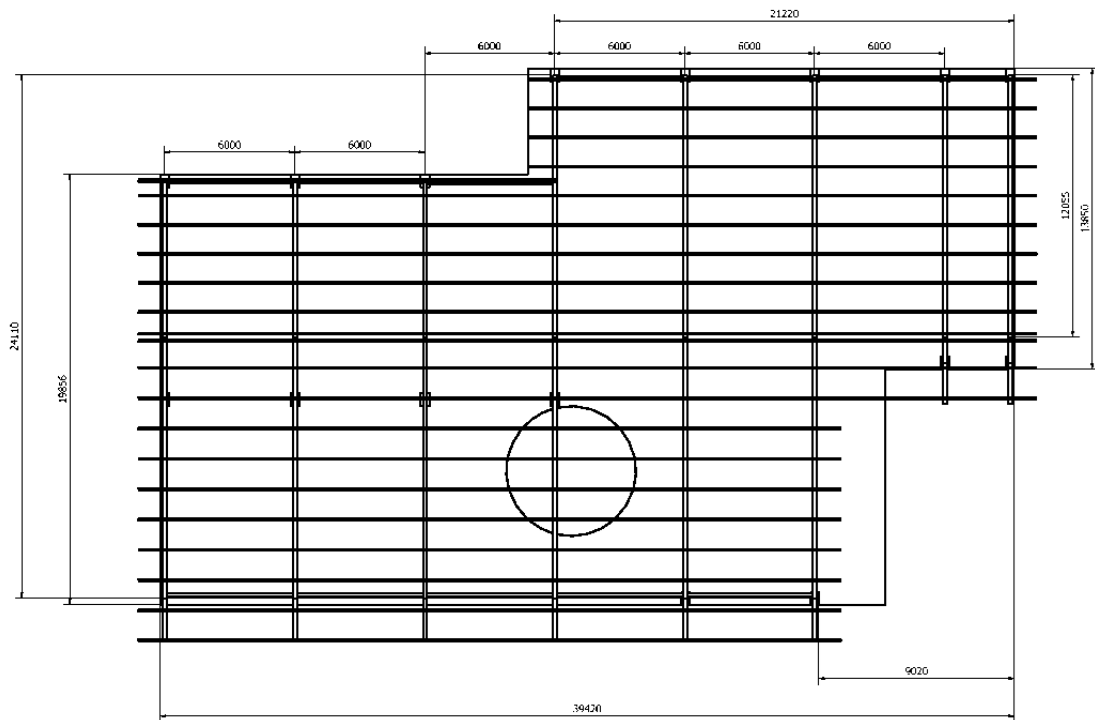


Figura 38 se observa la vista de planta, podemos identificar la forma del terreno donde se instalará la estructura, se puede observar la disposición de las correas y varillas tensoras.

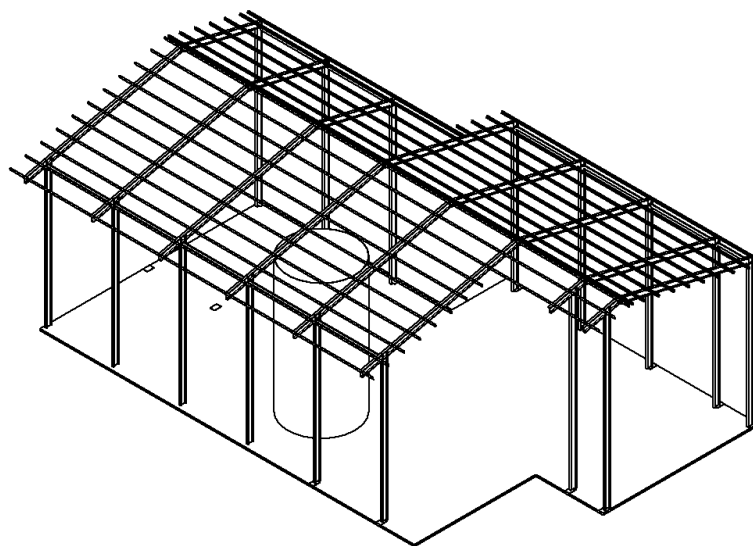


Figura 37 Cubierta propuesta. Fuente: Autores, 2022

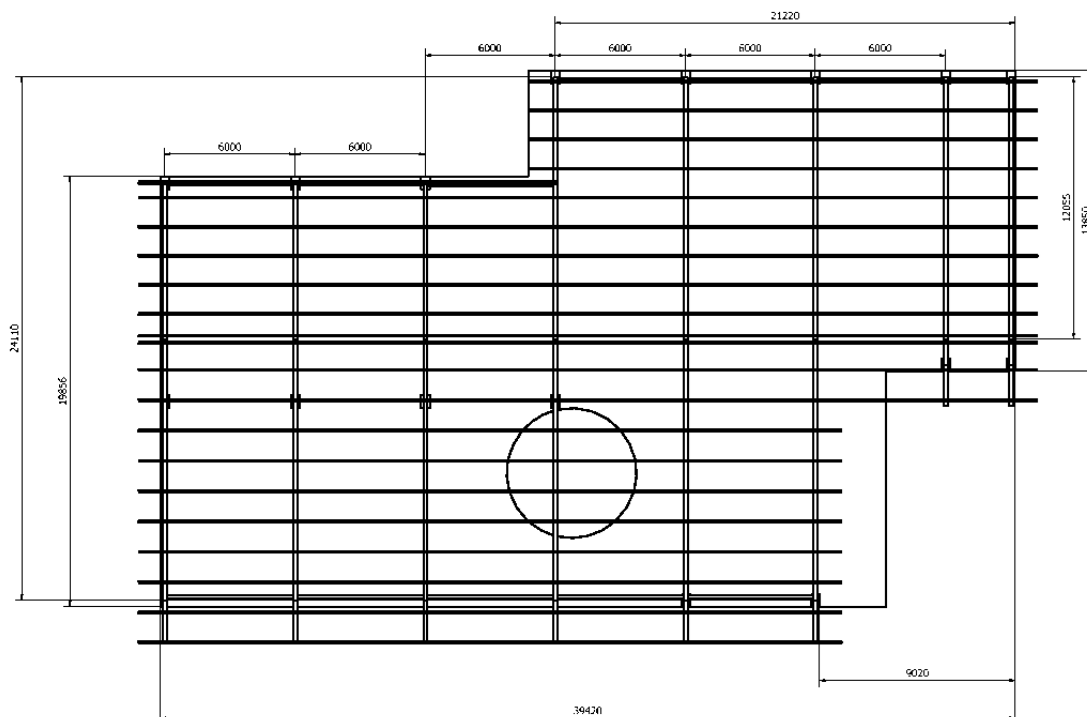


Figura 38 Vista de planta de estructura propuesta. Fuente: Autores 2022

## 4.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural para la cubierta metálica consiste básicamente de pórticos de acero estructural grado 50, formado por vigas y columnas, los cuales se diseñarán para resistir de manera adecuada tanto las cargas verticales debidas al peso de la estructura y al uso de la misma, así como cargas gravitacionales, laterales debidas al viento y a sismos.

Además, el sistema consiste en la sujeción de los elementos por medio de pernos normalizados, los mismos serán sometidos a esfuerzos cortantes para su mejor selección.

## 4.3 CÓDIGOS Y REGLAMENTOS

- Código Ecuatoriano de la construcción: Peligro Sísmico, Espectro de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseños Sismo-Resistente, Versión publicada en 2015.
- Reglamento Técnico Ecuatoriano: Diseño, Fabricación y Montaje de Estructuras de Acero,

- NEC-SE-AC, Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 2015.
- ANSI/AISC 360 -10 Specification for Structural Steel Buildings (including Commentary).
- ANSI/AISC 341 Seismic provisions for Structural Steel Buildings and Bridges
- AISC 325 Steel Construction Manual.
- ASTM A36M Standard Specification for Carbon Structural Steel
- NEC-SE-CG Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas (no sísmicas)
- NEC-SE-DS Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas (Diseño Sismo resistente)
- NEC-SE-GC Norma Ecuatoriana de la Construcción - Geotecnia y Cimentaciones
- NEC-SE-AC Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Acero.

## 4.4 MATERIALES

Los elementos de acero A-36 tendrán un límite de fluencia de  $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que el acero ASTM A572 Gr50 tiene un límite de fluencia  $f_y=4570 \text{ kg/cm}^2$ , ver

Tabla 12 Materiales para elementos estructurales

Descripción	Estándares ASTM
Acero laminado en frío	ASTM A-36
Acero laminado en caliente	ASTM A572 Gr50
Acero laminado en caliente	ASTM-A36

Fuente: Autores 2022

Los materiales de conexión, deberá cumplir con los requerimientos del código de prácticas estandarizadas NEC-SE-AC; ANSI/AISC 341, las especificaciones definidas en ANSI/AISC 360 y las especificaciones listadas a continuación:

- Todos los materiales deberán ser completamente nuevos y de stocks vigentes. Salvo que se indique diferente en los planos de diseño, los materiales deberán cumplir con las especificaciones de las normas
- ASTM que se citan en la presente especificación. Se podrá solicitar la aprobación de materiales sustitutos, con propiedades equivalentes.

- Los perfiles, planchas y barras de acero estructural deberán ser laminados en caliente y deberán ajustarse a los requerimientos de norma de fabricación NTE INEN 1623; Calidad ASTM A36 - SAE J 403 1008.
- Los electrodos de soldadura deberán ajustarse a los requisitos de la AWS A5.1; los procesos de soldadura deben seguir la norma AWS D1.1

## 4.5 CARGAS DE CÁLCULO

Las cargas detalladas a continuación serán consideradas para el diseño en el software comercial SAP2000, ver Figura 39.

- D= Carga Muerta
- Lr= Sobre carga de cubierta (carga viva).
- Ex= Carga de sismo en dirección de X.
- Ey= Carga de sismo en dirección de Y.
- Wx= Carga de Viento en X.
- Wy= Carga de viento en Y.
- S= Carga de Granizo.

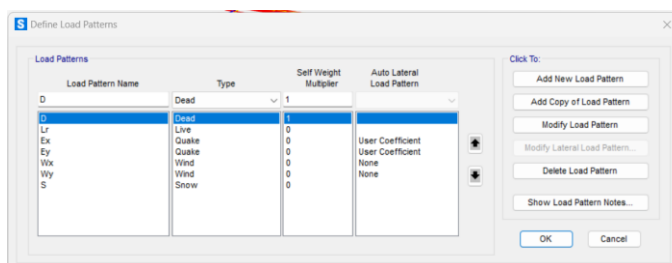


Figura 39 Patrones de carga. Fuente: Autores 2022

### 4.5.1 CARGA MUERTA DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

Las cargas muertas debidas al peso propio de la estructura se consideran directamente en el análisis, multiplicando el volumen de cada elemento estructural por el peso unitario del material.

### 4.5.2 CARGAS DE VIENTO

La carga de viento sobre la estructura se determinó usando la norma ASCE 7-05 Capitulo 6. Basado en este documento, la carga de viento corresponde a la carga mínima de 50 kg/m<sup>2</sup>.



## 4.6 COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño se utilizarán las combinaciones de carga mediante el método LRFD:

- 1.4D
- $1.2D+1.6L+0.5\text{máx} [Lr; S; R]$
- $1.2D+1.6\text{máx} [Lr; S; R]+\text{máx.} [L; 0.5W]$
- $1.2D+1.0W+L+0.5\text{máx} [Lr; S; R]$
- $1.2D\pm 1.0E+L+0.2S$
- $0.9D+1.0W$
- $0.9D\pm 1.0E$

## 4.7 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El análisis estructural ha sido realizado utilizando un software comercial basado en el método de los elementos finitos. Este método considera la distribución geométrica, así como la rigidez relativa de cada elemento para calcular el comportamiento global de la estructura, así como la distribución de esfuerzos y fuerzas a cada uno de los componentes del sistema estructural.

Para el análisis por cargas de sismo, se ha realizado un análisis dinámico modal con la función del espectro de aceleraciones.

El peso sísmico considerado en el análisis fue calculado considerando la totalidad de la carga muerta. Se consideró así mismo una excentricidad accidental igual a 5% y se realizó el análisis con sismos actuando independientemente en las dos direcciones principales de la estructura. Los efectos del sismo obtenidos mediante el análisis dinámico fueron escalados de manera de obtener al menos el 100% del cortante basal total obtenido mediante el método estático.

## 4.8 CARGAS APLICADAS

### 4.8.1 SISTEMAS DE CARGAS VERTICALES

El sistema para cargas de gravedad de la estructura estará basado en las vigas principales (cerchas), las mismas que soportan el peso de las correas y la plancha

de galvalume, y a su vez estas son soportadas por las columnas. Las cerchas serán armadas con vigas tipo IPN (ya sean normales o a carteladas según el diseño), mientras que las columnas de igual forma son vigas IPN.

A continuación, se presenta Tabla 13 con las cargas verticales que soportara la estructura según NEC-SE-CG y NEC-SE-DS:

Tabla 13 Valores de cargas verticales

Descripción de carga	Símbolo	Valor	Unidad
Carga muerta	D	13,83	Kgf/m <sup>2</sup>
Carga viva	Lr	71,36	Kgf/m <sup>2</sup>
Carga de granizo	S	50	Kgf/m <sup>2</sup>

Fuente: Autores 2022

## 4.8.2 CARGA HORIZONTAL (SÍSMICA)

Para la obtención de los coeficientes sísmicos estáticos, se ha usado LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-2015 con el objetivo de verificar la propia seguridad de la estructura.

Los coeficientes sísmicos se han obtenido a través del análisis estático donde se ha considerado el periodo natural de la estructuración y se ha estimado una respuesta de sismo, ver Tabla 14

Tipo de suelo: C (Azuay).

Factor de zona (Z)= 0,30

Tabla 14 Parámetros para análisis sísmico

Parámetro	Valor	Observación	Referencia
Factor de importancia (I)	1		Tabla 6, Sección 4.1
Factor de Reducción de Respuesta (R)	8		Tabla 16, Sección 6.3.4
Relación de ampliación espectral ( $\eta$ )	2,48		Sección 3.3.1
Zona sísmica	III	Alta	Fig. 1 Sección 3.1.1
Factor de zona (Z)	0,30		Tabla 1 Sección 3.1.1
Tipo de suelo	C		Tabla 2, Sección 3.2.1
Coeficiente Ct	0,072		Sección 6.3.3.a

Altura total de las columnas	13	m	Altura columnas diseño
Coefficiente para cálculo de periodo ( $\alpha$ )	0,8		Sección 6.3.3.a
Periodo Natural de vibración (T)	0,56	seg	Sección 6.3.3.a
Factor de sitio (Fa)	1,25		Tabla 3 sección 3.2.2.a
Factor de sitio (Fd)	1,19		Tabla 4, sección 3.2.2.a
Factor de comportamiento inelástico del Suelo (Fs)	1,02		Tabla 5, sección 3.2.2.a
Periodo (Tc)	0,53		Sección 3.3.1
Factor en el Espectro para diseño Elástico (r)	1		Sección 3.3.1
Aceleración espectral (Sa)	0,886		Sección 3.3.1
Factor Irregularidad en planta ( $\phi_p$ )	1		Tabla 13, Sección 5.2.3
Factor de Irregularidad en elevación ( $\phi_e$ )	0,90		Tabla 13, Sección 5.2.3
% Carga muerta para sismo (V)	12	%	Sección 6.3.2

Fuente: NEC 2015

### 4.8.3 COMBINACIÓN DE CARGAS

Las combinaciones de carga usadas para la estructura se definen en la NEC-SE-2015 para el diseño por último resistencia de la siguiente manera:

Las estructuras, componentes y cimentaciones deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo con las siguientes combinaciones expuestas en la Tabla 15.

Tabla 15 Combinaciones de carga

Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5máx [Lr; S; R]
Combinación 3	1.2D+1.6máx [Lr; S; R]+máx. [L; 0.5W]
Combinación 4	1.2D+1.0W+L+0.5máx [Lr; S; R]
Combinación 5	1.2D+1.0E+L+0.2S
Combinación 6	0.9D+1.0W
Combinación 7	0.9D+1.0E

Fuente: NEC -SE – 2015

## 4.8.4 APLICACIÓN DE CARGAS

La estimación de la carga muerta sobre las correas se visualiza en la Tabla 16 y su aplicación en el software de diseño en la Figura 40

Tabla 16 Carga muerta sobre correas

Distancia entre correas (m)	Carga muerta asignada (kg/m)
1,38	19,06
0,69	9,53

Fuente: Autores 2022

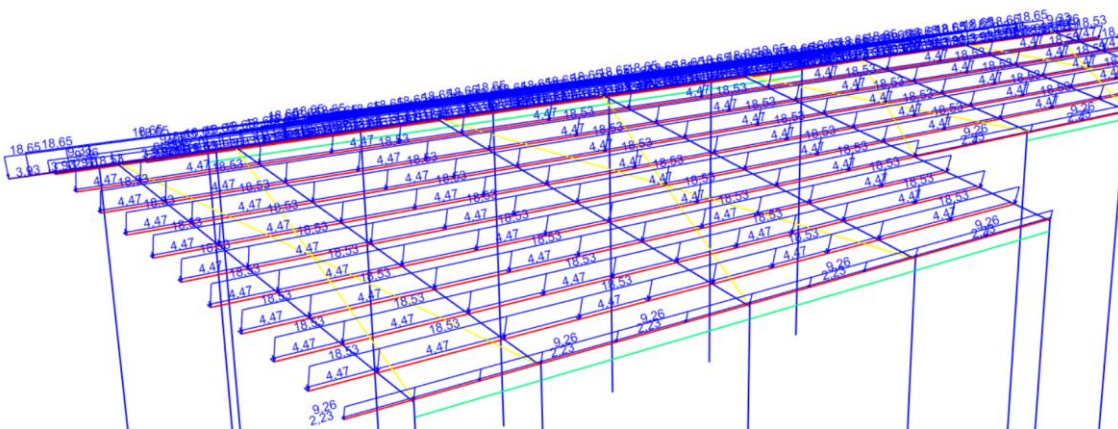


Figura 40 Aplicación de carga muerta sobre correas en SAP 2000. Fuente: Autores 2022

La estimación de la carga viva sobre las correas se visualiza en la Tabla 17 y su aplicación en el software de diseño en la Figura 41.

Tabla 17 Carga viva sobre correas

Distancia entre correas (m)	Carga viva asignada (kg/m)
1,38	98,33
0,69	49,16

Fuente: Autores 2022

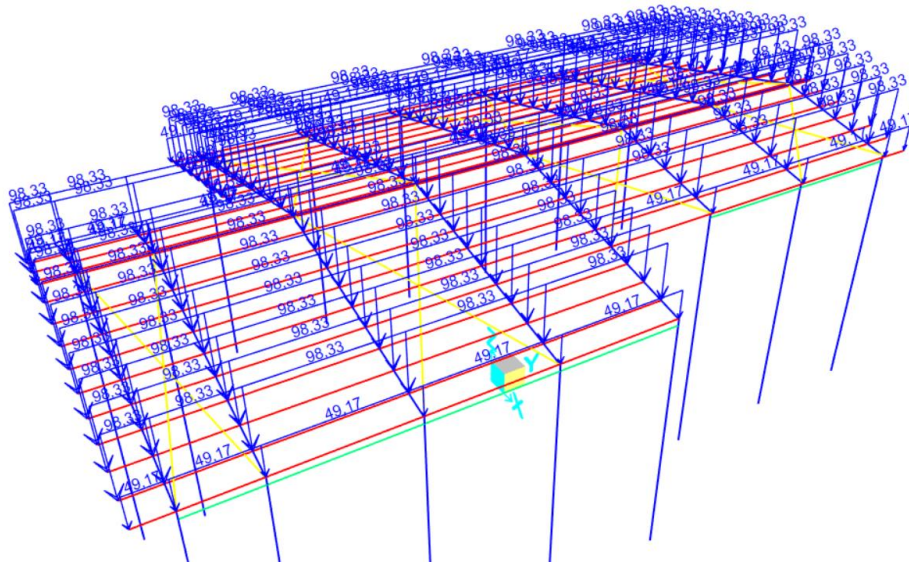


Figura 41 Aplicación de carga viva sobre correas en SAP 2000.Fuente: Autores 2022

La estimación de la carga de granizo sobre las correas se visualiza en la y su aplicación en el software de diseño en la.

Tabla 18 Carga de granizo sobre las correas

Distancia entre correas (m)	Carga granizo asignada (kg/m)
1,38	68,90
0,69	34,45

Fuente: Autores 2022

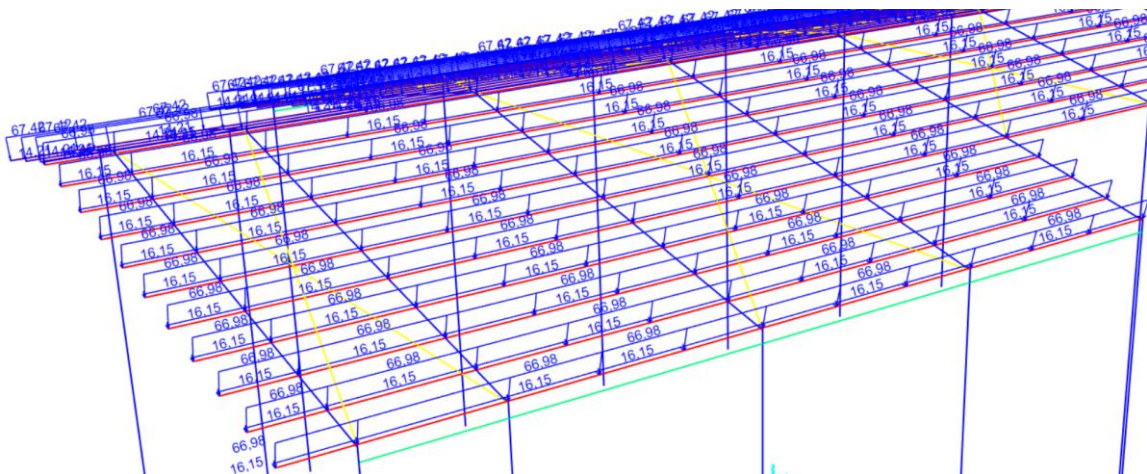


Figura 42 Aplicación de carga de granizo sobre las correas en SAP 2000.Fuente: Autores

## 4.9 RESULTADOS OBTENIDOS

### 4.9.1 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES

En nuestro caso de estudio, la deformación es elástica, una vez que la carga deja de actuar en el sistema esta deformación desaparece, obteniendo los siguientes resultados que se muestran en la Figura 43 y Figura 44.

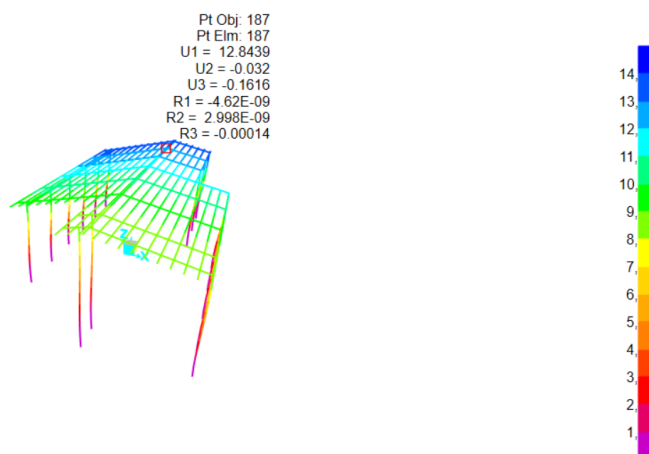


Figura 43 Deformación sísmica en el eje X SAP 2000. Fuente: Autores 2022

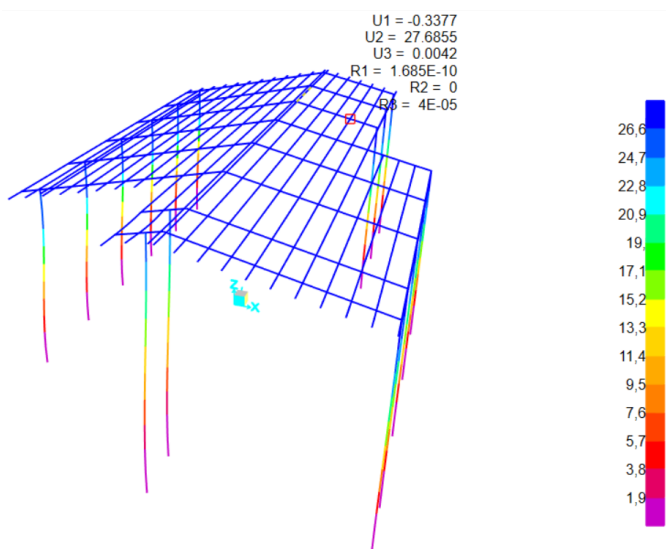


Figura 44 Deformación sísmica en el eje X SAP 2000. Fuente: Autores 2022

### 4.9.2 DIAGRAMA DE CORTANTES Y MOMENTOS

Los diagramas de cortante y momento, obtenidos del análisis de sismo dinámico se presentan en la Figura 45 y Figura 46.

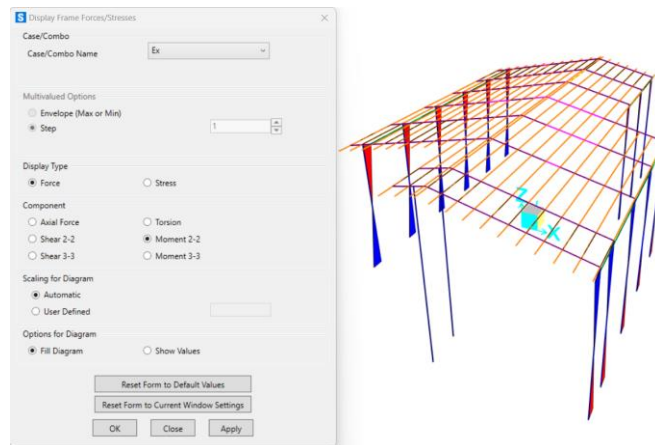


Figura 45 Diagrama de momento global por el sismo dinámico en X. Fuente: Autores 2022

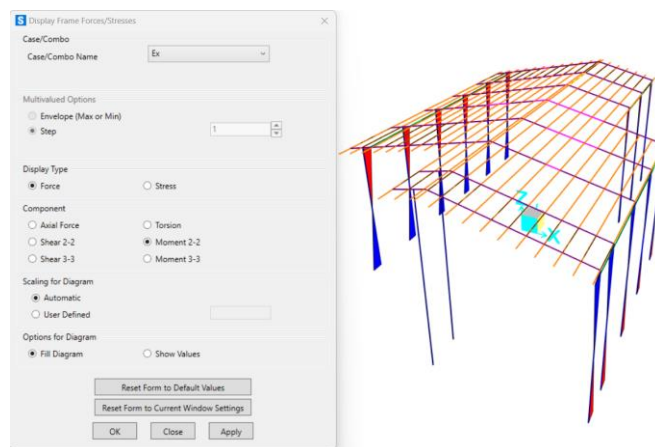


Figura 46 Diagrama de momento global por el sismo dinámico en Y. Fuente: Autores 2022

Además del programa estructural, obtenemos los valores de esfuerzos, cortantes y momentos actuantes en el caso de estudio, ver Figura 47.

Frame Text	Station mm	OutputCase	Case Type Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm	FrameElem Text
175	0	DEAD	LinStatic	-0,01	-0,48	0,116	0	0	0	175-1
175	750	DEAD	LinStatic	-0,01	-0,36	0,087	0	-75,99	315,24	175-1
175	1500	DEAD	LinStatic	-0,01	-0,24	0,058	0	-130,26	540,42	175-1
175	2250	DEAD	LinStatic	-0,01	-0,12	0,029	0	-162,83	675,52	175-1
175	3000	DEAD	LinStatic	-0,01	7,839E-17	-3,375E-17	0	-173,68	720,55	175-1
175	3750	DEAD	LinStatic	-0,01	0,12	-0,029	0	-162,83	675,52	175-1
175	4500	DEAD	LinStatic	-0,01	0,24	-0,058	0	-130,26	540,42	175-1
175	5250	DEAD	LinStatic	-0,01	0,36	-0,087	0	-75,99	315,24	175-1
175	6000	DEAD	LinStatic	-0,01	0,48	-0,116	0	2,575E-13	-4,649E-13	175-1

Figura 47 Esfuerzos, cortantes y momentos actuantes en la estructura. Fuente: Autores 2022

El periodo y la frecuencia del sistema estructural se muestran en la Figura 48.

S Modal Periods And Frequencies

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Periods And

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0,960652	1,04095967...	6,54054252...	42,7786964...
	MODAL	Mode	2	0,624762	1,60060935...	10,0569251...	101,141743...
	MODAL	Mode	3	0,593259	1,68560376...	10,5909608...	112,168450...
	MODAL	Mode	4	0,147423	6,78321827...	42,6202174...	1816,48293...
	MODAL	Mode	5	0,142301	7,02735161...	44,1541524...	1949,58917...
	MODAL	Mode	6	0,139136	7,18720698...	45,1585533...	2039,29494...
	MODAL	Mode	7	0,088255	11,3307905...	71,1934565...	5068,50825...
	MODAL	Mode	8	0,085573	11,6859654...	73,4250861...	5391,24327...
	MODAL	Mode	9	0,085122	11,7478373...	73,8138390...	5448,48284...
	MODAL	Mode	10	0,085019	11,7620865...	73,9033696...	5461,70804...
	MODAL	Mode	11	0,079786	12,5335583...	78,7506696...	6201,66797...
	MODAL	Mode	12	0,079757	12,5380900...	78,7791433...	6206,15342...

Figura 48 Periodos y frecuencias de vibración de la estructura. Fuente: Autores 2022

### 4.9.3 RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ELEMENTOS

Resultado obtenido en la columna longitud 13 metros, ver Figura 49.

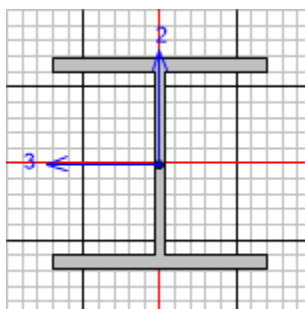


Figura 49 Origen del perfil de la columna. Fuente: SAP2000

```

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK      (Summary for Combo and Station)
Units : KN, mm, C

Frame : 19      X Mid: -10500,      Combo: DSTL3      Design Type: Column
Length: 13000, Y Mid: -11980,      Shape: W14X14.5X120  Frame Type: OMF
Loc : 13000,   Z Mid: 6500,        Class: Compact    Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD      Analysis: Effective Length
D/C Limit=1,        2nd Order: General 2nd Order
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

SDC: D      I=1,      Rho=1,      Sds=0,5
R=3,      Omega0=3,      Cd=5, 5
PhiB=0,9    PhiC=0,9    PhiTY=0,9    PhiTF=0,75
PhiS=0,9    PhiS=RI=1,    PhiST=0,9

A=22825,54    I33=574400000,    r33=158,634    S33=3121739,    Av3=14857,83
J=3940000,    I22=206800000,    r22=95,184    S22=1108847,    Av2=5520,
E=199,948    Fy=0,345    Ry=1,1    z33=3482000,    Cw=6,122E+12
RLLF=1,      Fu=0,448    z22=1683000,
  
```



DESIGN MESSAGES

Warning:  $k_l/r > 200$  (AISC E2)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL3)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	
Tu 0,	13000,	-154,115	61217,972	13122,959	-160,598	-49,07

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio:  $0,381 = 0,309 + 0,05 + 0,022$   
 $= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)$

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	7,803	9,152	24,083		Compact
/Web	21,347	90,553	137,274	232,	Compact
Minor/Flange	7,803	9,152	24,083		Compact
/Web	21,347	90,553	137,274	232,	Compact
Axial/Flange	7,803		13,487		Compact
/Web	21,347		35,884		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2
Major Bending	1,	1,	2,	1,	1,
Minor Bending	0,977	1,	2,	1,	1,

LTB	Lltb	Kltb	Cb
	0,977	2,	3,

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
	-154,115	499,414	7081,946

Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
	61217,972	1080339,614	1080339,614	406214,341
Minor Moment	13122,959	522174,489		

SHEAR CHECK

Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
	160,598	1141,772	0,141	OK
Minor Shear	49,07	3319,094	0,015	OK

Resultado obtenido en la columna longitud 14,13 metros

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, mm, C

Frame : 33 X Mid: 9800, Combo: DSTL19 Design Type: Column  
 Length: 14130, Y Mid: 6020, Shape: W14X14.5X120 Frame Type: OMF  
 Loc : 14130, Z Mid: 7065, Class: Seismic MD Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Effective Length  
 D/C Limit=1, 2nd Order: General 2nd Order  
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug  
 Welded? Yes

SDC: D I=1, Rho=1, Sds=0,5  
 R=3, Omega0=3, Cd=5,5  
 PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75  
 PhiS=0,9 PhiS=RI=1, PhiST=0,9

A=22825,54      I33=574400000,      r33=158,634      S33=3121739,      Av3=14857,83  
 J=3940000,      I22=206800000,      r22=95,184      S22=1108847,      Av2=5520,  
 E=199,948      Fy=0,345      Ry=1,1      z33=3482000,      Cw=6,122E+12  
 RLLF=1,      Fu=0,448      z22=1683000,

DESIGN MESSAGES

Warning:  $kl/r > 200$  (AISC E2)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL19)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3
Tu 14130, 2,017	-32,936	3535,896	35372,8	-0,48	-5,038

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio:  $0,111 = 0,039 + 0,004 + 0,068$   
 $= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)$

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_hd	Lambda_md	Lambda_p	Lambda_r
Lambda_s Compactness					
Major/Flange	7,803	7,348	9,185	9,152	24,083
Seismic MD					
/Web	21,347	58,754	89,762	90,553	137,274
232, Seismic HD					
Minor/Flange	7,803	7,348	9,185	9,152	24,083
Seismic MD					
/Web	21,347	58,754	89,762	90,553	137,274
232, Seismic HD					
Axial/Flange	7,803				13,487
Seismic HD					
/Web	21,347				35,884
Seismic HD					

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2
Cm					
Major Bending	1,	1,	2,	1,	1,
1,					
Minor Bending	0,979	1,	2,	1,	1,
1,					
	Lltb	Kltb	Cb		
LTB	0,979	2,	2,256		
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt		
Axial	Force -32,936	Capacity 421,138	Capacity 7081,946		
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn	
Major Moment	Moment 3535,896	Capacity 837612,784	No LTb 1080339,614	Cb=1 371319,53	
Minor Moment	35372,8	522174,489			

SHEAR CHECK

Vu	phi*Vn	Stress	Status
Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	0,48	1141,772	0, OK
Minor Shear	5,038	3319,094	0,002 OK

Resultado obtenido en la columna longitud 12,14 metros

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : KN, mm, C

Frame : 276      X Mid: 8740,      Combo: DSTL3      Design Type: Brace

Length: 12149,424Y Mid: -21000, Shape: W12X12X65 Frame Type: OMF  
 Loc : 12149,424Z Mid: 14405, Class: Non-Compact Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Effective Length  
 D/C Limit=1, 2nd Order: General 2nd Order  
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug  
 Welded? Yes

SDC: D I=1, Rho=1, Sds=0,5  
 R=3, Omega0=3, Cd=5,5  
 PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75  
 PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=12331,42 I33=222400000, r33=134,295 S33=1444156, Av3=7828,333  
 J=915000, I22=72860000, r22=76,867 S22=477770,5 Av2=3049,2  
 E=199,948 Fy=0,345 Ry=1,1 z33=1591000, Cw=1,559E+12  
 RLLF=1, Fu=0,448 z22=725000,

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL3)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3
Tu 12149,424 0,394	-171,64	-4763,834	54,908	7,735	-0,122

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0,051 = 0,041 + 0,01 + 0,  
 = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	9,903	9,152	24,083		Non-Compact
/Web	28,	90,553	137,274	232,	Compact
Minor/Flange	9,903	9,152	24,083		Non-Compact
/Web	28,	90,553	137,274	232,	Compact
Axial/Flange	9,903		13,487		Compact
/Web	28,		35,884		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2
Cm 1, 0,61					
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	0,1	1,	1,	1,	1,

LTB	Lltb	Kltb	Cb
	0,1	1,	1,383

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
	-171,64	2103,061	3825,997

Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
	-4763,834	484578,007	484578,007	493630,191
Minor Moment	54,908	218846,866		

SHEAR CHECK

Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
	7,735	630,705	0,012	OK
Minor Shear	0,122	1748,773	6,993E-05	OK

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P Comp	P Tens
Axial	-171,64	60,507

## 4.10 DESARROLLO DE CÁLCULOS

### 4.10.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA

La ubicación de la edificación determina la zona sísmica con la cual se obtiene el valor Z que representa la aceleración máxima del terreno. En la Figura 50 se visualizan las zonas sísmicas en el Ecuador, identificada la zona podemos obtener de la Tabla 19 el factor de aceleración del terreno.

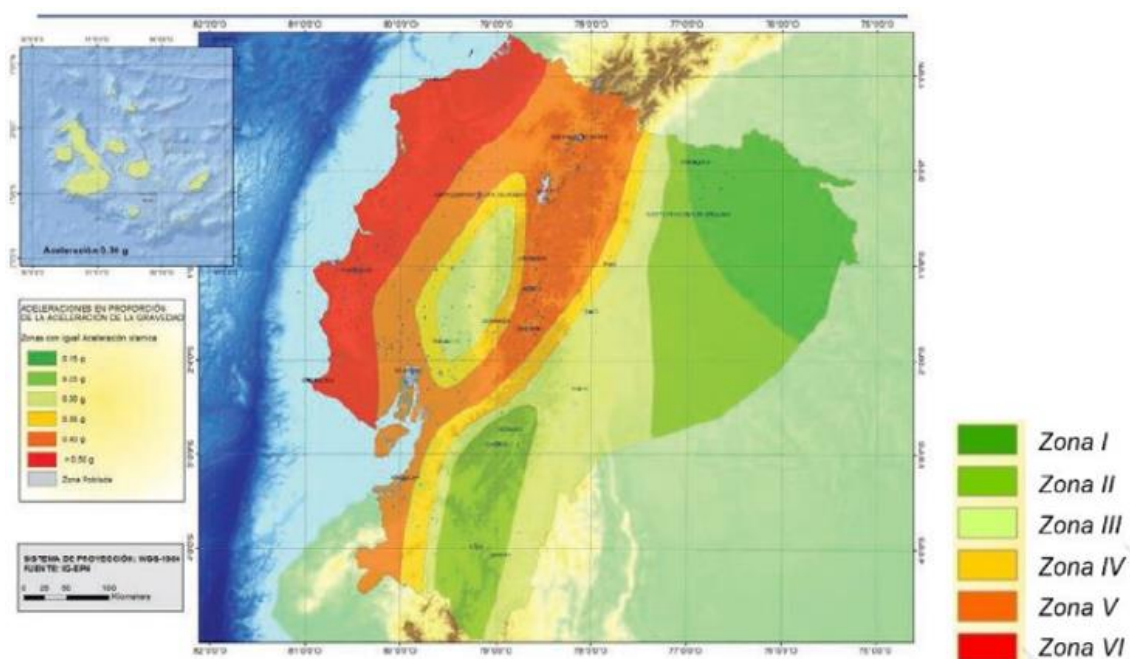


Figura 50 Zonas sísmicas en el Ecuador. Fuente: NEC-SE-2015

Tabla 19 Valor de Factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-2015

## 4.10.2 GEOLOGÍA LOCAL Y FACTORES DE DISEÑO

Los factores de diseño  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  necesarios para definir el espectro de diseño, se obtienen en función del perfil de tipo de suelo, ver Tabla 20 y la zona sísmica. Los factores se presentan en la Tabla 21, Tabla 22 y Tabla 23.

Tabla 20 Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca componente.	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de onda cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda cortante.	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $S_u \geq 40\%$
		$S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnia.	

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

Tabla 21 Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
<b>F</b>	Véase Tabla 20					

Fuente: NEC - SE – DS, 2015

Tabla 22 Tipo de suelo y factores de sitio  $F_d$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
<b>F</b>	Véase Tabla 20					

Fuente: NEC - SE – DS, 2015

Tabla 23 Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
<b>D</b>	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
<b>E</b>	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

F

Véase Tabla 20

De acuerdo a la ubicación donde se instalará la estructura metálica, en la tabla se presentan los datos a utilizar en el diseño:

Tabla 24 Factores de diseño para proyecto

Zona	III
Tipo de suelo	C
Fa	1.25
Fd	1.19
Fs	1.02

Fuente: Autores 2022

### 4.10.3 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

La norma ecuatoriana de la construcción de diseño sismorresistente establece que para los diseños se deben considerar tanto el espectro de aceleraciones y el de desplazamientos, ver Figura 51

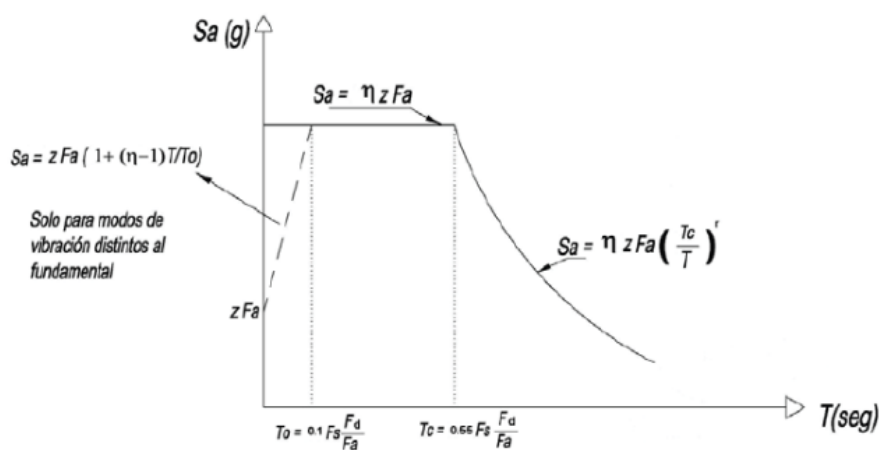


Figura 51 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Donde:

$\eta$ : Razón de la aceleración espectral, ver Tabla 25.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, ver Tabla 21.

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo, ver Tabla 22.

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo, ver Tabla 23

$S_a$ : Aceleración espectral, calculada mediante (35), (36) y (37)

$T$ : Periodo fundamental de vibración de la estructura

$T_0$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, calculado mediante (38)

$T_c$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, calculado mediante (39)

$Z$ : Aceleración máxima en roca esperada por el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 25 Relación de aceleración espectral ( $S_a/Z$ , en roca)

$\eta = 1.80$	Provincias de la costa (excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$	Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$	Provincias de oriente

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (35)$$

$$S_a = Z F_a \left[ 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T \leq T_0 \quad (36)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad T > T_c \quad (37)$$

El factor  $r$  usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, ver Tabla 26.

Tabla 26 Valores del factor  $r$

$r = 1$	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	Para tipo de suelo E

Fuente: NEC – SE – DS, 2015



Cálculo de los periodos:

$$T_0 = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (38)$$

$$T_C = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (39)$$

$$T_L = 2.4F_d \quad (40)$$

En la Tabla 27 se presentan los resultados de los periodos obtenidos:

Tabla 27 Periodos de vibración

$T_0$	0.097 s
$T_C$	0.534 s
$T_L$	2.856 s

Fuente: Autores 2022

Realizado los cálculos respectivos se proporciona en la Figura 52 el espectro obtenido:

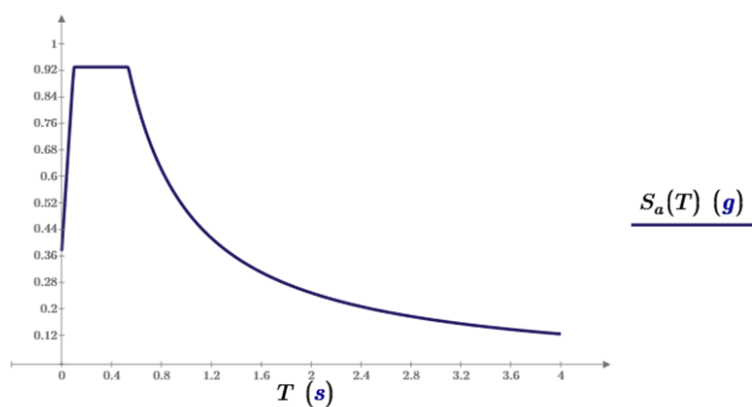


Figura 52 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones. Fuente: Autores 2022

#### 4.10.4 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN DESPLAZAMIENTO

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondientes al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  (m) definido a partir del espectro de aceleraciones:

Es definido por el valor de  $S_d$  expresada en metros, mediante:

$$S_d = S_a(g) * (T/2\pi)^2 \tag{41}$$

$$S_d = S_a(g) * (T_L/2\pi)^2 \tag{42}$$

Donde:

$g$ : Aceleración de la gravedad

$S_d$ : Espectro elástico de diseño de desplazamientos

$T_L$ : Periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos, calculado mediante (40):

Realizado los cálculos respectivos se proporciona en la Figura 52 el espectro obtenido:

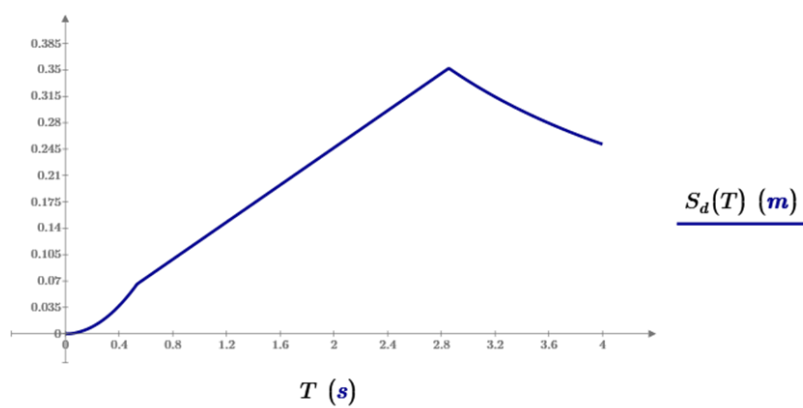


Figura 53 Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño. Fuente: Autores 2022

#### 4.10.5 CATEGORÍAS DE EDIFICIOS Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Las estructuras del proyecto deberán ser clasificadas de acuerdo a las categorías presentadas en la Tabla 28. La estructura metálica del presente estudio es de categoría 3 con un coeficiente de importancia igual a 1.

Tabla 28 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o	1.5

	estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

#### 4.10.6 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA

Se considera en base al sistema estructural, en la Tabla 29 se presentan los valores para sistema estructurales dúctiles, para el presente estudio  $R = 8$ .

Tabla 29 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

<b>Sistemas estructurales dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7

#### **Pórticos resistentes a momentos**

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

#### **Otros sistemas estructurales para edificaciones**

Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

### 4.10.7 IRREGULARIDADES Y COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El factor de reducción de resistencia sísmica para el diseño, deberá ser reducido considerando la regularidad de la estructura. Cuando no existen irregularidades  $\phi_P$  y  $\phi_E$  será igual a 1.0, ver Tabla 30 y Tabla 31.

Tabla 30 Irregularidad en planta

Irregularidad de planta		Coefficiente de irregularidad $\phi_P$
Tipo 1	Irregularidad torsional	0.9
Tipo 2	Retrocesos excesivos en esquinas	0.9
Tipo 3	Discontinuidades en el sistema de piso	0.9
Tipo 4	Ejes estructurales no paralelos	0.9

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

Tabla 31 Irregularidades en elevación

Irregularidad de planta		Coefficiente de irregularidad $\phi_E$
Tipo 1	Piso flexible	0.9
Tipo 2	Distribución de masa	0.9
Tipo 3	Irregularidad geométrica	0.9

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

El coeficiente de irregularidad asociado a las plantas de la estructura se obtiene mediante (43):

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB} \quad (43)$$

Donde:

$\phi_P$ : Coeficiente de regularidad en planta

$\phi_{PA}$ : Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

$\phi_{PB}$ : Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en caso de irregularidades tipo 4.

$\phi_{Pi}$ : Coeficiente de configuración en planta

Cuando la estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades en la Tabla 30 en ninguno de los pisos,  $\phi_P = 1$ .

El coeficiente de irregularidad asociado a la elevación de la estructura se obtiene mediante (44):

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB} \quad (44)$$

Donde:

$\phi_E$ : Coeficiente de regularidad en elevación.

$\phi_E$ : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada caso se calcula como el mínimo valor expresado por la Tabla 31 Irregularidades en elevación para la irregularidad tipo 1.

$\phi_{EA}$ : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada caso se calcula como el mínimo valor expresado por la Tabla 31 Irregularidades en elevación para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

$\phi_{Ei}$ : Coeficiente de configuración en elevación

Cuando la estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades en la Tabla 30 y Tabla 31 en ninguno de los pisos,  $\phi_E = 1$ .

El factor de reducción de resistencia sísmica corregido por las irregularidades, queda determinado por (45):

$$R * \phi_p * \phi_E = 8 \tag{45}$$

#### 4.10.8 REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

Las fuerzas obtenidas mediante el análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño dividiendo por el valor de  $R$  corregido y multiplicando por el factor de importancia  $i$ . En la Figura 54 se observa el espectro de aceleraciones reducido:

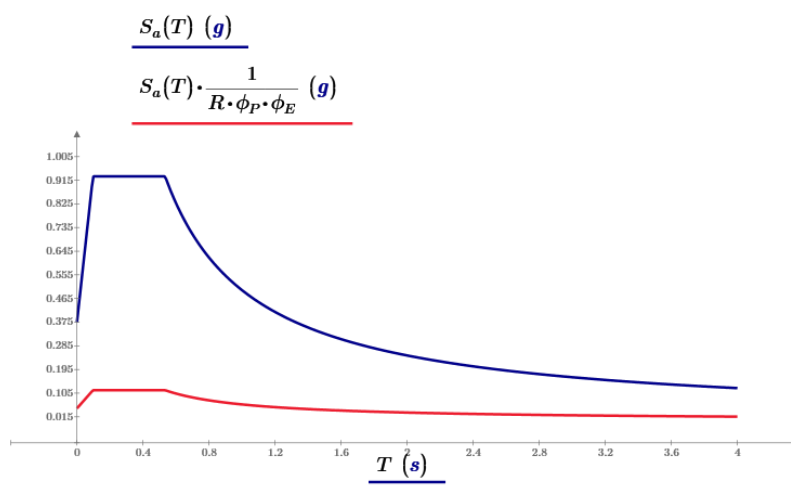


Figura 54 Espectro de aceleraciones reducido. Fuente: Autores 2022

## 4.10.9 CORTE BASAL

Para calcular el cortante basal estático utilizamos (46):

$$C = \frac{I * S_{a2}}{R\phi_P\phi_E} \quad (46)$$

Donde:

I: Factor de importancia

$S_{a2}$ : Aceleración espectral, calcular mediante (35), (36) o (37) de acuerdo al periodo fundamental de vibración.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica, ver Tabla 28

$\phi_P$ : Coeficiente de regularidad en planta

$\phi_E$ : Coeficiente de regularidad en elevación

Para calcular el periodo fundamental de vibración utilizamos (47):

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (47)$$

Donde:

$C_t, \alpha$ : Coeficientes que depende del tipo de edificio, ver Tabla 32

$h_n$ : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

Tabla 32 Coeficientes para determinar el periodo fundamental de vibración

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.73
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9

Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras obras basadas en muros estructurales y mampostería estructural 0.055 0.75

Fuente: NEC – SE – DS, 2015

Reemplazando datos en (47), tenemos  $T = 0.56$  s.

Por lo tanto, calculamos la aceleración espectral mediante (35) obteniendo  $S_a = 0.93$ .

Reemplazando valores en (47) tenemos  $C = 0.12$ .

## 4.11 DISEÑO DE COLUMNA A FLEJO COMPRESIÓN

En la Tabla 33 se presentan las propiedades mecánicas del material que utilizará para el diseño de las columnas.

Tabla 33 Propiedades del material ASTM A36

Esfuerzo de fluencia	$\sigma_y = 180,76$ MPa
Coefficiente de reducción	$\Phi = 0.9$
Módulo de cortante	$G = 77200$ MPa
Módulo de elasticidad de la columna	$E_c = 200000$ MPa
Módulo de elasticidad de la viga	$E_v = 200000$ MPa

Fuente: Fuente: Manual AISC, 2011

En la Tabla 34 se presentan las propiedades geométricas de la columna W14 x 120 que se observa en la Figura 55



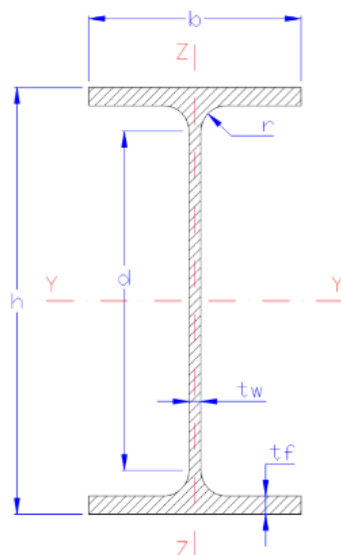


Figura 55 Cotas de perfil W. Fuente: Autores 2022

Tabla 34 Propiedades geométricas del perfil W14 x 120

Longitud en x	$L_x = 13 \text{ m}$
Longitud en y	$L_y = 13 \text{ m}$
Área bruta de la sección	$A_g = 227.741 \text{ cm}^2$
Momento de inercia en X	$I_x = 5.744 \times 10^4 \text{ cm}^4$
Momento de inercia en Y	$I_y = 2.06 \times 10^4 \text{ cm}^4$
d	$d = 36.83 \text{ cm}$
Espesor del ala	$t_f = 23.876 \text{ mm}$
Espesor del alma	$t_w = 14.986 \text{ mm}$
Radio de giro en x	$r_x = 15.85 \text{ cm}$
Radio de giro en y	$r_y = 9.5 \text{ cm}$
Constante de alaveo	$c_w = 6.096 \times 10^6 \text{ cm}^6$
Momento polar de inercia	$J = 390.009 \text{ cm}^4$

Fuente: Manual AISC, 2011

En la Tabla 35 se presentan las propiedades geométricas de las vigas principales y vigas secundarias

Tabla 35 Propiedades geométricas de vigas de la conexión en análisis

Viga principal W12 x 45

$L_{vp} = 5 \text{ m}$

$I_{xvp} = 348 \text{ in}^4$
Viga secundaria C10 x 6.5
$bf = 14.7 \text{ in}$
$h = 10 \text{ in}$
$L_{vs} = 6 \text{ m}$
$I_{xvs} = 22.9 \text{ in}^4$

Fuente: Manual AISC, 2011

Para el cálculo de la esbeltez en el eje x, empleamos (83) y (51). La disposición de ejes se presenta en la Figura 56.

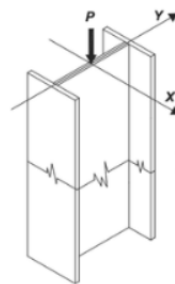


Figura 56 Disposición de ejes en el perfil de la columna, Fuente: Autores 2022

$$G_{Bx} = \frac{\frac{2E_C I_x}{L_x}}{\frac{2E_C I_{xvs}}{L_{vs}} + \frac{2E_C I_{xvp}}{L_{vs}}} \quad (48)$$

Reemplazando las propiedades del material y las propiedades geométricas de las vigas principal y secundaria en (48) tenemos:

$$G_{bx} = 3.963 \quad (49)$$

Debido al empotramiento de la columna en la base tenemos:

$$G_{Ax} = 1 \quad (50)$$

$$k_x = \sqrt{\frac{1.6 * G_{Ax} * G_{Bx} + 4(G_{Ax} + G_{Bx}) + 7.50}{G_{Ax} + G_{Bx} + 7.5}} \quad (51)$$

Reemplazando los datos en (86) tenemos:

$$k_x = 1.644 \quad (52)$$

Calculamos  $\lambda_x$  mediante (88) :

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} \quad (53)$$

Reemplazando en (88) las propiedades de la columna y la esbeltez en el eje x, tenemos:

$$\lambda_x = 134.859 \quad (54)$$

Comprobación:

Si  $\lambda_x \leq 200$ , cumple.

Para el cálculo de la esbeltez en el eje y, empleamos (90) y (58) .

$$G_{By} = \frac{\frac{2E_c I_y}{L_y}}{\frac{2E_c I_{xvs}}{L_{vs}} + \frac{2E_c I_{xvp}}{L_{vs}}} \quad (55)$$

Reemplazando las propiedades del material y las propiedades geométricas de las vigas principal y secundaria en (55) tenemos:

$$G_{By} = 1.421 \quad (56)$$

Debido al empotramiento de la columna en la base tenemos:

$$G_{Ay} = 1 \quad (57)$$

$$k_y = \sqrt{\frac{1.6 * G_{Ay} * G_{By} + 4(G_{Ay} + y) + 7.50}{G_{Ay} + G_{By} + 7.5}} \quad (58)$$

Reemplazando los datos en (86) tenemos:

$$k_y = 1.401 \quad (59)$$

Calculamos  $\lambda_y$  mediante (88) :

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} \quad (60)$$

Reemplazando en (53) tenemos:

$$\lambda_y = 191.657 \quad (61)$$

Se toma el valor máximo entre  $\lambda_x$  y  $\lambda_y$ , por lo tanto  $\lambda = 191.657$ .

Comprobación:

Si  $\lambda \leq 200$  cumple, por lo tanto, nuestra columna seleccionada cumple con los requerimientos de esbeltez.

Cálculo del esfuerzo crítico de Euler. Flexión

Seleccionamos el radio de giro menor del perfil en análisis:  $r_{\min}(r_x, r_y) = 3.74$  in

Calculamos el esfuerzo de flexión en la columna, mediante (97) :

$$\sigma_{ef} = \frac{\pi^2 E_C}{\lambda^2} \quad (62)$$

Reemplazando el módulo de elasticidad del material y las constantes en (97) tenemos:

$$\sigma_{ef} = 5.374 \times 10^7 \text{ Pa} \quad (63)$$

Calculamos el esfuerzo crítico de Euler mediante la siguiente condición:

$$F_{crf} = \left( 0.658 \frac{\sigma_y}{\sigma_{ef}} \right) \sigma_y \quad \text{si } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_C}{\sigma_y}} \quad (64)$$

$$F_{crf} = 0.877 \sigma_{ef} \quad \text{si } \lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E_C}{\sigma_y}} \quad (65)$$

Para nuestro estudio se cumple la condición (99) obteniendo un esfuerzo crítico de Euler de:

$$F_{crf} = 4.713 \times 10^4 \text{ kPa} \quad (66)$$

Aplicando el método LRFD tenemos:

$$\phi R_n f = \phi F_{crf} A_g = 965.975 \text{ kN} \quad (67)$$

Análisis de flexo torsión

Tenemos los siguientes datos de entrada:

$$K_z = 1$$

$$L_z = L_x = 13 \text{ m}$$

Calculamos el esfuerzo de flexión mediante (103)

$$\sigma_{ef} = \left( \frac{\pi^2 E_c c_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right) \left( \frac{1}{I_x + I_y} \right) \quad (68)$$

Reemplazando en (103) las propiedades del material y las propiedades geométricas del perfil tenemos:

$$\sigma_{ef} = 4.77 \times 10^8 \text{ Pa} \quad (69)$$

Cálculo del factor de reducción por pandeo local

Para calcular el pandeo local  $Q_s$  en el ala (No atiesado), empleamos las siguientes condiciones:

$$Q_s = 1 \quad \text{si} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E_c}{\sigma_y}} \quad (70)$$

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{E_c}{\sigma_y}} \quad \text{si} \quad 0.56 \times \sqrt{\frac{E_c}{\sigma_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < 1.03 \times \sqrt{\frac{E_c}{\sigma_y}} \quad (71)$$

$$Q_s = \frac{0.69 E_c}{\sigma_y \left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad \text{si} \quad \frac{b_f}{2t_f} > 1.03 \times \sqrt{\frac{E_c}{\sigma_y}} \quad (72)$$

Para calcular el pandeo local  $Q_s$  en el alma, empleamos las siguientes condiciones:

$$Q_a = 1 \quad \text{si} \quad \frac{h}{t_w} < 1.49 \times \sqrt{\frac{E_c}{f}} \quad (73)$$

$$Q_a = A_g - \left( h - \left( 1.92 t_w \sqrt{\frac{E_c}{f}} \left( 1 - \frac{0.34}{\frac{h}{t_w}} \sqrt{\frac{E_c}{f}} \right) \right) \right) t_w \quad \text{si} \quad \frac{h}{t_w} \geq 1.49 \times \sqrt{\frac{E_c}{f}} \quad (74)$$

Donde:

$$f = F_{crf} = 4.713 \times 10^7 \text{ Pa}$$

El pandeo local en el perfil queda determinado por:

$$Q = Q_s Q_a \quad (75)$$

Para nuestro estudio  $Q = 1$ .

Calculamos el esfuerzo crítico de Euler mediante la siguiente condición:

$$F_{crf} = \left( 0.658^{\frac{\sigma_y}{\sigma_{ef}}} \right) \sigma_y \quad \text{si } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_C}{Q\sigma_y}} \quad (76)$$

$$F_{crf} = 0.877\sigma_{ef} \quad \text{si } \lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E_C}{Q\sigma_y}} \quad (77)$$

Para nuestro estudio se cumple la condición (76) obteniendo un esfuerzo crítico de Euler de:

$$F_{crf} = 4.183 \times 10^8 \text{ Pa} \quad (78)$$

Aplicando el método LRFD tenemos:

$$\phi R_{nf} = \phi F_{crf} A_g = 8.575 \times 10^3 \text{ kN} \quad (79)$$

En este análisis se selecciona la menor resistencia nominal, por lo tanto:

$$\phi R_n = \text{menor}(\phi R_{nf}, \phi R_{nft}) = 965.975 \text{ kN} \quad (80)$$

Para verificar la prevalencia del esfuerzo tenemos la siguiente condición:

$$\text{si } \phi R_{nf} < \phi R_{nft} \quad \text{"Domina la flexión"} \quad (81)$$

$$\text{si } \phi R_{nf} > \phi R_{nft} \quad \text{"Domina la flexión torsión"} \quad (82)$$

## 4.12 DISEÑO DE PLACA BASE EN COLUMNA DEL SISTEMA SMF

### 4.12.1 RESISTENCIAS REQUERIDAS

En la Tabla 36 se presentan las propiedades geométricas de la columna W 360 x 79 que se observa en la Figura 55

Tabla 36 Propiedades geométricas de perfil W 360 x 79

Altura de la sección	$d_c = 354 \text{ mm}$
Ancho del ala	$b_{fc} = 205 \text{ mm}$
Espesor del ala	$t_{fc} = 16.80 \text{ mm}$
Espesor del alma	$t_{wc} = 9.40 \text{ mm}$
Área gruesa	$A_g = 230 \text{ cm}^2$
Módulo plástico X	$Z_{xc} = 26.83 \text{ cm}^3$
Altura de la columna	$H = 13 \text{ m}$

Fuente: Manual AISC, 2011

En la Tabla 37 se presentan las propiedades mecánicas de los elementos que intervienen en la conexión placa base - columna, las mismas se utilizarán para el diseño de la placa base.

Tabla 37 Propiedades mecánicas unión placa base - columna

**Acero ASTM A36**

Esfuerzo de fluencia de la columna	$F_{yc} = 874.94 \text{ MPa}$
Esfuerzo de fluencia de la placa base	$F_{ypl} = 874.94 \text{ MPa}$
Esfuerzo último en placa base	$F_{upl} = 874.94 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E = 200000 \text{ MPa}$
Factor de sobre resistencia	$r_y = 1.5$

**Concreto**

Resistencia a compresión	$f_c = 25 \text{ MPa}$
--------------------------	------------------------

**Acero ASTM 1554 Gr 105**

Esfuerzo último	$F_{u\_barras} = 861.84 \text{ MPa}$
Esfuerzo último a tracción	$F_{nt\_barras} = 643.83 \text{ MPa}$
Esfuerzo último a cortante	$F_{nv\_barras} = 344.74 \text{ MPa}$

**Soldadura a utilizar: AWS E70xx**

Resistencia límite a corte	$F_{EXX} = 482.63 \text{ MPa}$
----------------------------	--------------------------------

Fuente: Manual AISC, 2011

Los resultados obtenidos de las fuerzas axiales y momentos por caso de carga se presentan en la Tabla 38

Tabla 38 Fuerzas axiales y momentos

$$P_{CPc_1} = 807.81 \text{ kN}$$

$$M_{CPc_1} = 0.38 \text{ kN m}$$

$$P_{CVc_1} = 385.14 \text{ kN}$$

$$M_{CVc_1} = 0.18 \text{ kN m}$$

$$P_{Sc_1} = 4.40 \text{ kN}$$

$$M_{Sc_1} = 171.5 \text{ kN m}$$

Fuente: Autores, 2022

Los coeficientes de amplificación sísmica, carga variable y aceleración para periodos cortos empleados para el cálculo de resistencias se presentan en la tabla xx

Tabla 39 Coeficientes para cálculo de resistencias en conexión placa base - columna

Factor de amplificación sísmica	$\Omega_0 = 3.00$
Factor de participación de carga variable	$\gamma = 0.75$
Coeficiente de aceleración de periodos cortos	$S_{DS} = 0.50$

Fuente: Autores 2022

La resistencia requerida a compresión en la placa base queda definida por la combinación de carga que incluye el sismo amplificado, se calcula mediante (83):

$$P_u = [(1.2 + 0.2S_{DS})]P_{CPc_1} + \gamma(P_{CVc_1}) + (\Omega_0 P_{Sc_1}) \quad (83)$$

Reemplazando coeficientes, cargas axiales y momentos en (83), obtenemos:

$$P_u = 1352.21 \text{ kN} \quad (84)$$

La resistencia requerida a flexión está definida por el momento  $M_{u1}$  y  $M_{u2}$  de menor magnitud, los cuales dependen de las combinaciones con el sismo amplificado y de la máxima capacidad esperada de la columna.

a) Momento máximo considerando el sismo amplificado, se calcula mediante:

$$M_{u_1} = [(1.2 + 0.2S_{DS})]M_{CPc_1} + \gamma(M_{CVc_1}) + (\Omega_0 M_{Sc_1}) \quad (85)$$

b) Momento máximo incluyendo sobre resistencia y endurecimiento del acero, se calcula mediante:

$$M_{u_2} = 1.1R_y F_{yc} Z_{xc} \quad (86)$$

Reemplazando valores en (85) y (86) se obtiene que el mínimo valor de momento:

$$M_u = 515.13 \text{ kN m} \quad (87)$$



La resistencia requerida a corte en la placa base está definida en función del momento máximo probable de la columna, se calcula mediante:

$$M_{pc} = R_y F_{yc} Z_{xc} \quad (88)$$

Reemplazando valores en (88) obtenemos:

$$M_{pc} = 3521.20 \text{ kN m} \quad (89)$$

Ahora calculamos la resistencia requerida a corte mediante:

$$V_u = \frac{2M_{pc}}{H} \quad (90)$$

Reemplazando en (90) tenemos:

$$V_u = 541.72 \text{ kN} \quad (91)$$

#### 4.12.2 CONFIGURACIÓN DE PLACA BASE

Para determinar el largo de la placa base, empleamos la guía de diseño de la AISC en la cual contempla que el mínimo requerido se calcula mediante:

$$N_{\min} = d_c + 2e \quad (92)$$

Para un espesor de placa de 76,2 mm y reemplazando  $d_c$  en (92) tenemos de largo de placa:

$$N = 554 \text{ mm} \quad (93)$$

Para determinar el ancho de la placa base, empleamos la guía de diseño de la AISC en la cual contempla que el mínimo requerido se calcula mediante:

$$B_{\min} = b_{fc} + 2e \quad (94)$$

Para un espesor de placa de 76,2 mm y reemplazando  $b_{fc}$  en (92) tenemos de largo de placa:

$$B = 405 \text{ mm} \quad (95)$$

La distancia de la columna a los bordes superior e inferior de la placa base quedan determinados por:

$$h_{s1} = \frac{N - d_c}{2} \quad (96)$$

Reemplazando en (96) tenemos:

$$h_{s1} = 100 \text{ mm} \quad (97)$$

La distancia de la columna a los bordes derecho e izquierdo de la placa base quedan determinados por:

$$h_{s2} = \frac{B - b_{fc}}{2} \quad (98)$$

Reemplazando en (98) tenemos:

$$h_{s2} = 100 \text{ mm} \quad (99)$$

El área de la placa base queda determinada por:

$$A = NB = (50,4 \text{ cm})(40,5 \text{ cm}) = 2243,7 \text{ cm}^2 \quad (100)$$

Características del pedestal:

- Largo

$$N_{ped} = 800 \text{ mm} \quad (101)$$

- Ancho

$$B_{ped} = 800 \text{ mm} \quad (102)$$

- Área

$$A_2 = N_{ped}B_{ped} = 6400 \text{ cm}^2 \quad (103)$$

### 4.12.3 CONFIGURACIÓN DE BARRAS DE ANCLAJE

El anclaje de la placa base a emplearse para la estructura se observa en la Figura 58 y en la Figura 58 se presenta las dimensiones generales para la configuración de las barras de anclaje.

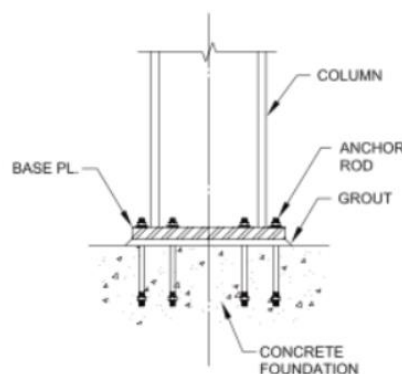


Figura 57 Anclaje de placa base

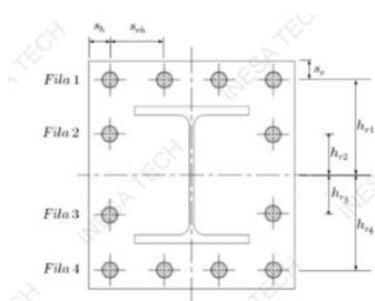


Figura 58 Configuración barras de anclaje. Fuente: Autores 2022

Las dimensiones características de la placa base se presentan en la Tabla 40 y Tabla 41:

Tabla 40 Dimensiones de distribución de pernos en placa base

$d_r = 25.4 \text{ mm}$
<hr/> $s_{\text{min\_borde}} = 1.5 d_r = 38.1 \text{ mm}$ <hr/>
$s_{\text{min\_pernos}} = 3 d_r = 76.2 \text{ mm}$
<hr/> $s_h = 50 \text{ mm}$ <hr/>
$s_v = 50 \text{ mm}$
<hr/> $s_{rh} = (B - 2s_h) / 3 = 101.667 \text{ mm}$ <hr/>

Fuente: Autores 2022

Tabla 41 Medidas para disposición de pernos en placa base

Número de pernos en fila i	Distancia de centro de plancha a la fila i	Distancia entre filas	Distancia mínima entre filas
$n_{r1} = 4$	$h_{r1} = (N/2) - s_v = 227 \text{ mm}$		
$n_{r2} = 2$	$h_{r2} = (h_{r1}/2) = 113.5 \text{ mm}$	$h_{r1} - h_{r2} = 113.5 \text{ mm}$	$s_{\text{min\_pernos}} = 76.2 \text{ mm}$
$n_{r3} = 2$	$h_{r3} = -h_{r2} = -113.5 \text{ mm}$	$h_{r2} - h_{r3} = 227 \text{ mm}$	$s_{\text{min\_pernos}} = 76.2 \text{ mm}$
$n_{r4} = 4$	$h_{r4} = -h_{r1} = -227$	$h_{r3} - h_{r4} = 113.5 \text{ mm}$	$s_{\text{min\_pernos}} = 76.2 \text{ mm}$

Fuente: Autores 2022

#### 4.12.4 FUERZAS EN LA PLACA BASE

En la guía de diseño de la AISC, se hace mención a dos métodos de diseño, para fuerzas a flexión (momentos) altos o bajos, que dependerán de la excentricidad equivalente de la carga obtenida como la división del momento último de diseño entre la carga axial última, véase ecuación

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 380.954 \text{ mm} \tag{104}$$

El factor de minoración de resistencia del concreto empleado es  $\phi_c = 0.65$

El cálculo del esfuerzo máximo entre la placa base y el concreto se realiza mediante las siguientes condiciones:

$$\text{si } Q = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \text{ entonces } f_{p\text{máx}} = 0.85f_c\phi_c \tag{105}$$

$$\text{si } Q = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2 \text{ entonces } f_{p\text{máx}} = 1.7f_c \tag{106}$$

Reemplazando el área de la placa base y el área del pedestal, obtenemos el factor:

$$Q = \sqrt{\frac{6400 \text{ cm}^2}{2243.7 \text{ cm}^2}} \leq 1,689 \quad (107)$$

Por lo tanto:

$$f_{p\_m\acute{a}x} = 0.85(25 \text{ MPa})(1.689) = 23.328 \text{ MPa} \quad (108)$$

EL cálculo de la fuerza máxima entre la placa base y el concreto por ancho unitario queda determinado por:

$$q_{m\acute{a}x} = f_{p\_m\acute{a}x} \times B = 23.328 \text{ MPa} \times 0.405 \text{ m} = 94.479 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad (109)$$

La excentricidad crítica, véase Figura 59 se determina por:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{m\acute{a}x}} = 205.439 \text{ mm} \quad (110)$$

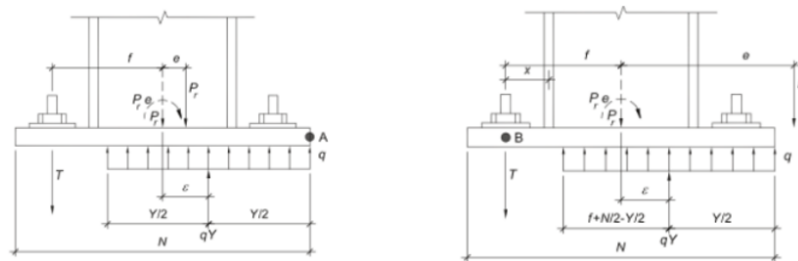


Figura 59 Anclaje de placa base. Fuente: Autores 2022

Los métodos de diseño AISC para momentos bajos y momentos altos se aplican verificando la siguiente condición:

$$e > e_{crit} \rightarrow \text{Momentos altos} \quad (111)$$

Para nuestro estudio se cumple la relación (111) ya que  $380.9 > 205.4$  por lo tanto procedemos a determinar el ancho en compresión, conocidos los siguientes datos:

$$s_{min\_borde} = 38.1 \text{ mm}$$

$$s_v = 50 \text{ mm}$$

$$f = -h_{r4} = 227 \text{ mm}$$

Para momentos bajos el ancho en compresión queda determinado por:

$$Y_{mb} = N - 2e = -207.908 \text{ mm} \quad (112)$$

Para momentos altos el ancho en compresión queda determinado verificando la siguiente condición:

$$si \left( f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P_u(e + f)}{q_{m\acute{a}x}} \quad \text{cumple, caso contrario aumentar largo} \quad (113)$$

Reemplazando en (113) tenemos:

$$2540.16 > 1740.24 \quad \text{Cumple} \quad (114)$$

Por lo tanto, calculamos el ancho mediante:

$$Y_{ma_1} = \left( f + \frac{N}{2} \right) + \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{m\acute{a}x}}} \quad (115)$$

$$Y_{ma_1} = \left( f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{m\acute{a}x}}} \quad (116)$$

Reemplazando los datos en (115) y (116) tenemos:

$$Y_{ma_1} = 786.828 \text{ mm}$$

$$Y_{ma_2} = 221.172 \text{ mm}$$

El ancho en compresión para momentos altos, se selecciona bajo la siguiente condición:

$$si Y_{ma_1} > N \quad \rightarrow Y_{ma_2} \quad \text{caso contrario } Y_{ma_1} \quad (117)$$

$$si e > e_{crit} \quad \rightarrow Y_{ma} \quad \text{caso contrario } Y_{mb} \quad (118)$$

El ancho final en compresión para la placa base es  $Y = 221.172 \text{ mm}$

#### 4.12.5 FUERZAS RESULTANTES

Los datos obtenidos de las fuerzas actuantes en la placa base que se empleará para el anclaje de estructura se presentan en la Tabla 42

Tabla 42 Fuerzas actuantes en placa base

Fuerza entre placa base y concreto	$q = 9447, 89 \text{ kN/m}$
------------------------------------	-----------------------------

Fuerza en última fila de barras a tracción	$N_{ua_g} = 737,397 \text{ kN}$
--	---------------------------------

Número de barras en la última fila a tracción	$n_{r4} = 4$
Fuerza de diseño a tracción de la barra de anclaje en la última fila	$N_{ua} = 184.349 \text{ kN}$
Esfuerzo máximo entre la placa base y el concreto	$f_{p\_máx} = 23,328 \text{ MPa}$
Esfuerzo actuante entre la placa base y el concreto	$f_p = 23,328 \text{ MPa}$

Fuente: Autores 2022

El coeficiente DC se determina mediante:

$$DC = \frac{f_p}{f_{p\_max}} = 1 \quad (119)$$

Comprobación: si  $DC > 1$ , cumple caso contrario, modificar dimensiones de la placa.

Esta verificación aplica para cuando se trabaja con el método de momentos bajos, ya que, para momentos altos, se hace la suposición de que  $f_p = f_{max}$ .

Para el cálculo del espesor de la placa base debemos tener presente las dimensiones que se presentan en la Figura 60.

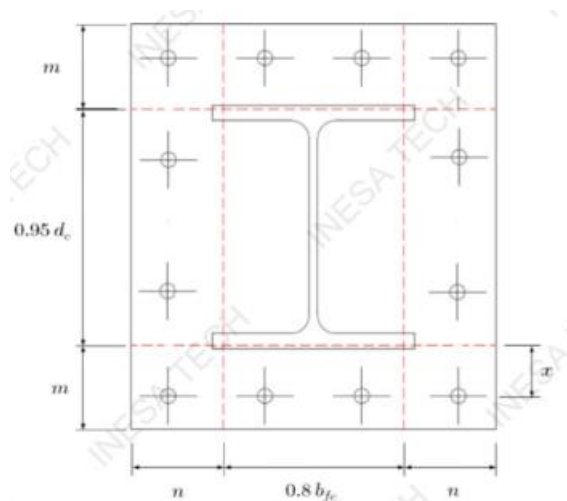


Figura 60 Cotas de distancia teórica en Cantiléver. Fuente: Autores 2022

La distancia teórica en cantiléver desde el ala de la columna al borde de la placa está determinada por:

$$m = \frac{N - 0.95d_c}{2} = 108.85 \text{ mm} \quad (120)$$

La distancia teórica en cantiléver desde el alma de la columna al borde de la placa está determinada por:

$$n = \frac{B - 0.80b_{fc}}{2} = 120.5 \text{ mm} \quad (121)$$

La flexión en la dirección de m se calcula mediante:

$$\text{si } Y \geq m \quad \rightarrow \quad t_{p_{reqcm}} = 1.5m \left( \sqrt{\frac{f_{p_{max}}}{F_{ypl}}} \right) \quad (122)$$

$$\text{si } Y < m \quad \rightarrow \quad t_{p_{reqcm}} = 2.11m \left( \sqrt{\frac{f_{p_{max}} Y (m - 0.5Y)}{F_{ypl}}} \right) \quad (123)$$

Se cumple la condición (122) por lo tanto reemplazando los datos previamente calculados tenemos:

$$t_{p_{reqcm}} = 26.661 \text{ mm} \quad (124)$$

La flexión en la dirección n se calcula mediante:

$$t_{p_{reqcn}} = 1.5 \left( \sqrt{\frac{f_{p_{max}}}{F_{ypl}}} \right) = 29.514 \text{ mm} \quad (125)$$

El espesor de placa requerido por la zona de compresión se selecciona entre el máximo valor obtenido en cada una de las direcciones, por lo tanto:

$$t_{p_{req-c}} = 29.514 \text{ mm} \quad (126)$$

Para calcular el espesor de la placa por flexión en la zona de tracción se determina primeramente la distancia desde el ala de la columna a la barra de anclaje más traccionada mediante:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_{fc}}{2} = 58.4 \text{ mm} \quad (127)$$

El espesor de placa requerido por la zona a tracción está determinado por:

$$t_{p\_req\_t} = 2.11 \left( \sqrt{\frac{N_{ua\_g} x}{B F_{ypl}}} \right) = 23.261 \text{ mm} \quad (128)$$

Para la definir el espesor de la placa base se selecciona el máximo obtenido de los obtenidos para la zona de compresión y el de la zona de tracción, por lo tanto:

$$t_{p\_req} = 29.514 \text{ mm} \quad (129)$$

$$t_p = 30 \text{ mm} \quad (130)$$

Comprobación:

Si  $t_{p\_req} < t_p$  cumple, caso contrario aumentar espesor o rigidizar

## 4.13 CONEXIONES UTILIZADAS EN EL SISTEMA

Dentro de las necesidades de un sistema estructural, es el conocer cómo se está comportando las conexiones entre cada uno de los elementos que compone una estructura, es por ello que desarrollaremos dos conexiones que se utilizará, estas son columna – viga y placa base columna, mediante software especializado.

### 4.13.1 CONEXIÓN COLUMNA – CERCHA

En este caso, se mostrará el proceso de modelado de una unión típica columna – viga, puesto que se aplicarán operaciones de contacto con elementos empernados

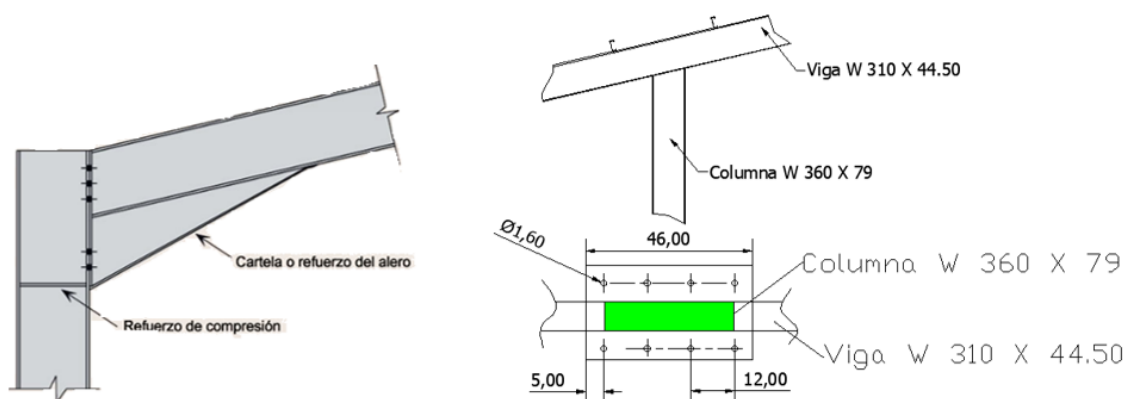


Figura 61 Conexión viga – columna. Fuente: Autores 2022



Creamos un modelo de una unión columna – viga con los siguientes perfiles: Columna W 360 X 79 y Viga W 310 X 44.50 se debe considerar la inclinación que tendrá la viga con relación a la columna, esa inclinación la obtenemos desde el plano inicial, indicamos pilar acabado y lo ubicamos como se muestra continuación:

Figura 62 Parámetros de posicionamiento de la columna. Fuente Autores 2022

Se coloca una placa frontal para cada viga conectada y procedemos a la disposición de las filas de pernos de  $\frac{1}{2}$ " tipo de calidad A 325

Figura 63 Unión columna – viga con placa frontal. Fuente Autores 2022

Para nuestro caso hemos colocado una cartela de refuerzo en la parte inferior de la viga, de forma triangular, la misma que tendrá el ala con el mismo ancho de la placa frontal y esta será soldada a tope y con penetración completa.

Figura 64 Inserción de cartela inferior de refuerzo. Fuente Autores 2022

Se dará continuidad de las alas de las cartelas rigidizadores en la sección de la columna, estas placas cumplen la misión de continuidad tanto en la columna como en la viga, es decir nos ayudan que exista mayor área de contacto entre la cartela y las vigas.

Figura 65 Placas de continuidad en columna. Fuente Autores 2022

De igual forma agregamos rigidizadores en la parte de cercha, donde termina la cartela de refuerzo para dar continuidad, cumpliendo la misma función de aumentar el área de contacto y soldadura.

Figura 66 Placa de continuidad en la cercha. Fuente Autores 2022

Aplicamos las cargas obtenidas en el software de diseño y se calcula, tabla de cargas obtenidas del SAP 2000.

Figura 67 Aplicación de cargas. Fuente Autores 2022

Podemos observar que los elementos están trabajando en niveles aceptables de tensión y que los factores de estabilidad están de acorde a lo diseñado, podemos observar que los tornillos están a un 40% de su capacidad y la soldadura es la idónea para la respectiva conexión, por lo tanto, podemos decir que el diseño es adecuado.

Figura 68 Distribución de esfuerzos en la conexión. Fuente Autores 2022

Figura 69 Resultado del análisis de la abolladura de la unión. Fuente Autores 2022

### 4.13.2 CONEXIÓN PLACA BASE - COLUMNA

Para la conexión de placa base – columna se toma en cuenta de igual forma la geometría de la columna y las dimensiones de la placa calculadas en el capítulo anterior.

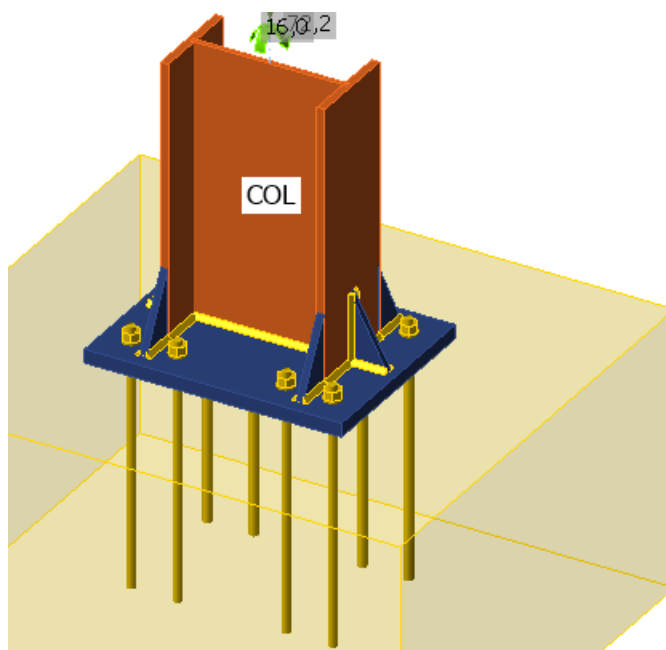


Figura 70 Diseño placa base – columna. Fuente Autores 2022

Iniciamos nuestra simulación diseñando la placa base, la misma que consta con las respectivas barras roscadas y el respectivo dimensionamiento.

Figura 71 Dimensionamiento de la placa base y barras roscadas. Fuente Autores 2022

Introducimos los datos de la columna W 360 X 79 que es la misma utilizada en el análisis anterior.

Figura 72 Parámetros de posicionamiento de la columna. Fuente Autores 2022

Las cargas aplicadas en la columna, es la misma que se utilizaron para el análisis anterior (ya que se analiza la misma columna).

Figura 73 Cargas aplicadas en la columna. Fuente Autores 2022

De igual forma se observa que el diseño cumple los parámetros requeridos y los mismos hacen que el sistema sea aceptable, los anclajes están a un 70% de su capacidad, la soldadura de igual forma es la aceptable de un 76%, además se evidencia en donde son las zonas que sufren la distribución de tensión y observamos que se da en la soldadura entre la placa base y el patín.

Figura 74 . Resultado de la distribución de tensión en la unión placa base – columna. Fuente Autores 2022

Figura 75 Resultados de análisis de abolladura en la unión. Fuente Autores 2022

### 4.13.3 CONEXIÓN COLUMNA VIGA DE AMARRE

En este tipo de conexión se debe analizar los elementos que llegan a tener conexión con la columna, las mismas que serán vigas tipo I, estas cumplen la función de amarrar o de conectar cada una de las columnas entre sí, logrando dar una estabilidad al sistema en la parte superior.

Figura 76 Conexión columna viga de amarre. Fuentes autores 2022

Creamos un modelo de una unión columna – viga de amarre con los siguientes perfiles: Columna W 360 X 79 y Viga W 200 X 22,5 en este caso se considera la continuidad de las placas en la columna.

Figura 77 Definición de elementos de conexión. Fuentes autores 2022

Con las consideraciones desarrolladas obtenemos los espesores de placa de 14mm y diámetros de pernos de  $\frac{3}{4}$ " para las cargas requeridas.

Figura 78 Definición de elementos de conexión. Fuentes autores 2022

Aplicamos las cargas obtenidas en el software de diseño y se calcula, tabla de cargas obtenidas del SAP 2000.

Figura 79 Definición de cargas en elementos de conexión. Fuentes autores 2022

Una vez introducida las cargas podemos observar que el modelo cumple con los parámetros, considerando que la mayor tensión de trabajo se genera en la placa que une la columna con la viga, la misma mantiene al diseño equilibrado.

Figura 80 Definición de cargas en elementos de conexión. Fuentes autores 2022

La conexión ha sido analizada en un 100%, según los resultados obtenidos podemos considerar que la placa trabaja a un 50% del requerimiento inicial, los tornillos a un 83% y la soldadura de igual forma a un 86%, la concentración de carga se da en la placa debido a los agujeros existentes.

## 4.14 RESULTADOS COMPUTACIONAL Y ANALÍTICO.

A continuación, se realiza el análisis de los resultados obtenidos en la placa base, tanto computacional y analítico.

Tabla 43 Comparativa de resultados computacional y analítica

	COMPUTACIONAL	ANALÍTICO
ELEMENTO COLUMNA	W 360 x 79	W 360 x 79
Resistencia requerida a compresión [kN]	164,2	135,2
Momento máximo [kN.m]	72,2	51,52
Largo placa base [mm]	754	554
Ancho placa base [mm]	505	405
Espesor [mm]	30	30
Aplastamiento del concreto en pedestal [MPa]	8,30	23,33
Fuerza en la última fila de pernos [MPa]	51,8	73,7
Largo de barra de anclaje [mm]	500	800

Los resultados obtenidos en el software con relación a los resultados obtenidos analíticamente, no difieren para las consideraciones de diseño, salvo en ciertos casos de dimensionamiento, por lo que los criterios iniciales con los finales han sido bien identificados en su contorno de diseño.

## 4.15 CONSIDERACIONES DE MONTAJE

El montaje de la estructura consiste principalmente en la instalación de las piezas prefabricadas en el taller mecánico, en el lugar de la obra donde prestará servicio la estructura, las piezas deben ser colocadas en el lugar correcto según el plano de montaje proporcionado por el ingeniero calculista y según las especificaciones detalladas de la geometría del terreno.

En el taller mecánico se tendrá en cuenta todas las necesidades y partes para solventar un montaje exitoso, en el caso de elementos empernados como es la

estructura propuesta, se debe considerar todas las placas previamente perforadas con su respectivo ajuste para evitar inconvenientes en el montaje.

En nuestro caso de estudio se debe considerar que no se puede realizar cortes, soldaduras de último momento ya que el área donde se instalará la estructura es un espacio donde existe elementos inflamables y eso impide realizar cualquier cambio.

Para el montaje de una estructura se debe considerar los siguientes parámetros:

- Traslado de las piezas del taller a la obra.
- Descarga de las piezas y materiales complementarios en la obra.
- Montaje, presentación, plomeo, alineación y fijación provisional de las piezas.
- Fijación definitiva de los elementos.
- Control de calidad.



Figura 81 Construcción de columnas in situ. Fuente: Autores 2022

#### 4.15.1 MÉTODO DE MONTAJE

Para seleccionar el método idóneo para el respectivo montaje de la estructura se deberá conocer algunas recomendaciones:

- El tamaño de la estructura a montar (cantidad, dimensión y peso de las piezas a maniobrar) y el tipo (industrial, habitacional, etc.).
- Las condiciones de acceso del área donde se realizará el montaje, tanto para los equipos y herramientas a utilizar, para la entrega y descarga de elementos fabricados en el taller.

- Disponibilidad y calidad de la mano de obra.
- La disponibilidad de equipo adecuado, el costo, la rapidez del montaje, los tiempos de entrega.
- Las condiciones del terreno para determinar el tipo de equipo que se empleará o bien de trabajos complementarios para hacer uso del equipo adecuado.

Es importante tener un estudio o planificación de montaje, además de la experiencia del equipo de montadores, dentro de las cuales se garantizará la resistencia, estabilidad y seguridad de la estructura, por lo que se recomienda iniciar con los elementos rígidos que garanticen la estabilidad de los elementos que se montarán posteriormente.

Para poder realizar el montaje de cualquier elemento fabricado, se debe considerar la experiencia y el ingenio del equipo de montadores, ya que muchas de las veces tienen sus métodos propios para realizar el montaje, pero por lo general se utiliza uno de los métodos siguientes:

Método de montaje con plumas, normalmente utilizado para edificios de varios pisos y alturas considerables.

Método de montaje con grúa, Sería el adecuado para nuestro caso, para las edificaciones de tipo industrial o de baja altura.



Figura 82 Montaje de cerchas. Fuente: Autores 2022

## 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

---

Dentro del análisis desarrollado en nuestro proyecto, se ha obtenido resultados que han sido corroborados con los diferentes cálculos, los mismos que se han desarrollado en software para facilitar el proyecto.

Todos lo expuesto dentro del trabajo se basa en las Normas vigentes de la construcción (Código ecuatoriano de la construcción), la misma que tiene todas las pautas necesarias para que el sistema sea exitoso, ya que los mismos han sido según las experiencias y necesidades expuestas por la empresa.

Cabe mencionar que la estructura desarrollada para el área de almacenamiento de combustible, cumple con conexiones precalificadas, las cuales, al momento de realizar el respectivo montaje, evitará en su totalidad el uso inadecuado de equipos que producen chispa, así se cumpliría con un gran requerimiento de seguridad para la empresa.

Las cargas colocadas en los elementos se han desarrollado según la normativa, teniendo en cuenta la aplicación en los nodos o elementos diseñados, de igual forma se consideró las separaciones de columnas, correas para utilizar perfilería que exista en el mercado y que pueda ser mucho más fácil el respectivo montaje, evitando desperdicios al momento de su conexión.

Para los diseños en el software de conexiones se ha empleado las cargas, momentos, cortantes dados en el programa SAP2000, de allí que para cada diseño de los elementos este software es de mucha utilidad y sobre todo ayuda a mejorar los tiempos de diseño, ya que en ellos existen ya conexiones precalificadas y sobre todo teniendo en cuenta la experiencia en el área de trabajo.

Como en todo diseño surgen las interrogantes de porque este perfil, porque este diseño y lo más importante los costos, podemos decir que hay varias opciones de



construcción como son vigas a cartela, de igual forma para rigidizar las columnas se opta también por rigidizadores entre la placa base y columna, pero en nuestro análisis vemos que los valores son aceptables, por ende, es nuestra mejor opción de trabajo.

Uno de las formas para poder obtener mejores resultados en el proyecto, está la opción de colocar arriostramientos entre columnas, esto ayudará en gran medida a bajar la demanda capacidad de todo el sistema, es una opción si se toma en cuenta de colocar paredes en la estructura, esto dependerá mucho de las necesidades de la nave industrial, por el momento se opta por este diseño ya que es la expuesta por la empresa, y por el momento la prioridad es la cubierta en sí.

## 6. CONCLUSIONES

---

Lo expuesto anteriormente permite concluir que, el diseño de estructuras metálicas con conexiones empernadas es de gran ayuda en especial cuando el área de trabajo es como la expuesta en nuestro documento (área de combustibles), la misma requiere tener una gran precisión al momento de realizar su construcción en el taller, esto implica que todas las uniones soldadas deben ser establecidas con sus respectivos planos constructivos y así evitar inconvenientes al momento del montaje.

Dentro de las condiciones de diseño se tomó en cuenta la factibilidad y la función que cumplirá el proyecto, esto debido a que en el área se ha encontrado residuos de juegos pirotécnicos, siendo estos un peligro para el área y la vulnerabilidad de la fábrica.

Todos los miembros han sido diseñados en el software SAP2000, pudiendo obtener resultados favorables frente al dimensionamiento tanto de alturas, ancho y largo del área donde se construirá la nave industrial, esto implica las cargas existentes y los elementos naturales que son impredecibles en nuestra ciudad.

Al momento de diseñar cada uno de los elementos, es necesario conocer los materiales que tenemos en nuestro entorno, esto implica resistencia, forma y longitudes, ya que desde allí se parte para poder dar a nuestro software las características a emplear.

Se debe tomar en cuenta que, cada uno de los elementos forman un papel esencial en el diseño, partiendo desde su placa base, la forma de sujeción de la misma, los refuerzos y cartelas a utilizar, ya que de ellas depende cada una de las conexiones empleadas.

Es importante considerar al momento del montaje el tipo de maquinaria que se va a utilizar y si el área donde se instalará la nave industrial es accesible, tanto para el

desembarque del material así también como el correcto desempeño de personal y herramientas, por eso es indispensable tener los respectivos planos para el montaje, para considerar las alturas e instalación de los elementos de la estructura.

Los resultados obtenidos se procesaron para determinar diferentes parámetros que permiten conocer el comportamiento o desempeño estructural, así de cada uno de los elementos y además de la estructura en general. Los parámetros definidos son los siguientes: desplazamientos laterales de pórtico, desempeño estructural del sistema, determinación del esfuerzo y deformación.

Los resultados obtenidos, también nos indican la factibilidad del caso de estudio, los mismos que han presentado resultados favorables para cada elemento, su resistencia, pandeo y cortante en los pernos, nos indica que el sistema se encuentra en la resistencia plástica, es decir que los elementos vuelven a su posición inicial después de ser retirada la carga.

## REFERENCIAS

---

- ANSI/AISC 358-16 & ANSI/AISC 358s1-18. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications with Supplement No. 1. American Institute of Steel Construction, 2016(1).
- ANSI/AISC 360-16. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, 2016.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, 2016.
- Fisher; James M. (2006). Base Plate and Anchor Rod Design. AISC Design Series, 73.
- ANSI/AISC. (2016). Especificación para Construcciones de Acero. American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-16, 3–308.
- NEC - SE - AC. (2015). Nec Estructuras De Acero. In Norma Ecuatoriana de Construcción. Estructuras de Acero. chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec3.pdf
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), S. de G. de R. (SEG). (2015). Guía práctica para el diseño de estructuras de acero. Norma Ecuatoriana de La Construcción, 68. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente. In Norma Ecuatoriana de la Construcción. <http://www.indeci.gob.pe/proyecto58530/objetos/archivos/20110606102841.pdf>  
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>  
(in spanish)