

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

---

**“Diseño estructural en acero de un edificio de diez niveles para oficinas,  
usando riostras de pandeo restringido; en la ciudad de Trujillo-La Libertad”**

---

**Área de Investigación:**  
Estructuras

**Autores:**

Br. Bernabe Cabrera, Katherine Marilú

Br. Paredes Chero, Charles Fleury

**Jurado Evaluador:**

**Presidente:** Alanoca Quenta, Ángel Fredy

**Secretario:** Dávalos Capristan, Omar Alexander

**Vocal:** Vargas López, Segundo Alfredo

**Asesor:**

Cancino Rodas, Cesar Leónidas

**Código Orcid:** <https://orcid.org/0000-0001-8626-010X>

**TRUJILLO- PERÚ  
2021**

**Fecha de sustentación: 2021/05/07**



**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

---

**“Diseño estructural en acero de un edificio de diez niveles para oficinas,  
usando riostras de pandeo restringido; en la ciudad de Trujillo-La Libertad”**

---

**Área de Investigación:**  
Estructuras

**Autores:**

Br. Bernabe Cabrera, Katherine Marilú

Br. Paredes Chero, Charles Fleury

**Jurado Evaluador:**

**Presidente:** Alanoca Quenta, Ángel Fredy

**Secretario:** Dávalos Capristan, Omar Alexander

**Vocal:** Vargas López, Segundo Alfredo

**Asesor:**

Cancino Rodas, Cesar Leónidas

**Código Orcid:** <https://orcid.org/0000-0002-8810-9224>

**TRUJILLO- PERÚ  
2021**

**Fecha de sustentación: 2021/05/07**

## DEDICATORIA

El presente informe realizado se lo dedico  
especialmente a mis padres, por estar  
siempre a mi lado, dándome consejos  
y ánimos para seguir adelante.

A mis hermanos por ser los

ejemplos a seguir y

alcanzar este sueño.

Bach. Bernabé Cabrera, Katherine Marilú

## DEDICATORIA

El presente informe realizado se lo dedico

especialmente a mi madre, por estar

siempre a mi lado, dándome consejos

y ánimos para seguir adelante.

A mis hermanos y abuelos por

su apoyo constante.

Bach. Paredes Chero, Charles Fleury

## RESUMEN

La presente investigación tiene como finalidad el diseño estructural en acero de un edificio de 10 niveles para oficinas, usando riostras de pandeo restringido, del distrito de Trujillo y Provincia de Trujillo, Departamento La Libertad.

El terreno destinado para la edificación cuenta con un área de 587.34m<sup>2</sup>. El edificio cuenta con 10 niveles destinados para oficinas.

El sistema estructural de la edificación está conformado por columnas, vigas, correas, riostras de pandeo restringido y una losa colaborante Deck AD 600. La cimentación está constituida por zapatas aisladas.

El análisis sísmico se realizó siguiendo la E 030-18, mediante e la cual se obtuvieron las fuerzas sísmicas para cada elemento estructural. El modelo matemático para el análisis estructural se desarrolló con ayuda del programa Etabs 2017.01

El diseño de los elementos estructurales se hizo siguiendo las normas americanas de diseño: ANSI/ AISC 341-16, ANSI/ AISC 360-16 Y ANSI/ AISC 358-16.

## **ABSTRACT**

The purpose of this research is the structural steel design of a 10-story office building, using restricted buckling braces, from the Trujillo district and Trujillo Province, La Libertad Department.

The land destined for the building has an area of 587.34m<sup>2</sup>. The building has 10 levels for offices.

The structural system of the building is made up of columns, beams, purlins, restricted buckling braces and a Deck AD 600 collaborating slab. The foundation is made up of isolated footings.

The seismic analysis was carried out following E 030-18, through which the seismic forces were obtained for each structural element. The mathematical model for the structural analysis was developed with the help of the Etabs 2017.01 program.

The design of the structural elements was made following the American design standards: ANSI / AISC 341-16, ANSI / AISC 360-16 and ANSI / AISC 358-16.

## PRESENTACION

Señores miembros del jurado:

Habiéndose cumplido con todos los requisitos requeridos en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y los requeridos por la facultad de Ingeniería Civil, presentamos a ustedes la presente tesis titulada: “DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DE UN EDIFICIO DE DIEZ NIVELES PARA OFICINAS, USANDO RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO; EN LA CIUDAD DE TRUJILLO-LA LIBERTAD” para obtener el título profesional de ingeniero civil.

La presente tesis ha sido desarrollada de acuerdo a las normas AISC 341-16, AISC 360-16 Y AISC 358-16, juntamente con los programas de cálculo estructural, así mismo aplicando todos los conocimientos que se fue adquiriendo a lo largo de toda nuestra formación académica y bajo el asesoramiento del Ingeniero Cesar Cancino Rodas.

## INDICE

DEDICATORIA.....	i
DEDICATORIA.....	ii
RESUMEN .....	iii
ABSTRACT .....	iv
PRESENTACION.....	v
CAPÍTULO 1 DISEÑO DE LA INVESTIGACION .....	1
1.1. Planteamiento metodológico.....	1
1.1.1. Realidad Problemática .....	1
1.2. Formulación del problema.....	2
1.3. Formulación de la hipótesis. ....	2
1.4. Objetivos del estudio.....	2
1.4.1. Objetivo General .....	2
1.4.2. Objetivos Específicos .....	3
1.5. Justificación del estudio. ....	3
1.5.1. Justificación Académica. ....	3
1.5.2. Justificación Técnica. ....	3
1.5.3. Justificación Social. ....	4

1.6. Limitaciones del estudio.....	4
CAPÍTULO 2 MARCO TEORICO .....	5
2.1. Acero Estructural. ....	5
2.1.1. Ventajas y desventajas del acero estructural.....	5
2.1.2. Propiedades físicas del acero estructural. ....	7
2.1.3. Clasificación de los aceros estructurales.....	11
2.1.4. Perfiles. ....	13
2.2. Filosofía de diseño.....	14
2.2.1. Métodos de diseño. ....	14
2.2.2. Método LRFD: .....	14
2.3. Diseño de elementos estructurales. ....	26
2.3.1. Diseño de miembros en tensión. ....	26
2.3.2. Diseño de miembros en compresión .....	26
2.3.3. Diseño de vigas.....	29
2.3.4. Interacción viga-columna.....	30
2.3.5. Diseño de conexiones .....	31
2.4. Sistemas estructurales para construcciones de acero .....	31
2.4.1. Pórticos no arriostrados.....	32
2.4.2. Pórticos arriostrados.....	32
2.5. Pórticos con riostras de pandeo restringido .....	33

2.5.1. Comportamiento estructural. ....	35
2.5.2. Análisis de estructuras con riostras de pandeo restringido. ....	35
2.5.3. Diseño de pórticos con riostras de pandeo restringido .....	36
2.5.4. Diseño de conexiones. ....	36
CAPÍTULO 3 INTRODUCCIÓN .....	37
3.1. Descripción del proyecto. ....	37
3.2. Metodología de diseño. ....	38
3.2.1. Consideraciones para el diseño: .....	40
3.2.2. Características de los materiales: .....	42
CAPÍTULO 4 ESTRUCTURACION .....	44
CAPÍTULO 5 PREDIMENSIONAMIENTO .....	47
5.1. Metrado de cargas. ....	47
5.1.1. Carga Muerta: .....	47
5.1.2. Carga Viva: .....	47
5.1.3. Carga Viva Azotea: .....	47
5.2. Predimensionamiento de losa colaborante. ....	48
5.3. Predimensionamiento de correas. ....	51
5.4. Predimensionamiento de vigas. ....	54
5.5. Predimensionamiento de columnas. ....	57
5.6. Predimensionamiento de arriostres de pandeo restringido (BRB). ...	61

5.6.1. Cálculo de la cortante basal. ....	61
5.6.2. Calculo de fuerzas en los arriostres (BRB). ....	65
5.6.3. Predimensionamiento de los segmentos del arriostre.....	67
5.6.4. Cálculo de la rigidez axial del arriostre. ....	69
5.6.5. Peso del arriostre. ....	70
<b>CAPÍTULO 6 ANALISIS SISMICO</b> .....	<b>71</b>
6.1. Consideraciones Generales.....	71
6.2. Análisis preliminar.....	72
6.2.1. Zonificación .....	72
6.2.2. Condiciones geotécnicas.....	73
6.2.3. Factor de amplificación sísmica.....	74
6.2.4. Categoría de las edificaciones y factor de uso.....	74
6.2.5. Sistema estructural.....	74
6.2.6. Configuración estructural.....	75
6.3. Análisis modal.....	80
6.3.1. Obtención de resultados.....	82
6.4. Análisis sísmico estático. ....	83
6.4.1. Peso del edificio (P).....	83
6.4.2. Fuerza cortante en la base .....	84
6.5. Análisis sísmico dinámico. ....	86

6.5.1. Aceleración espectral .....	86
6.5.2. Fuerza cortante mínima.....	86
6.5.3. Control de desplazamientos laterales.....	87
6.5.4. Junta de separación sísmica. ....	88
6.5.5. Control de efectos de segundo orden.....	89
CAPÍTULO 7 DISEÑO DE VIGAS .....	90
7.1. Diseño por flexión. ....	90
7.1.1. Clasificación de la sección.....	91
7.1.2. Revisión de la longitud no arriostrada de la viga.....	91
7.1.3. Revisión de la viga por flexión. ....	92
7.2. Diseño por corte .....	93
7.3. Verificación de deflexiones. ....	94
CAPÍTULO 8 DISEÑO DE COLUMNAS.....	95
8.1. Cargas en la columna .....	95
8.2. Revisión del pandeo local del alma. ....	96
8.2.1. Para las alas .....	96
8.2.2. Para el alma .....	97
8.3. Diseño por compresión .....	98
8.3.1. Cálculo de la longitud efectiva. ....	98
8.4. Diseño por flexión. ....	100

8.4.1. Cálculo de longitud no arriostrada. ....	100
8.4.2. Cálculo del momento nominal. ....	101
8.4.3. Relación demanda capacidad. ....	101
<b>CAPÍTULO 9 DISEÑO DE ARRIOSTRES.....</b>	<b>102</b>
9.1. Geometría general .....	102
9.2. Cargas en los arriostres. ....	103
9.3. Relación demanda capacidad. ....	103
9.4. Resistencia máxima probable a compresión y tracción. ....	104
9.5. Revisión de la camisa o tubo de confinamiento. ....	106
9.6. Diseño de columnas. ....	107
9.6.1. Revisión del pandeo local.....	107
9.6.2. Revisión de la resistencia a compresión.....	108
9.6.3. Revisión de la resistencia por flexión.....	109
9.7. Diseño de vigas. ....	111
9.7.1. Revisión del pandeo local.....	111
9.7.2. Revisión de la longitud no arriostrada.....	112
<b>CAPÍTULO 10 DISEÑO DE CONEXIONES .....</b>	<b>113</b>
10.1. Conexiones precalificadas .....	113
10.1.1. Datos generales. ....	113
10.1.2. Chequeo de la resistencia a corte. ....	115

10.1.3. Chequeo de la falla por desgarramiento y aplastamiento. ....	116
10.1.4. Chequeo por corte de la viga.....	118
10.1.5. Consideraciones para las soldaduras. ....	118
10.2. Conexión a corte viga - columna.....	119
10.2.1. Datos generales. ....	119
10.2.2. Resistencia por corte simple.....	119
10.2.3. Resistencia por conexiones de deslizamiento crítico. ....	120
10.2.4. Resistencia de los pernos por corte y momento. ....	120
10.2.5. Aplastamiento en los agujeros.....	121
10.2.6. Cedencia y fractura por corte en la plancha. ....	122
10.2.7. Cedencia por flexión en la plancha.....	123
10.2.8. Bloque de corte en la plancha. ....	123
10.2.9. Resistencia de la soldadura.....	124
10.3. Conexión a corte correa – viga. ....	125
10.3.1. Datos generales. ....	125
10.3.2. Resistencia por corte simple.....	126
10.3.3. Resistencia de los pernos por corte y momento. ....	126
10.3.4. Aplastamiento en los agujeros.....	127
10.3.5. Cedencia y fractura por corte en la plancha ....	128
10.3.6. Cedencia por flexión en la plancha.....	129

10.3.7. Bloque de cortante en la plancha. ....	130
10.3.8. Resistencia de la soldadura.....	130
10.4. Conexión en arriostres. ....	131
10.4.1. Datos generales. ....	132
10.4.2. Diseño de la conexión. ....	133
10.4.3. Diseño de la plancha nodo. ....	136
10.4.4. Chequeo por compresión de la plancha nodo. ....	137
10.5. Diseño de plancha base en columna. ....	138
10.5.1. Datos generales. ....	138
10.5.2. Resistencias requeridas. ....	139
10.5.3. Configuración de la placa base. ....	139
10.5.4. Fuerzas en la placa base.....	140
10.5.5. Espesor de la placa base. ....	141
10.5.6. Diseño por corte. ....	141
<b>CAPÍTULO 11 DISEÑO DEL ALIGERADO</b> .....	<b>142</b>
11.1.1. Calculo de la deflexión en la lámina. ....	142
11.1.2. Esfuerzos de tensión en el sistema no compuesto. ....	143
11.1.3. Esfuerzos admisibles en el sistema compuesto.....	144
11.1.4. Resistencia a la flexión. ....	146
11.1.5. Diseño por corte. ....	146

11.1.6. Esfuerzo admisible a compresión en el concreto. ....	147
11.1.7. Deflexión del sistema compuesto. ....	148
CAPÍTULO 12 DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	149
12.1.1. Datos generales. ....	149
12.1.2. Predimensionamiento:.....	149
12.1.3. Diseño de acero. ....	149
CAPÍTULO 13 CONCLUSIONES .....	151
CAPÍTULO 14 RECOMENDACIONES.....	153
CAPÍTULO 15 BIBLIOGRAFIA.....	154

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva Esfuerzo vs Deformación .....	7
Figura 2 Punto de fluencia en Aceros de alta Resistencia .....	8
Figura 3 Curva Esfuerzo - Deformación de algunas calidades de acero.....	11
Figura 4 Perfiles laminados de Acero .....	13
Figura 5 Factor de esbeltez "K", para diferentes tipos de apoyo.....	28
Figura 6 Clasificación de los sistemas Estructurales Sismorresistentes .....	31
Figura 7 Configuración de arriostres concéntricos.....	32
Figura 8 Configuración de Arriostres Excéntricos .....	33
Figura 9 Pórtico con riostra de pandeo restringido .....	34
Figura 10 Secciones típicas de riostras con pandeo restringido .....	34
Figura 11 Comparación de ciclos de histeresis a compresión y tracción ....	35
Figura 12 Micro-modelación por elementos finitos .....	36
Figura 13 Factores de Resistencia en miembros de acero .....	42
Figura 14 Estructuración de la edificación .....	46
Figura 15 Propiedades de la losa colaborante.....	48
Figura 16 Propiedades del concreto .....	49
Figura 17 Propiedades de la losa colaborante.....	50
Figura 18 Ubicación de vigas y correas.....	51
Figura 19 Vista en Planta del Pórtico D .....	65
Figura 20 Distribución de Riostras de Pandeo Restringido.....	65
Figura 21 Esquema general de una riostra de pandeo restringido.....	67
Figura 22 Configuración estructural de la edificación .....	75

Figura 23 Vista 3D de la edificación .....	81
Figura 24 Espectro Respuesta .....	86
Figura 25 Diagrama de momentos .....	90
Figura 26 Diagrama de Corte y Momento.....	93
Figura 27 Diagrama para cálculo de altura efectiva.....	96
Figura 28 Diagrama para cálculo de longitud efectiva .....	98
Figura 29 Vista 3D de una riostra de pandeo restringido .....	102
Figura 30 Curva Isterética .....	106
Figura 31 Vista de una conexión 4 ES.....	113
Figura 32 Detalle de Rigidizador .....	114
Figura 33 Detalle de conexión 4 ES .....	114
Figura 34 Vista General de una conexión 4 ES .....	115
Figura 35 Vista de Conexión 4ES.....	116
Figura 36 Conexión Viga Columna .....	119
Figura 37 Conexión Correa - Viga .....	125
Figura 38 Detalle de conexión Correa - Viga.....	128
Figura 39 Detalle de conexión End Plate.....	133
Figura 40 Pernos en conexión.....	135
Figura 41 Detalle de Plancha Base .....	140
Figura 42 Detalle de Losa Colaborante .....	144

**INDICE DE TABLAS**

Tabla 1 Peso Piso 10 .....	62
Tabla 2 Peso Piso Típico.....	63
Tabla 3 Peso Piso 1 .....	63
Tabla 4 Pesos Sísmico.....	64
Tabla 5 Distribución de fuerza cortante en altura .....	64
Tabla 6 Especificaciones en riostras en direcciones x e y .....	70
Tabla 7 Irregularidad de piso blando en x.....	76
Tabla 8 Irregularidad de piso blando en y.....	76
Tabla 9 Irregularidad de Piso débil .....	77
Tabla 10 Irregularidad en masa o peso .....	78
Tabla 11 Irregularidad torsional en x .....	79
Tabla 12 Irregularidad torsional en y .....	79
Tabla 13 Tabla de periodos y masa participativa.....	82
Tabla 14 Periodos .....	83
Tabla 15 Peso Sísmico.....	83
Tabla 16 Parámetros sísmicos .....	84
Tabla 17 Distribución de cortante en x .....	85
Tabla 18 Distribución de cortante en y .....	85
Tabla 19 Factor de escala Sismo Dinámico .....	87
Tabla 20 Derivas en dirección x .....	87
Tabla 21 Derivas en dirección y .....	88
Tabla 22 Efectos de 2do orden .....	89

Tabla 23 Combinaciones de cargas en columnas .....	95
Tabla 24 Cargas en columnas.....	95
Tabla 25 Combinaciones de cargas en riostras .....	103
Tabla 26 Cargas en riostras .....	103

## **CAPÍTULO 1 DISEÑO DE LA INVESTIGACION**

### **1.1. Planteamiento metodológico.**

#### 1.1.1. Realidad Problemática

El desarrollo de la industria de la construcción ha causado que cada día el hombre vaya creando nuevas estructuras y de mayores tamaños buscando eficiencia y economía, “La producción, fabricación, construcción y prácticas de diseño para estructuras de acero han tenido cambios importantes en los últimos diez a quince años, debido a la evolución en la producción de los aceros”. (Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, 2018, pág. 4)

Sin embargo, según Ugel & Vielma, (2011) “las ventajas que proporciona el acero en cuanto a resistencia, ductilidad, fácil manejo y fabricación, hacen que su uso se expanda rápidamente en la construcción de galpones, edificios comerciales y residenciales, por lo que, desde el punto de vista del proyecto estructural, en muchos casos todavía está por agregarse al análisis avanzado con la finalidad de garantizarle a los edificios de acero proyectados una confiabilidad de desempeño certera y adecuada”.

Según Corso Soldevilla & Saldaña Galvez, (2017) “Actualmente en el Perú, el uso del acero estructural por lo general se da en la construcción de grandes almacenes, centros comerciales y universidades, mientras que la construcción de edificaciones con acero estructural es mínima o casi nula.” y si analizamos la situación actual de las edificaciones en estructuras de acero en la ciudad de Trujillo,

nos damos cuenta que existe una gran ausencia de edificaciones de acero, los edificios existentes son de concreto armado y en su gran mayoría de albañilería.

Consecuentemente en las estructuras de acero, “los sistemas estructurales de pórticos arriostrados con pandeo restringido, han sido ampliamente estudiados en varios países, principalmente en Estados Unidos y Japón. Investigaciones analíticas y experimentales han demostrado que estos sistemas presentan un desempeño sísmico superior a otros sistemas estructurales”. (Rojas C., Barros C., Aguaguña M., & Herrera M., 2016, pág. 85).

## **1.2. Formulación del problema.**

¿Qué características estructurales debe tener un edificio de diez niveles en estructura de acero, usando riostras de pandeo restringido, para que resulte seguro y confiable?

## **1.3. Formulación de la hipótesis.**

Utilizando correctamente las normas de diseño ANSI/AISC 341-16 y ANSI/AISC 360-16, el edificio de diez niveles en estructura de acero con riostras de pandeo restringido es seguro y confiable.

## **1.4. Objetivos del estudio.**

### **1.4.1. Objetivo General**

Realizar el diseño estructural en acero de un edificio de diez niveles para oficinas, usando riostras de pandeo restringido.

#### 1.4.2. Objetivos Específicos

- Realizar la estructuración de los elementos estructurales.
- Realizar un análisis sísmico según la norma E 0.30 del reglamento nacional de edificaciones.
- Diseñar los elementos estructurales que conformaran la estructura.
- Elaborar los planos estructurales y las especificaciones técnicas.

### **1.5. Justificación del estudio.**

#### 1.5.1. Justificación Académica.

El proyecto de investigación se justifica académicamente, porque para su realización; será necesaria la aplicación de las normas E 0.20 y E 0.30 del RNE, para poder realizar un correcto análisis sísmico, y de la metodología LRFD de las normas americanas de diseño en acero (ANSI/AISC 341-16 y ANSI/AISC 360-16), para realizar un correcto diseño estructural de una edificación en estructura de acero con riostras de pandeo restringido.

#### 1.5.2. Justificación Técnica.

El proyecto de investigación se justifica técnicamente, porque el diseño de un edificio de diez niveles en estructura de acero, usando riostras de pandeo restringido en la ciudad de Trujillo, permitirá conocer cuáles son las características de los elementos estructurales de una edificación en estructura de acero, así mismo, debido a la falta de investigación en este tema, éste trabajo de investigación pretende ser el punto de partida de futuras investigaciones.

Por otro lado, la utilización de riostras de pandeo restringido se justifica en que es un nuevo sistema de arriostamiento que ya se está utilizando en países como

Japón y EEUU, razón por la cual es necesario realizar una investigación en nuestro país, para poder entender su comportamiento formando parte de un sistema estructural de acero.

### 1.5.3. Justificación Social.

El proyecto de investigación se justifica socialmente porque el diseño de un edificio de diez niveles en estructura de acero, usando riostras de pandeo restringido en la ciudad de Trujillo, nos permitirá conocer de nuevas tecnologías y sistemas constructivos más eficientes en la construcción de edificaciones; haciéndolas más sostenibles y sustentables para la ciudadanía, en comparación a los sistemas tradicionales.

Por todo lo justificado, este proyecto significa un reto para los autores de este trabajo de investigación y el inicio de futuros proyectos en estructura de acero.

### **1.6. Limitaciones del estudio.**

Para realizar el diseño estructural de un edificio de diez niveles en estructura de acero, usando riostras de pandeo restringido; la norma E-090 (Estructuras metálicas) del Reglamento Nacional de Edificaciones es insuficiente para su utilización, por lo que se usara normas del AISC para realizar todo el diseño.

## CAPÍTULO 2 MARCO TEORICO

### 2.1. Acero Estructural.

Según McCormac & Csernak, (2015), “el acero es una aleación que está compuesta casi por completo de hierro (generalmente más del 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos”. Según el autor para que se pueda utilizar el hierro, es necesaria la unión con otros elementos, aunque en pequeñas cantidades.

Para Vinnakota, (2006), “el carbono (<1.7%) y el manganeso (<1.65), son los principales elementos de aleación, si se incrementa el porcentaje de carbono, se eleva el esfuerzo de fluencia y la dureza, pero se reduce la ductibilidad; por otro lado el manganeso mejora la resistencia y disminuye la ductilidad”, las propiedades del acero son muy susceptibles a los incrementos de estos elementos, un incremento o una disminución puede generar variaciones en las propiedades del acero.

#### 2.1.1. Ventajas y desventajas del acero estructural.

El acero como materia estructural posee una gran cantidad de ventajas y también desventajas las que se mencionan a continuación.

##### *a. Ventajas*

- Alta resistencia: “La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras” (McCormac & Csernak, 2015) ; esta ventaja es de gran importancia para el desarrollo de grandes estructuras, debido a un peso menor que las estructuras de concreto armado.

- Uniformidad: “Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado”. (McCormac & Csernak, 2015)
- Durabilidad: “Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente”. (McCormac & Csernak, 2015), lo que conlleva a la tendencia en los grandes países a su utilización.
- Tenacidad: “Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas” (McCormac & Csernak, 2015), esta característica implica que los miembros estructurales de acero, pueden soportar grandes esfuerzos sin llegar a deformarse.

*b. Desventajas.*

Algunas de las desventajas del acero estructural se mencionan a continuación.

- corrosión: “La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente”. (McCormac & Csernak, 2015), la corrosión es el principal problema de los aceros, lo que implica que hay que estar evaluándolos constantemente.
- costo de la protección contra el fuego: la resistencia del acero “se reduce considerablemente en temperaturas que comúnmente se

alcanzan en incendios” (McCormac & Csernak, 2015), esto debido a que el acero es un buen conductor de calor.

### 2.1.2. Propiedades físicas del acero estructural.

Para tener un conocimiento claro de cuáles son las propiedades del acero, primero hay que analizar la curva esfuerzo-deformación de una probeta de acero.

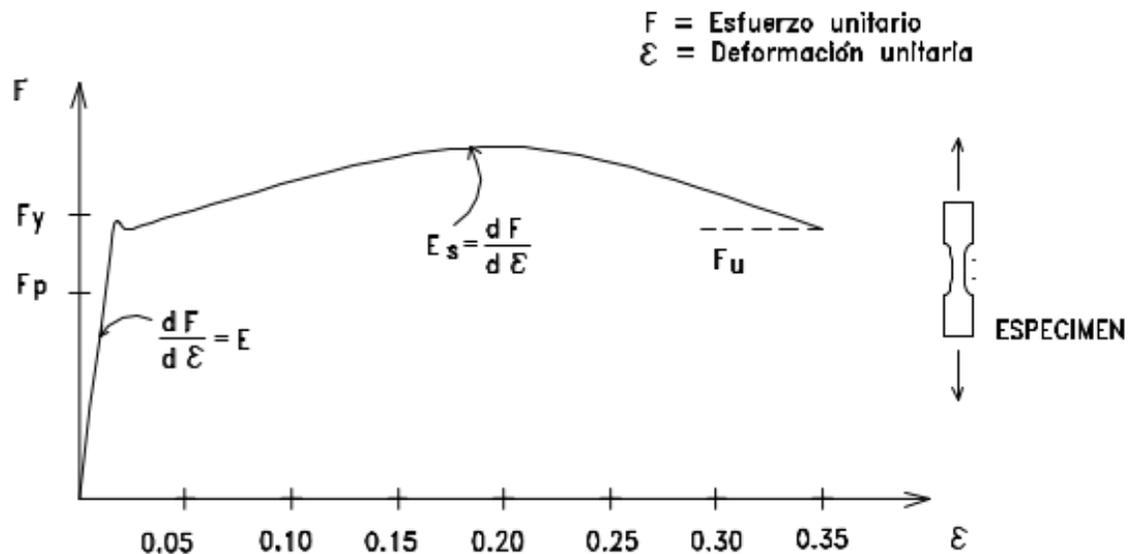


Figura 1 Curva Esfuerzo vs Deformación

Fuente: (Zapata Baglieto, 2018)

#### a. Punto de fluencia ( $F_y$ ).

“Es un lugar en el cual, cuando se aplica una pequeña fuerza a las probetas, los enlaces de los átomos se dilatan y la probeta se estira. Si se elimina tal fuerza, los enlaces vuelven a su longitud original”. (Vinnakota, 2006), se puede decir que es el punto máximo de la curva en el que los esfuerzos y las deformaciones, son directamente proporcionales.

*b. Resistencia a la fluencia ( $F_y$ ).*

Es necesario definir este punto especialmente en acero de alta resistencia, ya que según Zapata Baglieto, (2018), “en estos aceros, no se tiene un punto preciso de fluencia.”, por lo que se acepta un valor adecuado como se muestra en la figura.2

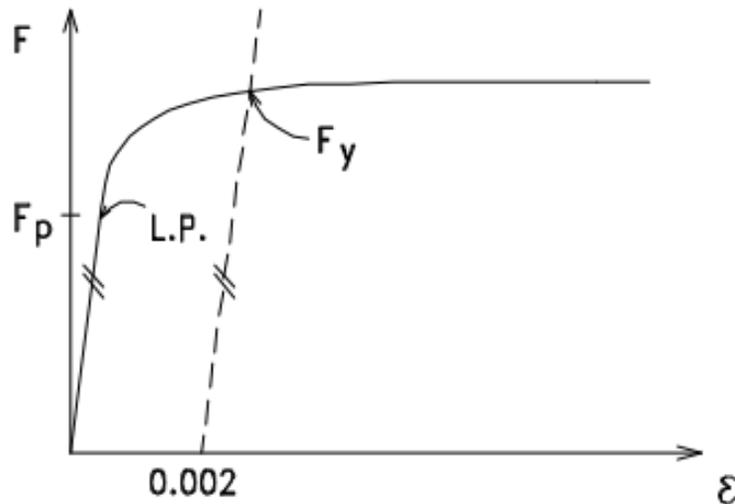


Figura 2 Punto de fluencia en Aceros de alta Resistencia

Fuente: (Zapata Baglieto, 2018)

*c. Límite de proporcionalidad ( $F_p$ )*

Vinnakota, (2006), menciona que “el límite de proporcionalidad, es el nivel de esfuerzo en el cual se cumple la ley de Hooke”, lo que implica que un aumento en el esfuerzo hace que se llegue al nivel de fluencia.

*d. Resistencia a la fractura ( $F_u$ ).*

Zapata Baglieto, (2018), lo define como “el esfuerzo de falla del espécimen, ( $F_u = 58$  ksi para Acero A36,  $F_u = 4080$  kg/cm<sup>2</sup> )”.

*e. Módulo de elasticidad (E).*

Según, Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, (2018), el módulo de elasticidad o módulo de Young es “. La pendiente de la porción inicial de la curva de esfuerzo-deformación, y es constante para todos los grados de acero estructural, equivalente a  $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  (29,000 ksi) (200000 MPa).”

*f. Módulo de endurecimiento por deformación (Est).*

“Se define como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación, tiene un valor mucho mayor al módulo de elasticidad. Aproximadamente de  $490000 \text{ Kg/cm}^2$ ” (Vinnakota, 2006), se ubica por encima de la zona que define el modulo es elasticidad.

*g. Razón de Poisson ( $\mu$ ).*

Este parámetro Zapata Baglieto, (2018), lo define como “la relación entre la deformación transversal y la longitudinal del acero para un determinado rango de esfuerzos, tiene un valor de 0.3 en el rango elástico y 0.5 en el rango plástico”

*h. Módulo de elasticidad por cortante (G)*

Para Vinnakota, (2006), “Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria cortante dentro del límite elástico. Para aceros estructurales los valores

medidos de G varían de 11500 ksi a 12000 ksi, utilizándose en los cálculos de diseño un valor conservador de 11200 ksi”.

*i. Tenacidad.*

“Es la capacidad para absorber energía y se mide por el área encerrada dentro de la curva Esfuerzo-Deformación”, (Vinnakota, 2006)

*j. Densidad específica del acero.*

Zapata Baglieto, (2018), indica un “valor aproximado de la densidad específica del acero de 7.85.”

*k. Ductilidad.*

“Ductilidad se define como la capacidad de un material para ser sometido a grandes deformaciones sin quebrarse”, (McCormac & Csernak, 2015), y se puede medir calculando el porcentaje de elongación con la longitud inicial.

*l. Soldabilidad.*

“Se define como la capacidad del acero a ser soldado y depende de la composición química del material y es muy sensible al contenido de carbono en su masa”. (Zapata Baglieto, 2018).

### 2.1.3. Clasificación de los aceros estructurales.

Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, (2018), clasifica los aceros según su composición química y características de procesamiento:

- Aceros al carbono o aceros al carbono-manganeso.
- Alta resistencia, baja aleación (HSLA).
- Alta resistencia, apagados y templados (QT) Aceros aleados.
- Alta resistencia, apagados y auto-templados (QST), aceros de aleación.

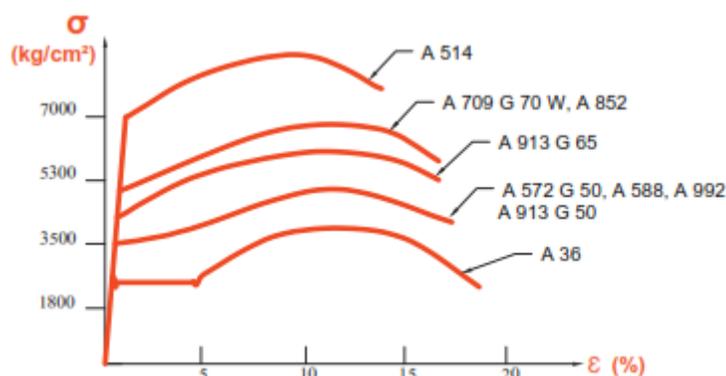


Figura 3 Curva Esfuerzo - Deformación de algunas calidades de acero

Fuente: Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, (2018)

#### a. Aceros al carbono o aceros al carbono-manganeso.

Según McCormac & Csernak, (2015), “estos aceros tienen como principales elementos de resistencias al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas”. ya que cualquier variación de estas cantidades altera considerablemente sus propiedades. “Entre los aceros más comunes de este grupo

es el A36, con un esfuerzo mínimo de 36 ksi (2530 kg/cm<sup>2</sup>)”, (Zapata Baglieto, 2018).

*b. Aceros de alta resistencia, baja aleación. (HSLA).*

Vinnakota (2006), indica que sus propiedades son “debido a que contiene cantidades moderadas de elementos diferentes al carbono, como cromo, columbio, cobre, manganeso, vanadio, etc., y recibe la denominación de baja aleación debido a que la cantidad de todos estos elementos no superan el 5%”.

Según, Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, (2018), “todos estos aceros son soldables y algunos han aumentado la resistencia a la corrosión. Los aceros HSLA más comunes son ASTM A 992, A 572 y A 588, con un límite elástico mínimo de 50 ksi (3,515 kg/cm<sup>2</sup>)”.

*c. Aceros de alta resistencia, apagados y templados (QT) Aceros aleados.*

Según, Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, (2018), son aceros que tienen una “fluencia mínima de 90 a 100 ksi. Estos sólo están disponibles como placas. La alta resistencia se consigue a través de una combinación de bajo contenido en carbono y una secuencia de enfriamiento rápido”.

*d. Aceros de alta resistencia, apagados y auto-templados (QST), aceros de aleación.*

“Estos aceros están actualmente en disponibilidad limitada. Su alta resistencia se obtiene a través de enfriamiento selectivo de determinadas regiones de un perfil,

pero, además, el calor que se almacena en el material del procedimiento de rolado es utilizado para proporcionar el efecto de templado”. (Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, 2018).

#### 2.1.4. Perfiles.

Existe una gran diversidad de productos en acero, están “los productos laminados en caliente, que pueden ser productos no planos (perfiles, ángulos, canales, tubos, varillas lisas, etc.) y los productos planos (planchas)”. (Zapata Baglieto, 2018).

Por otro lado, según, McCormac & Csernak, (2015), “Los perfiles I, T, y C, son los que más se usan, las secciones tipo I pueden clasificarse como perfiles de patín ancho (perfiles W), vigas estándar americanas (perfiles S) o sección de pilote de punta (perfiles HP)”.

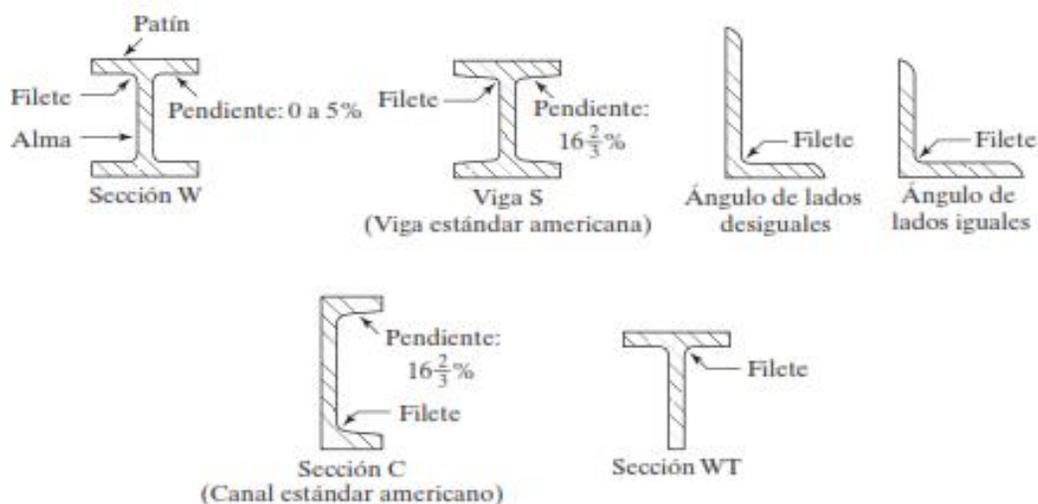


Figura 4 Perfiles laminados de Acero

Fuente: McCormac & Csernak, (2015).

## 2.2. Filosofía de diseño.

### 2.2.1. Métodos de diseño.

Crisafulli, (2018), menciona que según, “las especificaciones AISC, existen dos métodos de diseño, el método de las tensiones admisibles (ASD=Allowable Strength Design), y el método de factores de carga y resistencia (LFRD= Load and Resistance Factor Design)”, donde el método LRFD es mucho más reciente que el ASD.

Las características de ambos métodos se explican a continuación.

#### a. Método ASD:

con este método, “se pretende conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes sean, menores que los esfuerzos unitarios permisibles”. (Zapata Baglieto, 2018).

#### b. Método LRFD:

este método, “es una aproximación más perfecta al diseño de las estructuras de acero para edificios, que el diseño por esfuerzos permisibles, envuelve consideraciones explícitas de estados límites, múltiples factores de carga y resistencia, etc.”. (Valencia Clement, 2004).

### 2.2.2. Método LRFD:

Este método es recientemente usado con más frecuencia, aquí, “el diseñador compara el efecto de las cargas factorizadas con la resistencia real suministrada”. (Valencia Clement, 2004)., el desarrollo de este método queda de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$\sum_{i=1}^j \gamma_i Q_i \leq \phi \cdot R_n$$

Dónde:  $\sum$  = Sumatoria para los diferentes tipos de carga.

i. = Tipo de carga (viva, muerta, etc.).

$Q_i$  = Efecto nominal de la carga.

$\gamma_i$  = Factor de carga correspondiente a  $Q_i$

$\sum \gamma_i Q_i$  = Resistencia requerida.

$R_n$  = Resistencia nominal

$\phi$  = Factor de resistencia correspondiente a  $R_n$ .

$\phi \cdot R_n$  = Resistencia de diseño.

Para el diseño por el método LRFD, la ecuación anterior se aplica a todas las cargas y combinaciones de carga que existan, con el fin de encontrar la mayor carga última.

Para realizar el diseño estructural, este método contempla dos estados límites, resistencia y servicio, “el primer estado se relaciona con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento y segundo estado con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras”. (Zapata Baglieto, 2018).

Según T. Segui, (2013) método LRFD, considera las siguientes combinaciones de carga.

Combinación 1: 1.4D

Combinación 2: 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr or S or R)

Combinación 3:  $1.2D + 1.6(Lr \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$

Combinación 4:  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr \text{ or } S \text{ or } R)$

Combinación 5:  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

Combinación 6:  $0.9D + 1.0W$

Combinación 7:  $0.9D + 1.0E$

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

Lr= Carga viva reducida

S = carga de nieve

R = carga de lluvia o hielo

W = carga de viento.

E = carga sísmica

### 2.3. Diseño de elementos estructurales.

T. Segui (2013), explica el diseño de los elementos estructurales en acero, por factores de carga y resistencia (LRFD).

#### 2.3.1. Diseño de miembros en tensión.

El diseño de un miembro de tensión implica, “encontrar un miembro con un área suficiente para resistir las cargas de diseño”. (Valencia Clement, 2004).

Según T. Segui, (2013), “Para el diseño de miembros en tensión por LRFD, se requiere”:

$$P_u \leq \phi_t P_n$$

Donde  $P_u$ , es la suma de cargas factorizadas.

para prevenir fluencia.

$$0.9F_y A_g \geq P_u$$

Para evitar fractura.

$$0.75F_y A_e \geq P_u$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si:

$$r \geq \frac{L}{300}$$

#### 2.3.2. Diseño de miembros en compresión

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sujetos solo a compresión axial efectiva, es decir que las cargas son aplicadas a lo largo del eje longitudinal a través del centroide de la sección transversal del miembro”. (T. Segui, 2013)

*a. Requerimientos AISC.*

Los requerimientos para miembros en compresión para LRFD son:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Dónde:  $P_u$ = suma de cargas factoradas

$\phi_c$ = factor de resistencia para compresión=0.9

$\phi_c P_n$ = resistencia nominal de compresión.

*b. Longitud efectiva.*

Para, T. Segui, (2013), “el concepto de longitud efectiva es un método que permite convertir matemáticamente el problema de evaluar la carga crítica de columnas en estructuras reticulares completas al de una columna aislada equivalente, doblemente articulada, con desplazamientos laterales impedidos.”

El factor de longitud efectiva “K”, depende de las restricciones existentes en los apoyos de las columnas.

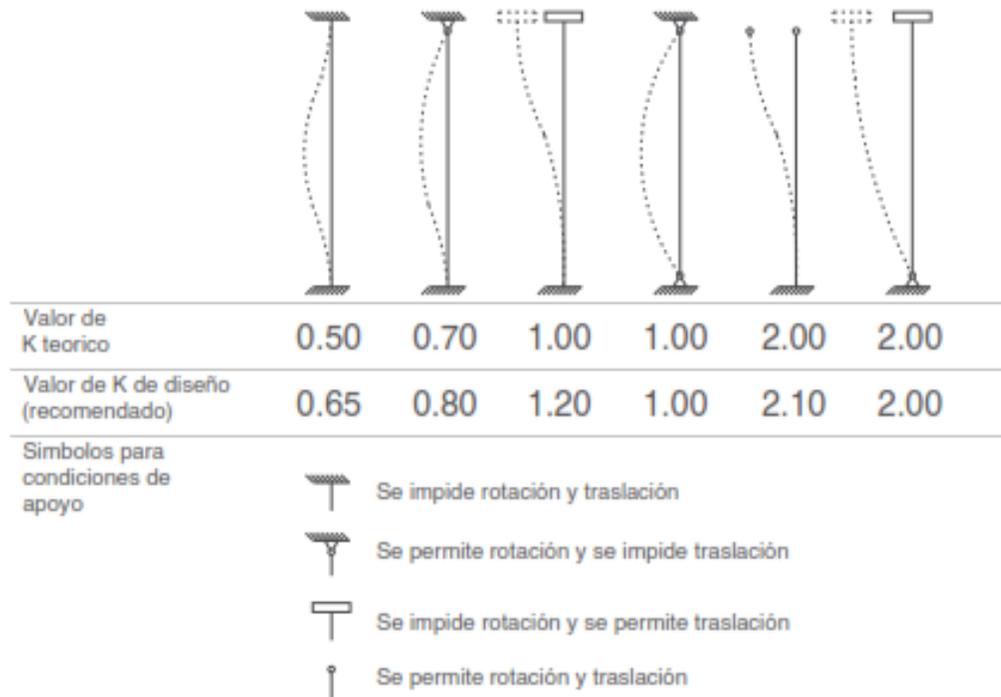


Figura 5 Factor de esbeltez "K", para diferentes tipos de apoyo

Fuente: Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, (2018)

*c. Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.*

“La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión”. (T. Segui, 2013)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde la tensión de pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se calcula como sigue.

Si:

$$\frac{kL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

Si:

$$\frac{kL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

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

### 2.3.3. Diseño de vigas

“Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas verticales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión, los perfiles más usados son los W, S y M.” (T. Seguí, 2013)

“El diseño de miembros en flexión conforme a las Especificaciones AISC- 2010 considera la revisión de varios estados límite: fluencia, pandeo local de los patines, pandeo local del alma y pandeo lateral por flexo-torsión”. (T. Seguí, 2013)

“El estado límite de fluencia o plastificación rige el diseño de vigas compactas cuyos patines comprimidos están soportados lateralmente en forma continua para evitar el pandeo lateral por flexo-torsión.” (T. Segui, 2013) La resistencia nominal de la viga se determina con la siguiente ecuación.

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Dónde: Dónde:  $M_u$ = máximo momento producido por las combinaciones de carga (LRFD)

$\phi_b$ = factor de resistencia para flexión =0.9

$M_n$ = resistencia nominal por momento.

#### 2.3.4. Interacción viga-columna

“La mayoría de columnas están sometidas en cierto grado a la flexión y a la carga axial. Esto se cumple para las estructuras estáticamente indeterminadas y tales miembros se les conoce como vigas-columnas”. (T. Segui, 2013)

El AISC nos brinda las siguientes ecuaciones para el diseño de vigas columnas

$$pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$$

$$0.5 pP_r + \frac{9}{8} (b_x M_{rx} + b_y M_{ry}) \leq 1.0$$

Donde:

$$p = \frac{1}{P_c} = \frac{1}{\phi_c P_n}$$

$$b_x = \frac{8}{9M_{cx}} = \frac{8}{9(\phi_b M_{nx})} b_y = \frac{8}{9M_{cy}} = \frac{8}{9(\phi_b M_{ny})}$$

### 2.3.5. Diseño de conexiones

“Las conexiones de los miembros estructurales de acero son de suma importancia. La resistencia requerida de las conexiones debe ser determinada mediante análisis estructural para las cargas de diseño especificadas.”, (Zapata Baglieto, 2018), este tema es importante porque de aquí depende la estabilidad de las estructuras de acero.

Se deben considerar los efectos de excentricidad cuando los ejes centroidales de los miembros cargados axialmente no se intersectan en un mismo punto.

## 2.4. Sistemas estructurales para construcciones de acero

Según, Crisafulli (2018), “El reglamento ANSI/AISC 341-16 clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero en dos grupos”

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

Figura 6 Clasificación de los sistemas Estructurales Sismorresistentes

Fuente: Crisafulli, (2018)

#### 2.4.1. Pórticos no arriostrados.

Llamados también pórticos resistentes a momentos, “son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño”. (Crisafulli, 2018).

#### 2.4.2. Pórticos arriostrados.

“Los pórticos arriostrados surgieron como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura, donde la presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico”. (Crisafulli, 2018).

##### a. Pórticos arriostrados concéntricamente.

“Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, el sistema se destaca porque permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales”. (Crisafulli, 2018).

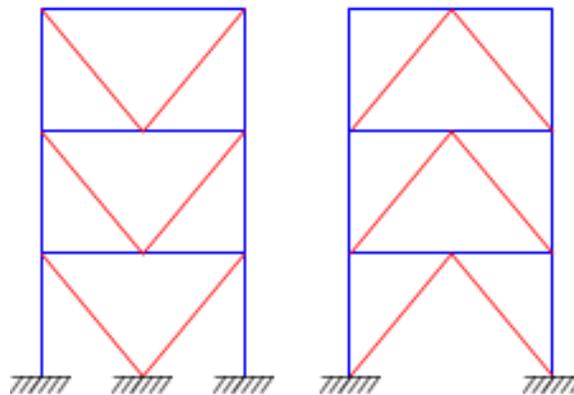


Figura 7 Configuración de arriostres concéntricos

Fuente: Crisafulli, (2018)

*b. Pórticos arriostrados excéntricamente.*

“En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión a segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o links, donde se disipa energía por fluencia del acero”. (Crisafulli, 2018).

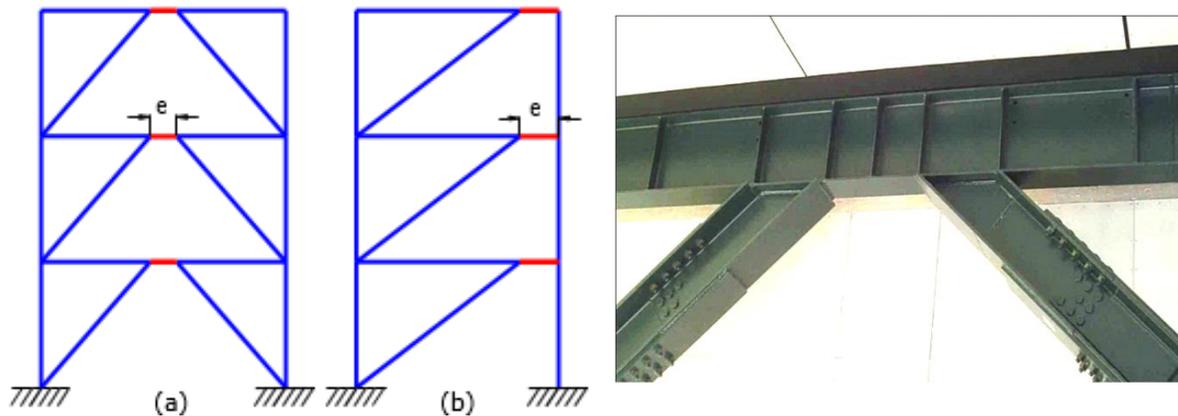


Figura 8 Configuración de Arriostres Excéntricos

Fuente: Crisafulli, (2018)

## 2.5. Pórticos con riostras de pandeo restringido

Los pórticos con riostras de pandeo restringido, “son un caso particular de los pórticos arriostrados concéntricamente y son disipadores de energía que actúan por fluencia del acero tanto en compresión como en tracción”. (Crisafulli, 2018). Las riostras, están formadas por:



Figura 9 Pórtico con riostra de pandeo restringido

Fuente: Crisafulli, (2018)

Núcleo de acero: “puede adoptar distintas configuraciones; las más usuales son las secciones circular, rectangular, cuadrada o cruciforme”. (Crisafulli, 2018).

Tubo exterior de acero: “recubre el núcleo de acero y usualmente tiene sección circular o cuadrada”. (Crisafulli, 2018).

Capa antiadherente: “recubre el núcleo de acero, permite que se deforme axialmente sin interferir con el tubo exterior y el relleno de mortero; debe tener un cierto espesor y flexibilidad para permitir

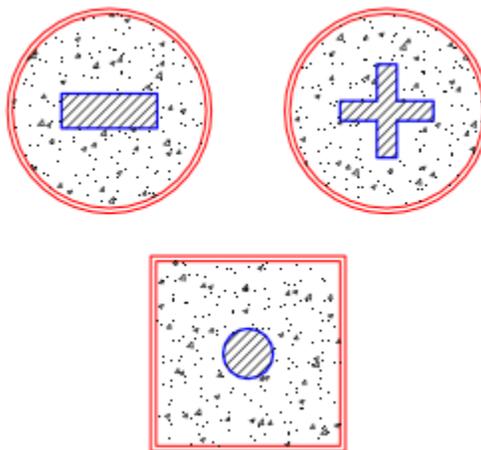


Figura 10 Secciones típicas de riostras con pandeo restringido

Fuente: Crisafulli, (2018)

### 2.5.1. Comportamiento estructural.

“La riostra de pandeo restringido presenta un comportamiento prácticamente igual en tracción y compresión, es importante aclarar que la resistencia a la compresión de la riostra puede ser mayor que la resistencia a tracción” (Crisafulli, 2018), esto se da en algunas ocasiones, debido a que cuando se comprime la riostra, el núcleo de acero se expande, de esa expansión, una parte lo absorbe, la capa antiadherente y la otra el mortero de relleno, lo que puede generar un aumento en la resistencia a la compresión.

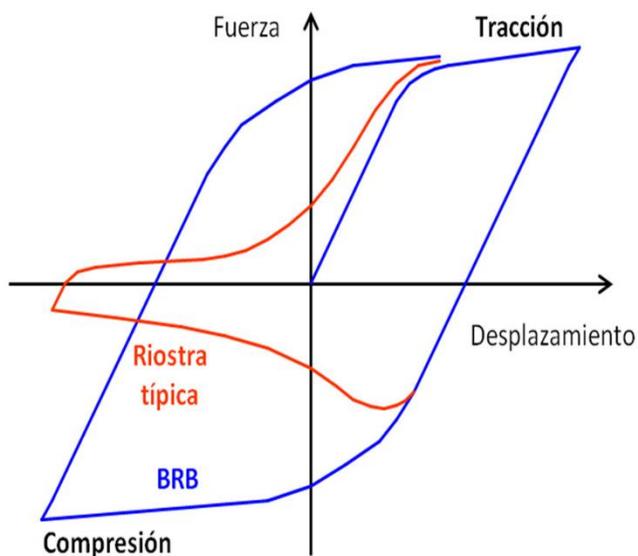


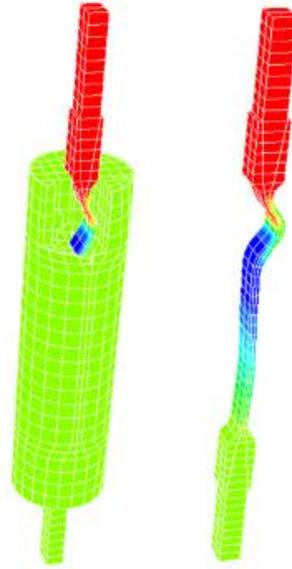
Figura 11 Comparación de ciclos de histéresis a compresión y tracción

Fuente: Crisafulli, (2018)

### 2.5.2. Análisis de estructuras con riostras de pandeo restringido.

Para el análisis existen dos métodos para poder realizar la modelación de una riostra de pandeo restringido, “los micro-modelos, permiten representar detalladamente cada componente de las riostras para lo cual se emplea el método de los elementos finitos,

mientras que, en los macro-modelos, la riostra se define como un único elemento.”  
(Crisafulli, 2018)



*Figura 12 Micro-modelación por elementos finitos*

Fuente: Crisafulli, (2018)

### 2.5.3. Diseño de pórticos con riostras de pandeo restringido

“Las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-16 incluyen explícitamente a los pórticos con riostras de pandeo restringido e indican que estas estas estructuras se diseñan con un factor de respuesta  $R=8$ ”. (Crisafulli, 2018).

### 2.5.4. Diseño de conexiones.

El diseño de las conexiones representa un tema muy importante, Crisafulli, (2018), menciona que “El diseño de la conexión debe considerar el pandeo local o global, además la conexión viga-columna, debe resistir un momento igual al que resulte menor que el  $1.1 M_p$ , donde  $M_p$  es el momento de plastificación de la viga”

## CAPÍTULO 3 INTRODUCCIÓN

### 3.1. Descripción del proyecto.

El presente trabajo de investigación consistió en realizar el diseño estructural en acero utilizando riostras de pandeo restringido de un edificio de 10 niveles destinado para para oficinas, con acceso a todos sus niveles mediante 2 ascensores y 2 escaleras.

El edificio está ubicado en la ciudad de Trujillo, en la avenida América Oeste donde todos sus niveles serán destinados para oficinas, además cuenta con servicios sanitarios separados para damas y caballeros en concordancia con el R.N.E, el total de oficinas por nivel es de 6. En lo que respecta a ductos de ventilación estos cuentan con los anchos mínimos que establece la norma de arquitectura, por otro lado, la división de los ambientes se hizo utilizando el sistema de tabiquería drywall de 15cm de espesor.

El terreno destinado para la edificación cuenta con un área de 587.34 m<sup>2</sup> ocupando un área útil de 398.465 m<sup>2</sup>; el terreno de fundación es un suelo intermedio (S2) con una capacidad portante de 4.00 kg/cm<sup>2</sup>.

La distribución en planta se hizo lo más simétrico posible para ambas direcciones, la altura típica del sistema de entrepisos es de 3.00 m, teniendo una altura de 3.5m en el primer nivel.

Se cuenta con un sistema de muro de cortina en la fachada de la edificación, así como de escaleras y ascensores metálicos.

### **3.2. Metodología de diseño.**

Una estructura de Ingeniería está bien proyectada, o diseñada, si puede desarrollar la función para la que fue concebida, si puede ser construida con la economía necesaria y si, a través de su vida útil, resiste las cargas actuantes y es estéticamente satisfactoria. Teniendo en cuenta lo antes mencionado, la elaboración de la presente tesis busca el análisis y diseño adecuado de tal manera que la estructura resulte funcional, resistente, económica y estética para los fines que ha sido percibido.

El análisis estructural tiene por objeto determinar los esfuerzos producidos en los elementos estructurales ocasionados por las cargas vivas, muertas y sísmicas a los que son sujetos y que nos servirán para realizar el diseño respectivo.

El diseño estructural busca lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor. Se usa un sistema de arriostres concéntricos, denominados pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF).

El diseño del edificio empleado se desarrolla de la siguiente manera:

- Estructuración del edificio: consistió en determinar la correcta ubicación de vigas longitudinales, transversales, correas, columnas, y el sistema de losas de la edificación, teniendo en cuenta que el modelo estructural sea simétrico, así como que haya continuidad en los elementos. En esta etapa también se determinó cuáles serán los pórticos que estarán arriostrados.

- Predimensionamiento de losas: El predimensionamiento de las losas se hizo teniendo en cuenta las consideraciones y recomendaciones de los manuales de los fabricantes de Acero-Deck.
- Predimensionamiento de vigas y correas: Para poder determinar el tipo de perfil de las vigas y correas, éstas se analizaron como si fueran elementos simplemente apoyados sometidos a únicamente esfuerzos de flexión, para lo cual se realizó un metrado de cargas para ver cuál es la magnitud a la que estarán sometidas las vigas.
- Predimensionamiento de columnas: La selección del perfil adecuado se hizo bajo la consideración de que las columnas están sometidas solamente a esfuerzos axiales de compresión.
- Predimensionamiento de los arriostres concéntricos: Primero se determinó la cortante basal por piso para luego distribuirlo sobre la cantidad de arriostres, ya sea en dirección X o Y; estos elementos se seleccionaron asumiendo que están sujetos a únicamente a esfuerzos de compresión axial.
- Análisis Sísmico: Una vez finalizada la selección de los perfiles de los elementos estructurales, con ayuda de la norma E 030 diseño sismorresistente y la norma ASCE 7-16, se procedió a realizar un análisis sísmico con ayuda del programa Etabs V 17.0.1, y se obtuvieron los esfuerzos a los que están sometidos cada uno de los elementos estructurales.
- Diseño y elaboración de planos: el diseño se realizó utilizando la metodología LRFD; se diseñó y realizó los respectivos planos de; las vigas, columnas, arriostres, losas, cimentación y conexiones.

### 3.2.1. Consideraciones para el diseño:

Para el desarrollo del siguiente proyecto se tuvo que tener en cuenta ciertas consideraciones:

- Cargas de diseño: según el capítulo 3 de la norma americana ASCE 7-16, las cargas a considerar se dividen en:

CM (Carga muerta): es aquella que esta de manera permanente en la estructura y que está determinada por el peso de todos los materiales incluidos en la construcción del edificio, incluyendo losas, vigas, columnas, muros, etc.

CV (Carga viva): es aquella producida por el uso y ocupación de la edificación o por otra carga que no forma parte del proceso de construcción del edificio.

CS (Carga de sismo): es aquella que se produce por la acción sísmica.

CVr (Carga viva en el techo): es aquella que se presenta en el techo del ultimo nivel.

CN (Carga de nieve): es aquella que se produce por la presencia de nieve, y teniendo en cuenta que la edificación se construirá en la ciudad de Trujillo, esta carga no será tomada en cuenta.

CA (Carga de agua): es aquella que se produce por la presencia de fuertes lluvias, y en este caso como en el anterior, esta carga no será tomada en cuenta.

- El análisis y diseño de los elementos estructurales de la edificación, fueron diseñados siguiendo la metodología LRFD, teniendo en cuenta las siguientes normas.

Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- ✓ E 020. Cargas.
- ✓ E030. Diseño Sismorresistente.
- ✓ E 050. Suelos y Cimentaciones.

Normas Americanas:

- ✓ ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- ✓ Manual American Institute of Steel Construction Fourteenth Edition.
- ✓ ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings.
- ✓ ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- ✓ ANSI/AISC 358-16. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
  - Las combinaciones de carga según la metodología LRFD, son las siguientes.

Comb. 1:  $1.4D$

Comb. 5:  $1.2D+1.0E+L+0.2S$

Comb. 2:  $1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

Comb. 6:  $0.9D + 1.0W$

Comb.3:  $1.2D+1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$

Comb. 7:  $0.9D+1.0E$

Comb. 4:  $1.2D+1.0W+L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ .

Donde:

D= carga muerta.

R= carga de lluvia o granizo.

L= carga viva de entepiso.

W= carga de viento.

$L_r$ =carga viva de techo.

E= carga de sismo.

S= carga de nieve.

- La norma ANSI/AISC 360-16, también presenta los valores de los factores de resistencia  $\phi$  y el coeficiente de seguridad  $\Omega$ , para los diferentes estados límites de los miembros sometidos a diferentes solicitaciones.

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia	Coef. de seguridad
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90	1.67
	Rotura en el área neta	0.75	2.00
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	0.90	1.67
	Pandeo torsional o flexo-torsional		
	Pandeo local		
Miembros flexionados	Fluencia	0.90	1.67
	Pandeo lateral-torsional		
	Pandeo local de ala		
	Pandeo local de alma		
	Fluencia por compresión o tracción del ala		
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90	1.67
	Pandeo de alma		

Figura 13 Factores de Resistencia en miembros de acero

Fuente: Crissafulli

### 3.2.2. Características de los materiales:

Acero estructural ASTM- A992 Gr.50, para vigas, correas, columnas y arriostras.

- Peso específico: 7850 kg/m<sup>3</sup>.
- Módulo de elasticidad: 29000 ksi.
- Módulo de Poisson: 0.3

- Módulo de corte :  $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$
- Esfuerzo de Fluencia ( $f_y$ )= 50 ksi.
- Resistencia a la Fractura ( $f_u$ )= 65 ksi.

Acero estructural ASTM-A36 Gr.50, para la placa colaborante.

- Peso específico: 7850 kg/m<sup>3</sup>.
- Módulo de elasticidad: 29000 ksi.
- Módulo de Poisson: 0.3
- Módulo de corte :  $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$
- Esfuerzo de Fluencia ( $f_y$ )= 36 ksi.
- Resistencia a la Fractura ( $f_u$ )= 58 ksi.

Concreto para losa (e=5 cm).

- $f'_c$ : 210kg/cm<sup>2</sup>
- Peso específico: 2400 kg/cm<sup>2</sup>.
- Módulo de elasticidad:  $15100 * \sqrt{f'_c}$  (kg/cm<sup>2</sup>)
- Módulo de Poisson: 0.2

## CAPÍTULO 4 ESTRUCTURACION

La estructuración del edificio consistió en colocar elementos que tengan un buen comportamiento estructural, el arreglo de los elementos estructurales y la distribución de las masas tienen una influencia decisiva en la bondad del diseño sismorresistente; mucho más que para el diseño en otras acciones.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo. Para ello se adoptó un sistema de sistema de pórticos con riostras concéntricas (riostras de pandeo restringido-FBRB), debido a que es más sencillo que el sistema de arriostres excéntricos y tiene un mejor comportamiento que cualquier otro sistema.

A continuación, se presenta algunas consideraciones que se tuvo en cuenta a la hora de hacer la estructuración de la edificación:

- Simetría en la colocación de columnas, estas fueron colocadas con el eje fuerte en dirección de la longitud mayor, la distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presentes torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a sollicitaciones muy altas.
- Se debe buscar que la estructuración sea lo más regular posible, siempre hay que tener en cuenta la continuidad de los elementos verticales y horizontales.
- Se consideró la colocación de arriostres en ambas direcciones, para contrarrestar la acción sísmica en cada dirección.
- La uniformidad de resistencia y rigidez de las diferentes partes de la estructura es un punto esencial. Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que

se analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de esta para disipar energía en el intervalo inelástico.

- Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez.
- La cimentación deber ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que esta actúe como unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas entre suelo y estructura. Así la cimentación debe ser rígida en su plano para que todos los apoyos de la estructura se muevan de manera uniforme y no haya desplazamientos relativos entre ellos. Deberá permitir que la fuerza cortante que actúe en la base de la estructura se transmita al suelo, por medio de una profundidad de desplante adecuada. Deberá proporcionar empotramiento a los elementos verticales cuanto así se haya considerado en el análisis.

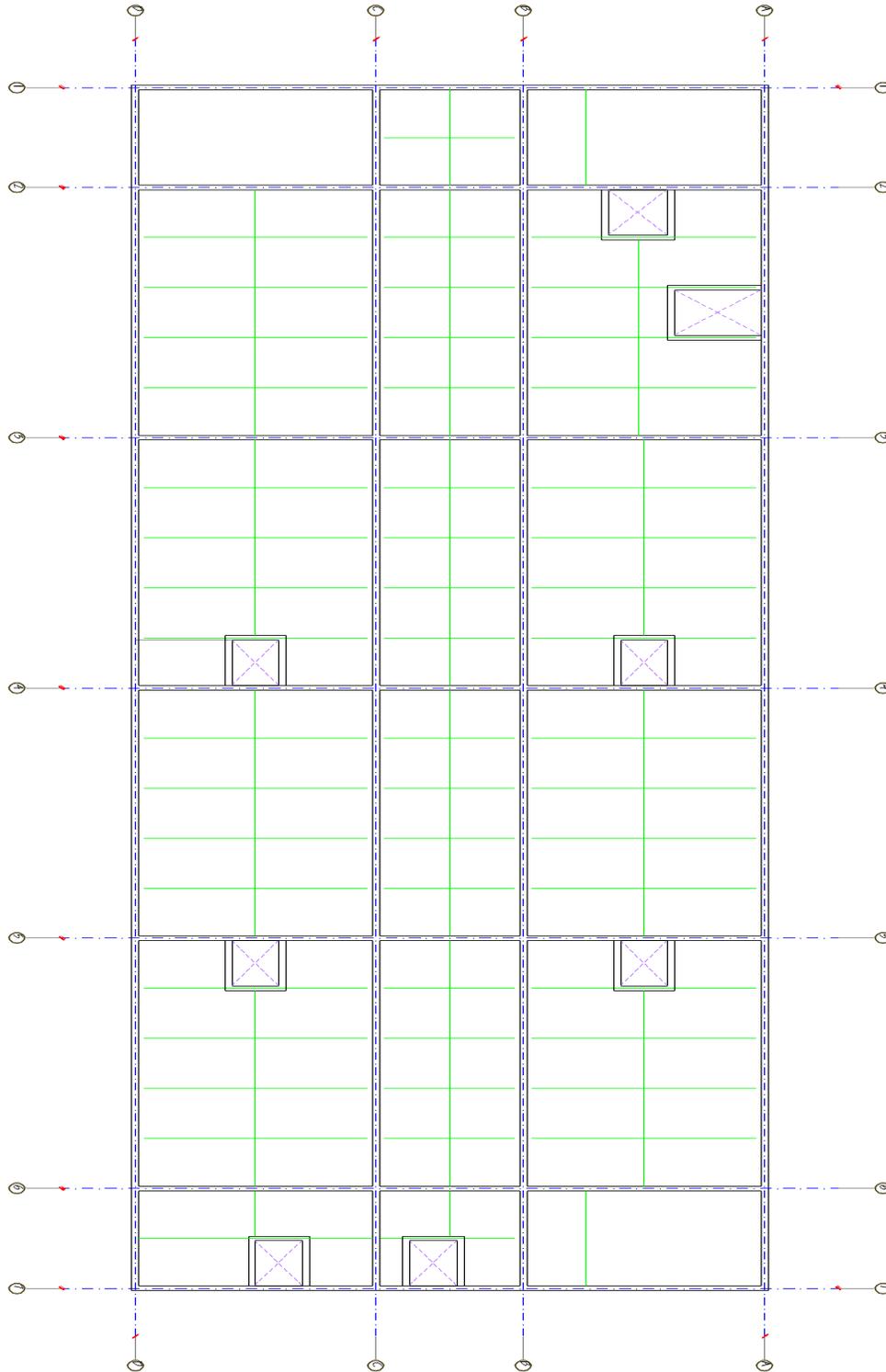


Figura 14 Estructuración de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

## CAPÍTULO 5 PREDIMENSIONAMIENTO

En esta etapa se propusieron dimensiones a las secciones de los diferentes elementos estructurales para tener un punto de partida en el análisis, para lo cual fue necesario conocer las dimensiones de la estructura para calcular su peso propio y determinar las acciones sísmicas.

### 5.1. Metrado de cargas.

#### 5.1.1. Carga Muerta:

La carga muerta nos va a servir para pre dimensionar: vigas, correas, columnas y losa colaborante.

P.P. Placa Colaborante: 10.88 kg/m<sup>2</sup>

P.P. Concreto sobre placa colaborante (e=5.00 cm): 180.8 kg/m<sup>2</sup>

P.P. Cielo raso: 25.00 kg/m<sup>2</sup>

P.P. Acabados: 100 kg/m<sup>2</sup>

P.P. Drywall: 25.00 kg/m<sup>2</sup>

Carga Muerta (WD): 341.68 kg/m<sup>2</sup>

#### 5.1.2. Carga Viva:

De acuerdo al R.N.E. para edificaciones de oficinas se debe utilizar la carga viva:

Carga Viva (WD): 250 kg/m<sup>2</sup>

#### 5.1.3. Carga Viva Azotea:

Carga Viva: 100 kg/m<sup>2</sup>

## 5.2. Predimensionamiento de losa colaborante.

El Predimensionamiento se hizo de acuerdo a los manuales de los fabricantes de Acero – Deck, para lo cual se consideró una separación de correas de aproximadamente 1.63 m, se escogió una losa colaborante de un calibre (gage) de 20, por presentar longitudes de correas que van desde 1.50 m hasta 2.50 m.

Las propiedades técnicas de la losa colaborante son las que se detallan a continuación:

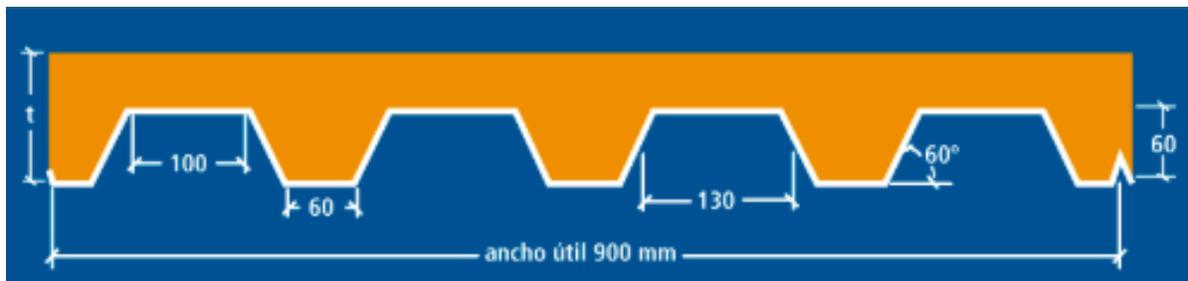


Figura 15 Propiedades de la losa colaborante

Fuente: Acero-Deck

Perfil tipo: AD-600

Peralte: 60 mm

Ancho total: 920 mm

Ancho útil: 900 mm

Calibre: Gage 20.

Las propiedades de la sección de acero, se detallan a continuación.

Calibre: 20

Peso / Area ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ): 10.88

I ( $\text{cm}^4/\text{m}$ ): 71.66

S sup. ( $\text{cm}^3/\text{m}$ ): 27.58

S inf. ( $\text{cm}^3/\text{m}$ ): 21.06

Las propiedades del concreto con un  $f'_c$ :  $210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , son las siguientes.

PROPIEDADES DEL CONCRETO ( $f'_c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ )		
Altura de losa (cm)	Volumen concreto $\text{m}^3/\text{m}^2$	Carga muerta $\text{Kg}/\text{m}^2$
11.00	0.075	180.80
12.00	0.085	204.80
13.00	0.095	228.80
14.00	0.105	252.80
15.00	0.115	276.80
16.00	0.125	300.80

Figura 16 Propiedades del concreto

Fuente: Acero-Deck

Sobre la losa colaborante se está considerando una losa de concreto de 5 cm de espesor, y unos conectores a corte con los que se van a empinar a la viga. Por lo tanto, teniendo en cuenta la carga muerta de  $341.68 \text{ kg}/\text{m}^2$ , carga viva de  $250 \text{ kg}/\text{m}^2$  y las siguientes combinaciones de carga, la carga ultima será la mayor de las 2 combinaciones siguientes:

Comb. 1:  $1.4D = 1.4(341.68) = 478.35 \text{ kg/m}^2$ .

Comb. 2:  $1.2D + 1.6L = 1.2(341.68) + 1.6(250) = 810.02 \text{ kg/m}^2$ .

Por lo tanto, la carga ultima tiene un valor de  $810.02 \text{ kg/m}^2$ . Y con este valor ingresamos a en el cuadro del manual Acero – Deck, y verificamos que esta carga tiene un valor menor a la admisible.

		SOBRE CARGA ADMISIBLE ( $\text{kg/m}^2$ )					
		CON CONCRETO ( $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ )					
Calibre Gage	L metros	Espesor de Losa (cm)					
		t = 11	t = 12	t = 13	t = 14	t = 15	t = 16
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	635	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
4.50	-	-	-	154	228	278	
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00	-	190	274	379	505	594
	4.25	-	-	189	273	374	482
4.50	-	-	-	189	270	367	

Figura 17 Propiedades de la losa colaborante

Fuente: Acero-Deck

Resumiendo, tenemos que para una losa con un espesor t (11cm), que va soportar una carga ultima de  $810.02 \text{ kg/m}^2$ , la losa colaborante AD-600 de calibre 20, con correas

con una separación de 1.63 m, puede soportar una carga de hasta 2000 kg/m<sup>2</sup>, por lo que es más que suficiente de lo que se requiere.

### 5.3. Predimensionamiento de correas.

Las correas del piso, están espaciadas a intervalos de 1.63 m y conectadas a las almas de las vigas mediante conexiones simples, por lo que se diseñó como una viga simplemente apoyada, así mismo no se tomó en cuenta el peso propio de las correas, debido a que su inclusión no tiene un efecto significativo en la obtención de los resultados.

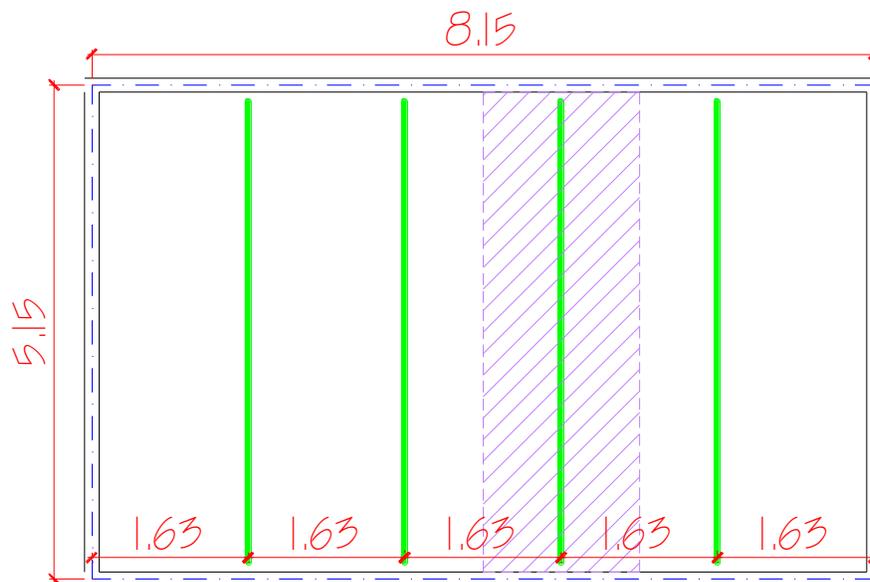


Figura 18 Ubicación de vigas y correas

Fuente: Elaboración propia

Longitud de la correa ( $L_b$ ): 5.15 m

Ancho tributario ( $a_t$ ): 1.63 m.

Carga muerta por unidad de área: 341.68 kg/m<sup>2</sup>.

Carga Viva por unidad de área: 250 kg/m<sup>2</sup>.

Sin considerar el peso de la sección.

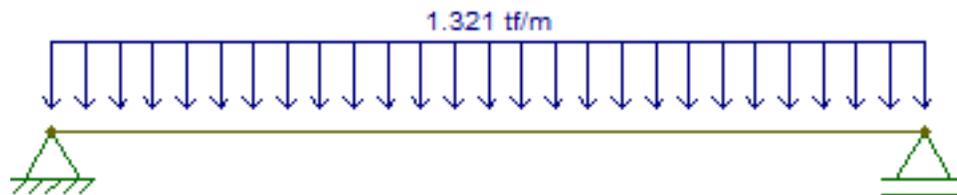
Carga muerta por ancho tributario ( $W_D$ ): 0.557 tonf/m.

Carga viva por ancho tributario ( $W_L$ ): 0.408 tonf/m

C1:  $1.4 W_D = 0.780$  tonf/m.

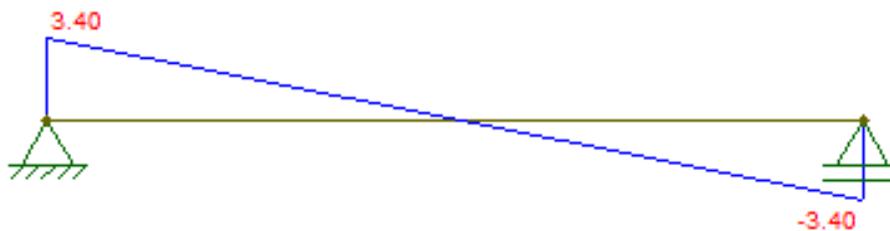
C2:  $1.2 W_D + 1.6 W_L = 1.321$  tonf/m

$W_u$ : Max (C1, C2) = 1.321 tonf/m



Los valores máximos tanto para cortante como para momento se pueden obtener de la siguiente manera:

$$V_u := \frac{w_u \cdot L_b}{2} = 3.402 \text{ tonf}$$



$$M_u := \frac{w_u \cdot L_b^2}{8} = 4.38 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$



El momento requerido es de 4.25 tonf.m, con este valor calculamos el módulo de sección ( $Z_x$ ), hay que tener en cuenta que el acero estructural que se utilizó es el ASTM-A992, para lo cual tenemos un  $F_y = 50$  ksi.

$$\phi_b \cdot Mn \geq Mu$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot F_y \cdot Z_x \geq Mu$$

$$\phi_v \cdot Vu = 3.06 \text{ tonf}$$

$$Z_x := \frac{Mu}{\phi_b \cdot f_y} = 7.66 \text{ in}^3$$

Con este valor de módulo de sección buscamos en las tablas 3-2 del manual de construcción en acero del LRFD, con lo que seleccionamos la sección w8x13, donde  $Z_x = 11.4 > 7.66 \text{ in}^3$  y  $\phi_v V_{nx} = 55.1 > \phi_v V_u = 3.06 \text{ tonf}$ .

considerando la norma ASCE 7-16, vemos que la deflexión de la correa, es menor a la deflexión máxima permisible por carga viva.  $E := 29000 \text{ ksi}$   $I_x := 39.6 \text{ in}^4$

$$\Delta_{max} := \frac{L_b}{360} = 0.56 \text{ in}$$

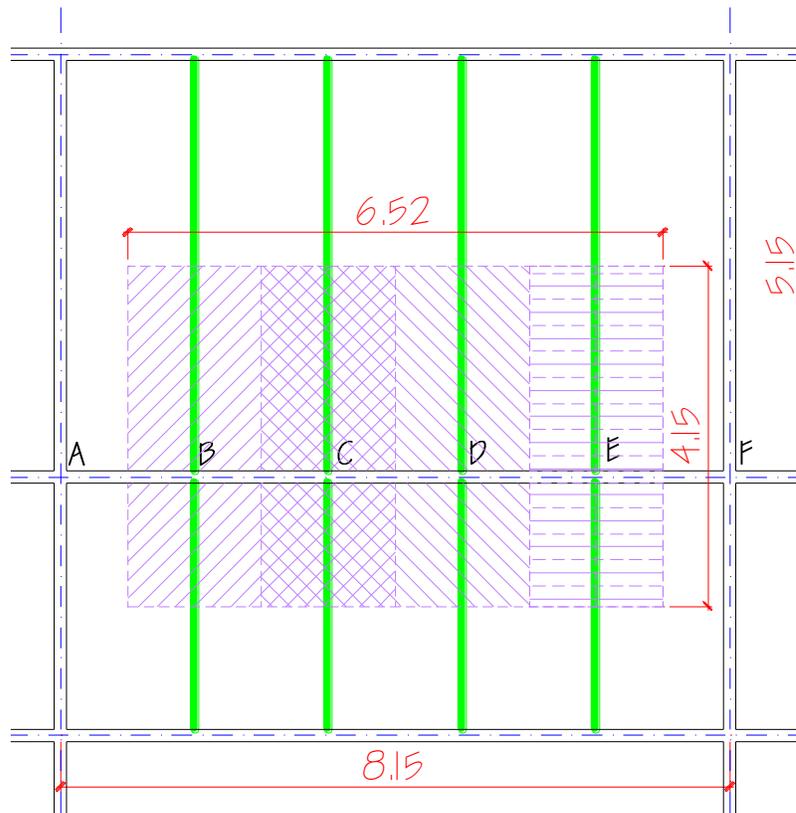
$$\Delta := \frac{5 \cdot w_L \cdot L_b^4}{384 E \cdot I_x} = 0.4 \text{ in}$$

#### 5.4. Predimensionamiento de vigas.

Las vigas van a soportar 2 tipos de cargas, una carga uniformemente distribuida causada por su peso propio y un tipo de cargas concentradas provenientes de las reacciones de las correas.

Al igual que para las correas, en este caso no se tomó en cuenta el peso propio de la viga por no tener un efecto significativo en la obtención de los resultados.

El diseño de la sección se hizo bajo el supuesto de que las vigas se conectan a los patines de las columnas mediante conexiones simples de corte por lo que se analizó como si fuera una viga simplemente apoyada.



Las cargas concentradas en los puntos B, C, D, E, se calcularon de la siguiente manera.

longitud de correa 1:  $L_b = 3.15$  m

longitud de correa 2:  $L_{b2} = 3.15$  m

peso de correa:  $13 \text{ lbf/ft} = 19.438 \text{ kgf/m}$

carga muerta por unidad de longitud ( $W_D$ ):  $W_D = 0.557 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} + 13 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.576 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

carga muerta concentrada en los puntos B, C, D, E ( $q_D$ ):

$$q_D := W_D \cdot \left( \frac{L_b + L_{b2}}{2} \right) = 2.39 \text{ tonf}$$

carga viva por unidad de longitud ( $W_L$ ):  $W_L = 0.408 \text{ tonf/m}$

carga viva concentrada en los puntos B, C, D, E ( $q_L$ )

$$q_L := W_L \cdot \left( \frac{L_b + L_{b2}}{2} \right) = 1.69 \text{ tonf}$$

una vez conocidas las magnitudes de las cargas concentradas en los puntos B, C, D y E por carga muerta y viva, procedimos a calcular la carga última mediante las combinaciones del método LRFD.

C1:  $1.4 W_D = 3.35 \text{ tonf}$ .

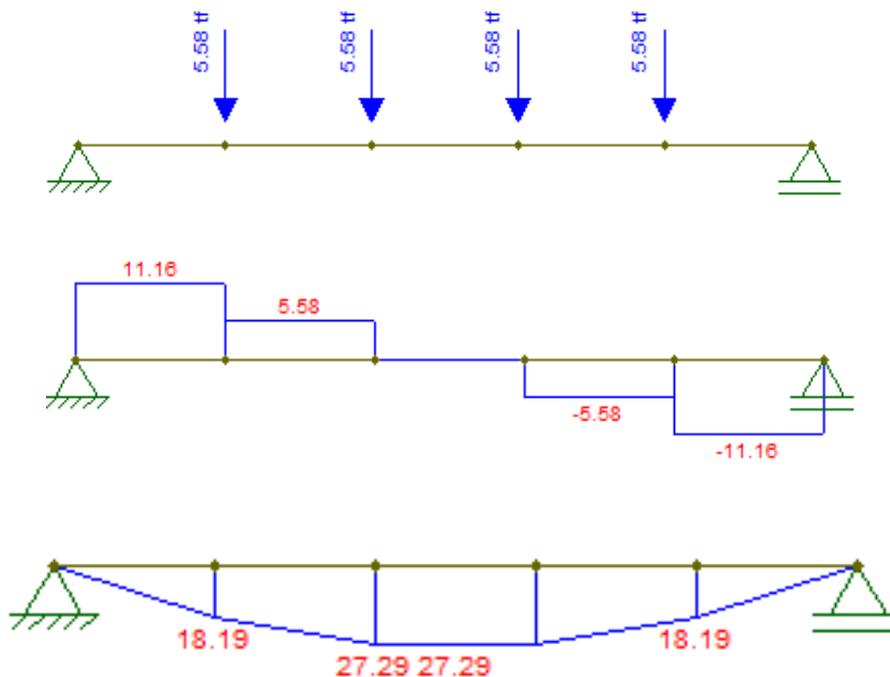
C2:  $1.2 W_D + 1.6 W_L = 5.58 \text{ tonf}$ .

$q_u$ :  $\text{Max}(C1, C2) = 5.58 \text{ tonf}$ .

Teniendo las cargas concentradas y sus puntos de aplicación calculamos DFC y DMF, para poder conocer el momento y el módulo de sección solicitado.

Longitud de la viga (L):  $8.15$  m.

Separación de correas (S): 1.63 m, esta distancia representa el punto de aplicación de las cargas.



De los diagramas, se tiene lo siguiente:

$$V_u = 11.16 \text{ tonf}$$

$$M_u = 27.29 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

Calculamos el momento plástico requerido para un acero ASTM-A992.

$$f_y := 50 \text{ ksi} \quad \phi_b := 0.9 \quad \phi_v := 0.9$$

$$\phi_v \cdot V_u = 10.04 \text{ tonf}$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y} = 47.75 \text{ in}^3$$

La viga requiere un modelo de sección de  $47.75 \text{ in}^3$ , para lo cual según las tablas 3.2 del Manual LRFD, de construcción en acero, seleccionamos una sección W12x35, cuyo módulo de sección es de  $51.2 \text{ in}^3$ , por lo que estamos cumpliendo con lo solicitado.

$$Z_x = 51.2 > 47.75 \text{ in}^3 \text{ y } \phi_v V_{nx} = 120 > \phi_v V_u = 10.04 \text{ tonf}$$

La viga soporta 4 cargas concentradas simétricamente ubicadas, producto de las cargas que soportan las correas, por lo que la deflexión de la viga por carga viva es:

$$q_L: 1.69 \text{ tonf.}$$

$$L: 8.15 \text{ m.}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$I_x := 285 \text{ in}^4$$

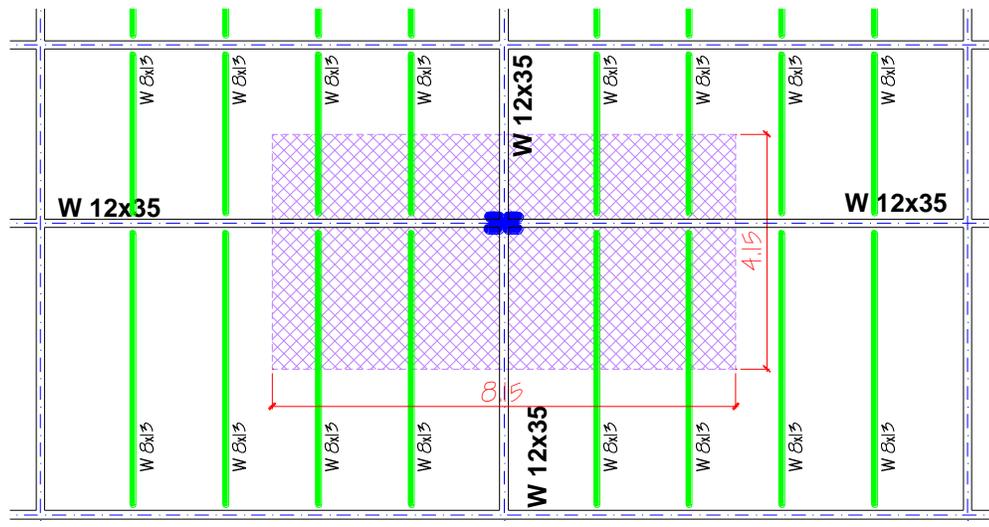
$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 0.89 \text{ in}$$

$$\Delta := \frac{23 \cdot q_L \cdot L^3}{648 \cdot E \cdot I_x} = 0.48 \text{ in}$$

como vemos la deflexion es menor a la maxima permisible, por lo que, la seccion W12x35 es la adecuada.

### 5.5. Predimensionamiento de columnas.

La sección de columna que vamos a determinar se analizó bajo el supuesto que solo está sometido a cargas axiales de compresión, tanto de carga viva como muerta.



De la figura se observa que la columna soporta 4 vigas y 8 correas, para el cálculo no se consideró el peso propio de la columna debido a su poca influencia en la obtención de los resultados., además se tiene que:

Área Tributaria: 33.82 m<sup>2</sup>.

Nº de pisos: 10

Carga muerta de entre piso: 0.341 tonf/m<sup>2</sup>.

Carga viva de entre piso: 0.25 tonf/m<sup>2</sup>.

Peso propio de vigas (W 12x35): 0.052 tonf/m.

Peso propio de las correas (W 8x13): 0.02tonf/m.

Cargas:

Carga muerta de techo: 10.86 tonf.

Peso de viga en dirección "X": 0.42 tonf.

Peso de viga en dirección "Y": 0.22 tonf.

Peso de correas: 0.33 tonf.

Fuerza axial sobre la columna debido a carga muerta (P<sub>D</sub>): 118.3 tonf.

Fuerza axial sobre la columna debido a carga viva (P<sub>L</sub>): 84.55 tonf.

Conociendo las cargas axiales que soporta la columna, procedemos a calcular la carga ultima teniendo en cuenta las combinaciones de carga del método LRFD.

C1: 1.4 P<sub>D</sub>= 165.62 tonf.

C2: 1.2 P<sub>D</sub>+1.6 P<sub>L</sub>= 277.24 tonf.

P<sub>u</sub>: Max (C1, C2) =277.24 tonf=610.66 kip.

Longitud de columna: 3.5m = 11.48 ft.

Como la estructura esta arriostrada en sus dos direcciones ortogonales y las columnas no presentan soportes laterales intermedios, entonces la longitud no arriostrada es la

misma en ambas direcciones por lo que  $L_x = L_y = 11.48$  ft, además sabiendo que  $r_x$  es mayor que  $r_y$ , para cualquier sección "W", gobernara el pandeo en y-y.

De igual manera, suponiendo que la base de la columna está articulada alrededor de sus ejes, las conexiones viga-columna son simples y despreciando la continuidad de la columna a pisos superiores, tenemos que  $K_x = K_y = 1$ ,

De este análisis concluimos en qué;  $K_x L_x = K_y L_y = 11.48$  ft., con este valor buscamos una sección "W" adecuada en las tablas 4.1 del manual de diseño en acero y seleccionamos la sección W14x61, la cual tiene un  $\phi_c P_n = 626$  kip  $>$  610.66 kip, que se requiere.

Ahora verificamos la sección seleccionada.

Sección W14x61, longitud 11.48 ft, acero ASTM- A 992,  $E = 29000$  ksi,  $F_y = 50$  ksi.

Calculamos la relación de esbeltez de la sección:

$$\frac{KL}{r} \text{ maximo} = \frac{KL}{r_y} = 56.23 < 200$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.43$$

Como  $56.23 < 113.43$ , usamos las siguientes ecuaciones:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 90.53 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := 0.658^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)} \cdot F_y = 39.68 \text{ ksi}$$

$$A_g := 19.9 \text{ in}^2$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 789.64 \text{ kip}$$

$$\phi_c := 0.9$$

El esfuerzo de diseño de la sección es:

$$\phi_c \cdot P_n = 710.67 \text{ kip}$$

Como  $\phi_c P_n > P_u$ , la sección es la adecuada, ahora como último paso verificamos la estabilidad de la sección, en las alas y el alma.

$$\frac{b_f}{2 t_f} = 7.75$$

$$0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.49$$

$$\text{como, } \frac{b_f}{2t_f} < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \text{ ok}$$

$$\frac{h}{t_w} = 30.4$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.88$$

$$\text{como, } \frac{h}{t} < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \text{ ok}$$

La sección W 14x61, es la adecuada, porque soporta la carga ultima y no presenta problemas de inestabilidad local.

## 5.6. Predimensionamiento de arriostres de pandeo restringido (BRB).

El predimensionamiento consistió en determinar la carga axial a la que están sometidos los arriostres por lo que primero que se hizo fue calcular la cortante basal del edificio y su respectiva distribución en altura, en el cálculo del peso de la edificación, no se consideró el peso de arriostres.

### 5.6.1. Cálculo de la cortante basal.

Se siguió el procedimiento que estipula la norma E.03 Diseño Sismorresistente-2018.

- Factor de Zona (Z): el edificio se ubica en la ciudad de Trujillo, correspondiente a una zona 4, por lo que le corresponde un valor de 0.45.
- Factor de uso (U): el edificio está dentro de la categoría de edificaciones comunes (categoría C), por lo que le corresponde un valor de 1.
- Factor de suelo (S): el edificio, estará cimentada sobre un suelo intermedio, dentro de una zona 4, por lo que le corresponde un valor de 1.05, además se tiene:

$$T_P(s)=0.6$$

$$T_L(s)=2.0$$

- Factor de amplificación sísmica (C): el cálculo de este factor, depende del periodo de la edificación:

Altura de edificio ( $h_n$ ): 30.5 m.

$$T := \frac{h_n}{C_T} = 0.678 \text{ s}$$

Ct: 45, para pórticos de acero arriostrados.

Como:  $T_p < T < T_L$   $C := 2.5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right) = 2.213$

Se tomó el mismo valor de T, y C, tanto para la dirección X, como Y

- Factor de reducción sísmica (R): la norma E030-2018 proporciona un valor de  $R_0=4$  para pórticos ordinarios resistentes a momento (OMF) y asumimos que la edificación es regular tanto en planta como en altura.
- Fuerza cortante en la base (V): se considera la misma fuerza cortante para las dos direcciones.

$$v(x,y) = \frac{Z * U * C * S}{R} * P = 0.2614P$$

Donde P: es el peso de la edificación.

Tabla 1 Peso Piso 10

Piso 10			
Area losa	467.52	m2	
	kg/m2	Tn	
P.losa	191.68	89.61	
P. cielo raso	25.00	11.69	
P. acabados	100.00	46.75	
P. muro drywall	25.00	11.69	
	Long.	Peso (kgf/m)	Tn
P. vigas T.	156.4	48.21	7.54
P. vigas L.	94.15	48.21	4.54
P. correas	257.58	19.44	5.01
P. columnas	84.00	90.66	7.62

Tabla 2 Peso Piso Típico

Piso Típico			
Area losa	467.52	m2	
	kg/m2	Tn	
P. losa	191.68	89.61	
P. cielo raso	25.00	11.69	
P. acabados	100.00	46.75	
P. muro drywall	25.00	11.69	
	Long.	Peso (kgf/m)	Tn
P. vigas T.	156.4	48.21	7.54
P. vigas L.	94.15	48.21	4.54
P. correas	257.58	19.44	5.01
P. columnas	84.00	90.66	7.62

Tabla 3 Peso Piso 1

1er Piso			
Area losa	467.52	m2	
	kg/m2	Tn	
P. losa	191.68	89.61	
P. cielo raso	25.00	11.69	
P. acabados	100.00	46.75	
P. muro drywall	25.00	11.69	
	Long.	Peso (kgf/m)	Tn
P. vigas T.	156.4	48.21	7.54
P. vigas L.	94.15	48.21	4.54
P. correas	257.58	19.44	5.01
P. columnas	98.00	90.66	8.88

Tabla 4 Pesos Sísmico

Piso	PD	PL	PD+0.25PL
10	184.44	46.75	196.13
9	184.44	116.88	213.66
8	184.44	116.88	213.66
7	184.44	116.88	213.66
6	184.44	116.88	213.66
5	184.44	116.88	213.66
4	184.44	116.88	213.66
3	184.44	116.88	213.66
2	184.44	116.88	213.66
1	185.71	116.88	214.93
			2120.36

El cálculo del peso de la edificación, se hizo tomando el 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva.

$$V_{x,y} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P = 554.31 \text{ Tn}$$

A su vez se muestra el siguiente cuadro en el cual, se presentan la fuerza cortante y su distribución en altura, para las direcciones "X-X", "Y-Y".

$$k := 0.75 + 0.5 \cdot T = 1.089$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=i}^n P_j (h_j)^k}$$

Tabla 5 Distribución de fuerza cortante en altura

Niveles	Altura	Peso	Pi*hi^k	alfa	Fi	V. acm
	hi (m)	Tn			Tn	Tn
Piso 10	30.50	196.13	8105.55	0.17	96.34	96.34
Piso 9	27.50	213.66	7888.63	0.17	93.76	190.10
Piso 8	24.50	213.66	6956.26	0.15	82.68	272.78
Piso 7	21.50	213.66	6034.00	0.13	71.72	344.50
Piso 6	18.50	213.66	5123.15	0.11	60.89	405.40
Piso 5	15.50	213.66	4225.39	0.09	50.22	455.62
Piso 4	12.50	213.66	3343.04	0.07	39.73	495.35
Piso 3	9.50	213.66	2479.48	0.05	29.47	524.82
Piso 2	6.50	213.66	1640.21	0.04	19.50	544.32
Piso 1	3.50	214.93	840.87	0.02	9.99	554.31

### 5.6.2. Cálculo de fuerzas en los arriostres (BRB).

El cálculo se hace asumiendo que los arriostres toman el 100% de la cortante basal que soporta cada nivel, por lo que, dividimos la cortante entre el total de arriostres para cada una de las direcciones, los arriostres tienen una distribución en "V" invertida.

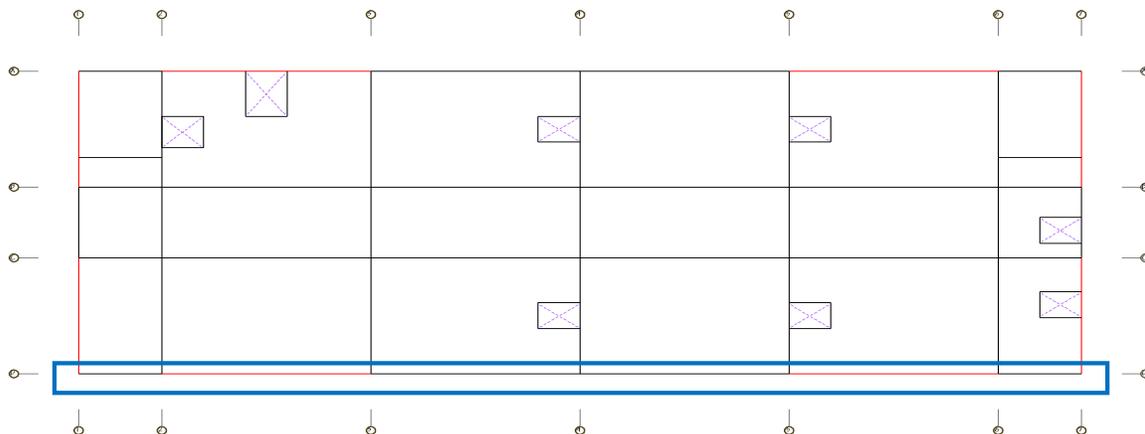


Figura 19 Vista en Planta del Pórtico D

Fuente: Elaboración Propia

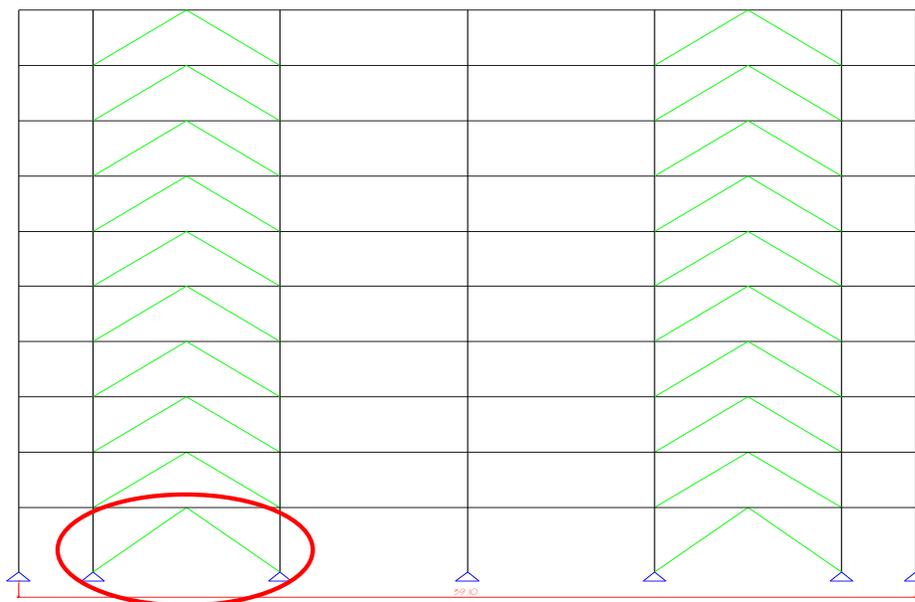
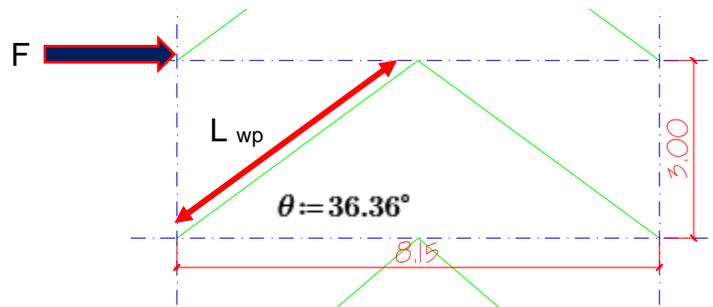


Figura 20 Distribución de Riostras de Pandeo Restringido

Fuente: Elaboración Propia

Se hizo el Predimensionamiento del pórtico 1, la carga que axial a la que están sometidos los arriostres se calculó asumiendo que los arriostres toman el 100% de la fuerza cortante del nivel correspondiente.

a. Geometría del pórtico.



h: 3.0 m.

L: 8.15 m

$L_{wp}$ : 5.06 m de eje de vigas a eje de columnas

$L_{BRB}$ : 4.35 m, se descontó el peralte de la vigas y las columnas y una longitud tentativa de la conexión.

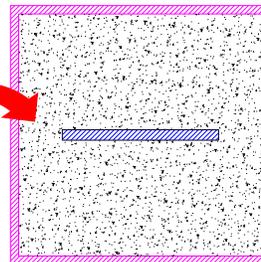
$$F = \frac{544.32 \text{ tonf}}{4} = 136.08 \text{ tonf} = 299.74 \text{ kip}$$

b. Fuerza axial en la riostra de pandeo restringido ( $P_u$ ).

De acuerdo al capítulo F4 de la norma AISC 341-16, la fuerza y el área mínima del núcleo de acero ( $A_{sc}$ ) de la arriostra, se calculan como sigue.

$$P_u := \frac{F}{2 \cdot \cos(\theta)} = 186.1 \text{ kip}$$

$$A_{sc} := \frac{P_u}{\phi \cdot F_{ybc}} = 26.68 \text{ cm}^2$$



Donde:  $\phi := 0.9$

Teniendo en cuenta que nos piden un área mínima de  $26.68 \text{ cm}^2$ , consideramos una sección rectangular, de base (b) 15 cm y de espesor (t) igual a 2 cm.

### 5.6.3. Predimensionamiento de los segmentos del arrioste.

#### a. Esquema general.

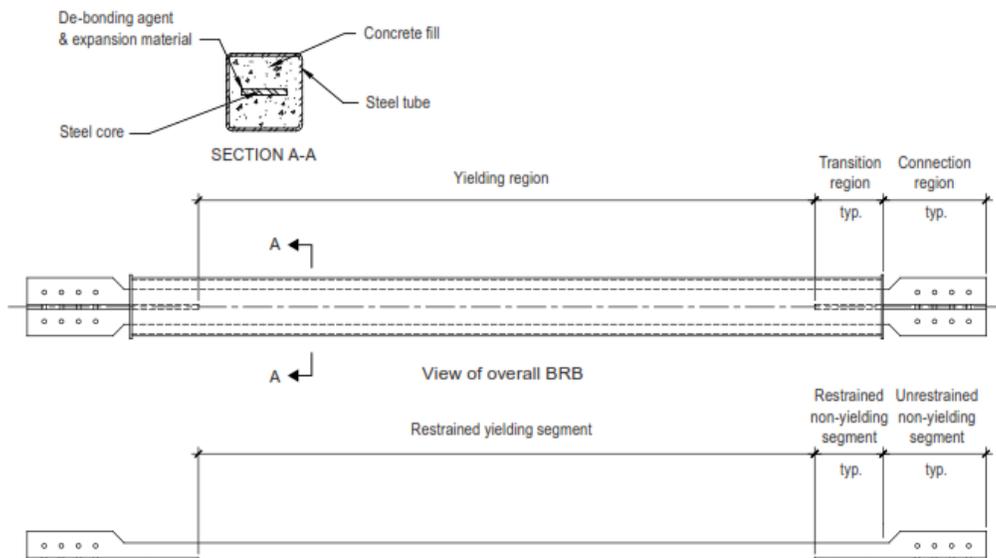
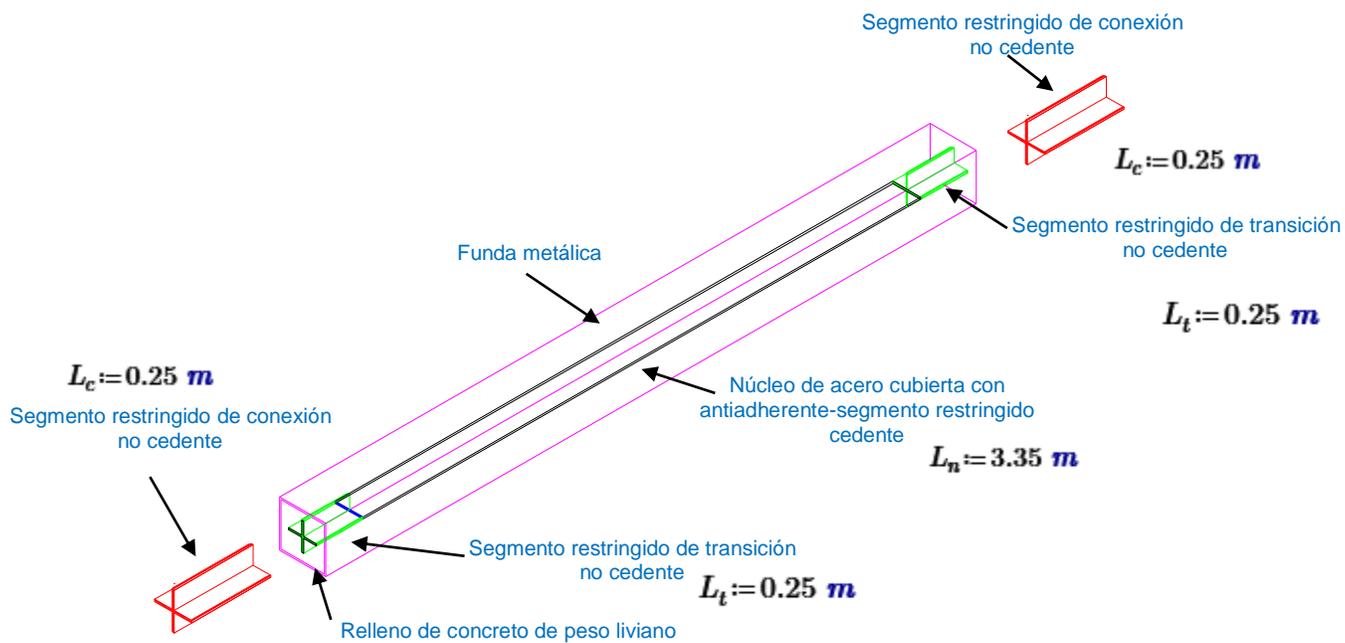
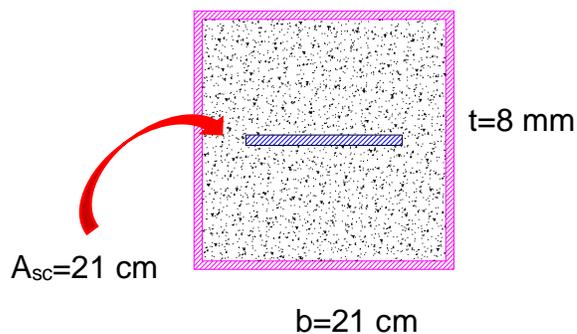


Figura 21 Esquema general de una riostra de pandeo restringido



*b. Funda metálica.*

Sabiendo que el núcleo de acero, tiene una base de 15 cm, propondremos una funda metálica cuadrada de 21 cm de lado y de un espesor de 8 mm.

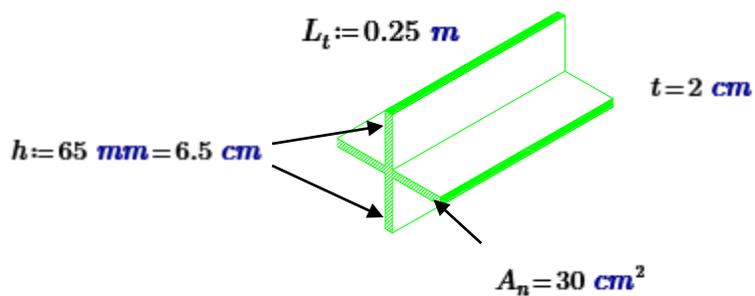


Área de funda ( $A_f$ ):  $64.64 \text{ cm}^2$ .

Inercia de la funda ( $I_x$ ):  $4402.85 \text{ cm}^4$ .

*c. Segmento en transición.*

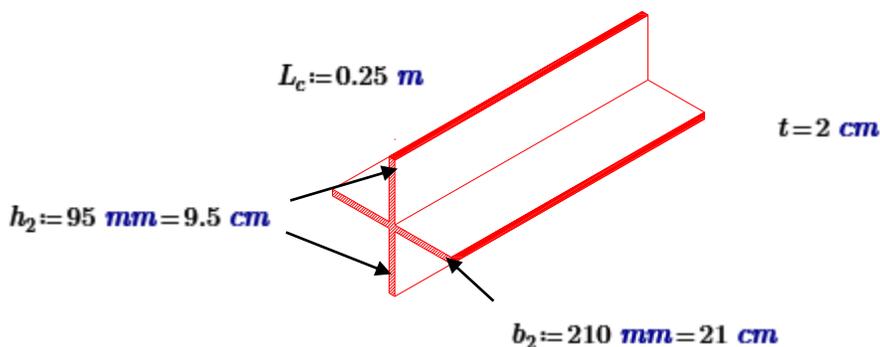
El segmento en transición, está compuesta por el núcleo metálico y de dos planchas metálicas a ambos lados.



$$A_t := A_n + 2 \cdot (h \cdot t) = 56 \text{ cm}^2$$

d. Segmento en conexión.

Se propuso 2 planchas metálicas de 10 mm de espesor y 18 cm de base

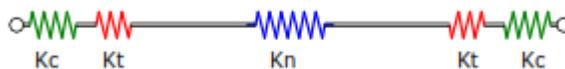


$$A_c := b_2 \cdot t + 2 \cdot h_2 \cdot t = 80 \text{ cm}^2$$

5.6.4. Cálculo de la rigidez axial del arriostre.

Este parámetro se determinó considerando que la riostra está formada por distintos componentes dispuestos en serie, de esta manera se tiene que:

rigidez axial del elemento (K):  $K := \frac{E \cdot A}{L}$        $E := 29000 \text{ ksi}$



$$K_{BRB} = \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_n} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_c}$$

$$K_n := \frac{E \cdot A_n}{L_n} = 1791.04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$K_t := \frac{E \cdot A_t}{L_t} = 44800 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$K_{se} := \frac{K_c \cdot K_t}{2 \cdot K_t + 2 \cdot K_c} = 13176.47 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

### 5.6.5. Peso del arriostre.

Para determinar el peso del arriostre, hay que tener en cuenta que tenemos 2 tipos de materiales, el acero y el concreto de peso liviano.

$$\gamma_{as} := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \gamma_c := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

El peso del arriostre será la sumatoria de los de la plancha metálica de 20 mm (núcleo+ transición + conexión), funda metálica de 8 mm y el relleno de concreto.

Peso de funda metálica de 8mm:

$$W_f := \gamma_{as} \cdot A_f \cdot L_f = 195.36 \text{ kgf}$$

Peso de planchas metálicas de 20 mm:

$$W_t := \gamma_{as} \cdot (A_n \cdot L_n + 2 \cdot A_t \cdot L_t + 2 \cdot A_c \cdot L_c) = 132.27 \text{ kgf}$$

Peso del relleno de concreto:

$$W_c := \gamma_c \cdot (A_{cn} \cdot L_n + 2 \cdot A_{ct} \cdot L_t) = 237.69 \text{ kgf}$$

Peso del arriostre:

$$W_{BRB} := W_f + W_t + W_c = 565.32 \text{ kgf}$$

$$W_{BRB} = 5.54 \text{ kN}$$

Tabla resumen con los BRB, para las direcciones X, Y.

Tabla 6 Especificaciones en riostras en direcciones x e y

BRB	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	O. D (cm)	O. W (cm)	K.se (tonf/cm)	L.S.Ced. (cm)	L.S. Elas. (cm)	K. elem. (tonf/cm)	Peso (tnf)	L.BRB (m)
BRB_XX	30	21	21	1343.6	335	100	158.04	0.56	4.35
BRB_YY	34	23	23	1382.02	224	100	248.90	0.47	3.24

## **CAPÍTULO 6 ANALISIS SISMICO**

Se utilizó el programa ETABS V.17.0.1, para poder determinar el comportamiento de la estructura bajo la acción de distintos patrones de carga (gravedad y sismo).

Para el análisis sísmico, se consideró un espectro de respuesta definido por la norma E.030, en esta etapa se verifican las irregularidades, se conoce periodo de la edificación, sus modos de vibración, los desplazamientos y las fuerzas internas en los elementos de soporte estructural para posteriormente realizar el diseño.

Con el fin de poder cumplir con los parámetros de control de derivas, se tuvo que cambiar algunos perfiles de las vigas y de las columnas, en el caso de las vigas se cambió de un perfil W 12x35 a W12x53 mientras que, en las columnas de un perfil W14x61 a W14x120 para pórticos arriostrados y W14x132 para los no arriostrados, se mantuvo el mismo peralte de la columna para evitar cambios en la arquitectura de la edificación.

### **6.1. Consideraciones Generales.**

La Norma E.030 en su Artículo 3 describe la filosofía del diseño sismorresistente, la cual consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a las propiedades.

Para lograr un diseño eficiente, la Norma E.030 señala los siguientes principios del diseño sismorresistente:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

## 6.2. Análisis preliminar.

### 6.2.1. Zonificación

La norma E.030, divide el territorio nacional en cuatro zonas sísmicas de acuerdo a la actividad sísmica observada en el territorio nacional.



De igual manera, la norma asigna un factor Z, para cada una de las zonas antes mencionadas.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Para nuestro proyecto, como se ubica en la ciudad de Trujillo; le corresponde un factor de zona  $Z=0.45$ .

### 6.2.2. Condiciones geotécnicas.

La norma E.030 divide los perfiles del suelo en 5 tipos, para los cuales también establece valores de  $T_P$  y  $T_L$  y se muestran en las tablas N° 3 y N°4 de la norma.

SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Para nuestro proyecto, sabiendo que se ubica en la zona 4 y teniendo un suelo intermedio correspondiente al tipo S<sub>2</sub>, le corresponde un factor  $S= 1.05$  así como un  $T_P=0.6$  y  $T_L=2.0$ .

### 6.2.3. Factor de amplificación sísmica.

Este factor representa el factor de amplificación de aceleración estructural respecto de la aceleración en el terreno, y se define como:

$$\begin{array}{ll} T < T_P & C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

T, es el periodo de la edificación en la dirección de análisis,  $T_P$  y  $T_L$  fueron determinados en el punto anterior.

### 6.2.4. Categoría de las edificaciones y factor de uso.

La norma establece 4 categorías clasificadas como edificaciones esenciales, importantes, comunes y temporales y asigna valores de 1.5, 1.3, y 1 respectivamente.

Nuestro proyecto está destinado para usarse como oficinas y se ubica dentro de la categoría de edificaciones comunes, por lo que le corresponde un valor de uso de  $U=1$ .

### 6.2.5. Sistema estructural.

La norma señala que para las estructuras de acero existen varios tipos de sistemas estructurales, dependiendo del tipo que se utilice, se asigna un valor de  $R_0$ . El sistema que se utilizó en el proyecto para las dos direcciones, fue el de pórticos arriostrados con riostras de pandeo restringido, y según la norma americana ASCE7/16, le corresponde un factor  $R_0$  de 8.

### 6.2.6. Configuración estructural.

Una edificación puede ser regular o presentar irregularidades tanto en planta como en altura, lo que afecta el valor de R dando como resultado un aumento en las fuerzas internas en los elementos estructurales.

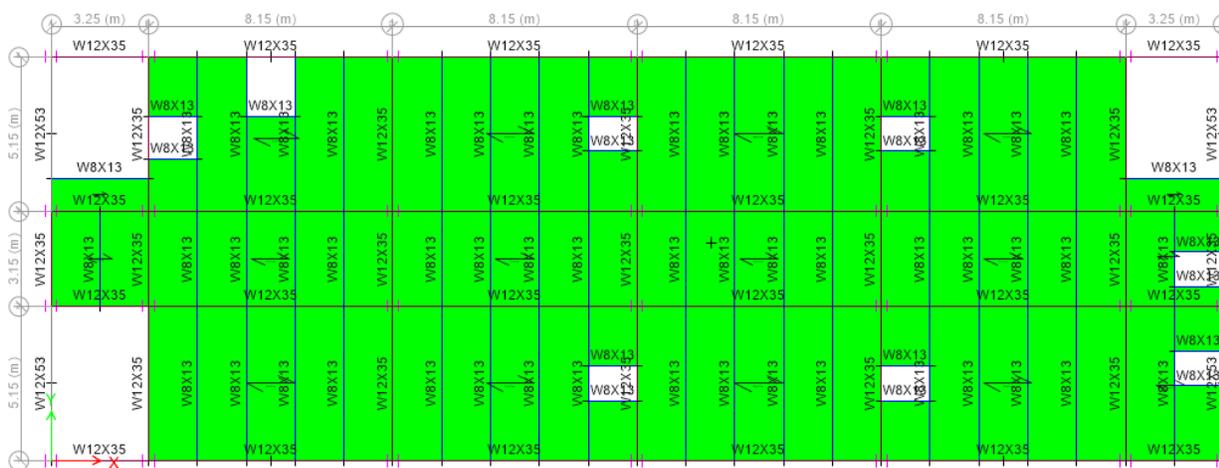


Figura 22 Configuración estructural de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

Irregularidades estructurales en altura.

#### a. Irregularidad de rigidez- piso blando.

Existe irregularidad de piso blando cuando en cualquiera de las direcciones se dan las siguientes condiciones con respecto a la rigidez (K):

$$K_i < 0.7 * K_{(i+1)}$$

$$K_i < 0.8 * \frac{\sum_1^3 K_i}{3}$$

Tabla 7 Irregularidad de piso blando en x

Piso	Vx. (tonf)	Des. C.M (m)	Des. Rel. (m)	K (tonf/m)	$0.7 * K_{(i+1)}$	$0.8 * \frac{\sum_1^3 K_i}{3}$
Piso 10	37.6544	0.022823	0.001478	25476.59	-	-
Piso 9	75.5601	0.021345	0.001832	41244.596	17833.61	-
Piso 8	107.8493	0.019513	0.002097	51430.281	28871.22	-
Piso 7	135.2333	0.017416	0.002312	58491.912	36001.2	31507.06
Piso 6	158.522	0.015104	0.00246	64439.837	40944.34	40311.14
Piso 5	178.3718	0.012644	0.002537	70308.159	45107.89	46496.54
Piso 4	195.1822	0.010107	0.002539	76873.651	49215.71	51530.64
Piso 3	209.0322	0.007568	0.00246	84972.439	53811.56	56432.44
Piso 2	219.6705	0.005108	0.00228	96346.711	59480.71	61907.8
Piso 1	226.5785	0.002828	0.002828	80119.696	67442.7	68851.41

Tabla 8 Irregularidad de piso blando en y

Piso	Vy. (tonf)	Des. C.M (m)	Des. Rel. (m)	K (tonf/m)	$0.7 * K_{(i+1)}$	$0.8 * \frac{\sum_1^3 K_i}{3}$
Piso 10	35.1978	0.026499	0.002024	17390.217	-	-
Piso 9	68.9713	0.024475	0.00237	29101.814	12173.15	-
Piso 8	96.5518	0.022105	0.002642	36544.966	20371.27	-
Piso 7	119.173	0.019463	0.002847	41859.15	25581.48	22143.2
Piso 6	138.0971	0.016616	0.002968	46528.673	29301.4	28668.25
Piso 5	154.2862	0.013648	0.002996	51497.397	32570.07	33315.41
Piso 4	168.2716	0.010652	0.002915	57726.106	36048.18	37302.73
Piso 3	180.1304	0.007737	0.002711	66444.264	40408.27	41533.91
Piso 2	189.5228	0.005026	0.002387	79397.905	46510.98	46844.74
Piso 1	195.7298	0.002639	0.002639	74168.17	55578.53	54284.87

Podemos verificar que, para las dos direcciones de análisis la rigidez de un piso cualquiera es mayor que el 70% de la rigidez del piso superior y del promedio de los tres pisos adyacentes por lo que no existe irregularidad de piso blando.

*b. Irregularidades de resistencia-piso débil.*

Existe irregularidad de piso débil si en cualquiera de las direcciones la resistencia a corte de un entre piso es menor al 80% de la resistencia al corte del siguiente nivel.

La resistencia al corte del acero para secciones W14x61 se da de la siguiente manera:

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

N: número de columnas;  $N := 28$

E: Módulo de elasticidad del acero;  $E := 29000 \text{ ksi}$

Fy: Fluencia del acero;  $F_y := 50 \text{ ksi}$

relación altura/espesor del alma:  $\frac{h}{t_w} = 30.4$   
 $2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.946$

como:  $\frac{h}{t_w} < 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$   $C_v := 1$

Área de corte del alma ( $A_w$ ):  $A_w := d \cdot t_w = 33.629 \text{ cm}^2$

Resistencia al corte ( $V_n$ ):  $V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \cdot N = 1986054.19 \text{ kgf}$

Tabla 9 Irregularidad de Piso débil

Piso	Vi (tonf)	$0.8 * V_{(i+1)}$
Piso 10	1986.04	-
Piso 9	1986.04	1588.832
Piso 8	1986.04	1588.832
Piso 7	1986.04	1588.832
Piso 6	1986.04	1588.832
Piso 5	1986.04	1588.832
Piso 4	1986.04	1588.832
Piso 3	1986.04	1588.832
Piso 2	1986.04	1588.832
Piso 1	1986.04	1588.832

Observamos que no existe irregularidad porque la resistencia al corte de cualquier piso es mayor al 80% del corte del piso inmediato superior.

*c. Irregularidad de masa o peso.*

Existe irregularidad cuando el peso de un piso es mayor al 1.5 veces el peso de un piso adyacente, observamos que todos los pisos son casi semejantes y menores a 1.5 veces el peso de un piso adyacente, por lo que no se presenta este tipo de irregularidad.

Tabla 10 Irregularidad en masa o peso

Piso	PD	PL	PD+0.25PL	$1.5 * P_{(i+1)}$	$1.5 * P_{(i-1)}$
10.00	202.26	46.61	213.91	-	331.78
9.00	202.26	116.52	231.39	305.56	331.78
8.00	202.26	116.52	231.39	331.78	331.78
7.00	202.26	116.52	231.39	331.78	331.78
6.00	202.26	116.52	231.39	331.78	331.78
5.00	202.26	116.52	231.39	331.78	331.78
4.00	202.26	116.52	231.39	331.78	331.78
3.00	202.26	116.52	231.39	331.78	331.78
2.00	202.26	116.52	231.39	331.78	334.08
1.00	205.24	116.52	234.37	331.78	-

*d. Irregularidad geométrica vertical.*

No se presenta este tipo de irregularidad debido a que todos los pisos son muy semejantes, en cuanto a área y dimensiones en su perímetro.

*e. Irregularidad en los sistemas resistentes.*

No presenta este tipo de irregularidad ya que las secciones de las columnas se mantienen continuas desde la base hasta el último nivel.

## Irregularidades estructurales en planta.

### a. Irregularidad torsional

Este tipo de irregularidad se presenta cuando el desplazamiento relativo máximo de los extremos de un piso es mayor a 1.3 desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo piso, así tenemos las tablas que muestran el análisis para las dos direcciones.

#### Dirección X-X.

Tabla 11 Irregularidad torsional en x

Piso	$\Delta_{Max.}(cm)$	$\Delta_{prom.}(cm)$	$1.3*\Delta_{prom.}$	Condicion
Piso 10	0.2294	0.2256	0.29328	Regular
Piso 9	0.2618	0.25745	0.334685	Regular
Piso 8	0.2859	0.28115	0.365495	Regular
Piso 7	0.3027	0.2976	0.38688	Regular
Piso 6	0.3107	0.3055	0.39715	Regular
Piso 5	0.3091	0.3039	0.39507	Regular
Piso 4	0.297	0.29205	0.379665	Regular
Piso 3	0.2735	0.26905	0.349765	Regular
Piso 2	0.2359	0.2323	0.30199	Regular
Piso 1	0.2483	0.24705	0.321165	Regular

#### Dirección Y-Y.

Tabla 12 Irregularidad torsional en y

Piso	$\Delta_{Max.}(cm)$	$\Delta_{prom.}(cm)$	$1.3*\Delta_{prom.}$	Condición
Piso 10	0.3179	0.2745	0.35685	Regular
Piso 9	0.3617	0.31375	0.407875	Regular
Piso 8	0.3937	0.3422	0.44486	Regular
Piso 7	0.4168	0.3629	0.47177	Regular
Piso 6	0.4279	0.3731	0.48503	Regular
Piso 5	0.4244	0.37075	0.481975	Regular
Piso 4	0.4036	0.35335	0.459355	Regular
Piso 3	0.362	0.31815	0.413595	Regular
Piso 2	0.2945	0.26065	0.338845	Regular

Piso 1	0.2734	0.2461	0.31993	Regular
--------	--------	--------	---------	---------

Podemos observar que no se presenta este tipo de irregularidad en ninguna de sus dos direcciones.

*b. Esquinas entrantes.*

No se presenta este tipo de irregularidad debido a la ausencia de esquinas con entradas que tengan distancias mayores al 20% de la longitud total en planta.

*c. Discontinuidad del diafragma.*

No se presenta este tipo de irregularidad debido a que los diafragmas de los pisos, no presentan variaciones en sus dimensiones tanto de área, como de rigidez.

*d. Sistemas no paralelos.*

No se presenta esta irregularidad, debido a que todos los elementos del sistema resistente son paralelos en las dos direcciones.

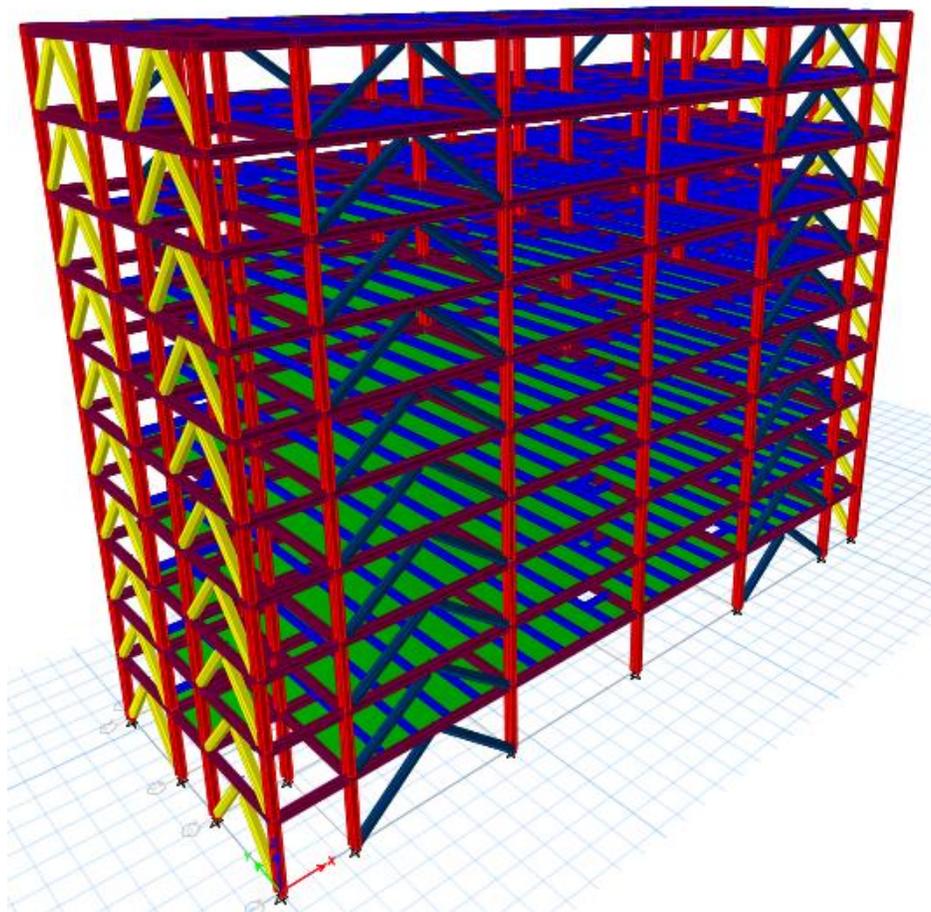
Después de haber analizados los distintos tipos de irregularidad tanto en planta como en altura, se puede establecer que la edificación no presenta ningún tipo de irregularidad, es decir que tiene un comportamiento regular, por lo que los factores de irregularidad ( $I_a$ ,  $I_p$ ) toman el valor de 1.

### **6.3. Análisis modal.**

Para el análisis del modelo estructural se utilizó el programa Etabs V.17.0.1, y se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Se consideró que el sistema de arriostres soportan el 100% de las fuerzas sísmicas.
- Se consideró que la unión de vigas y losas Deck forman un diafragma rígido.

- Se consideró 3 grados de libertad por piso, teniendo un total de 30 modos de vibración.
- Las columnas se consideraron con apoyos simple.
- Las conexiones de las vigas- columnas se consideraron del tipo rígido.
- Las correas se consideraron como simplemente apoyadas a las vigas.



*Figura 23 Vista 3D de la edificación*

*Fuente: Elaboración Propia*

## 6.3.1. Obtención de resultados.

Del análisis modal obtenemos los siguientes resultados.

Tabla 13 Tabla de periodos y masa participativa

Modo	Periodo (s)	Participación XX (%)	Participación YY (%)	Sum. XX	Sum. YY
1	0.813	0.0200%	78.4100%	0.02%	78.41%
2	0.706	81.8300%	0.0300%	81.85%	78.44%
3	0.474	0.1000%	0.7700%	81.95%	79.21%
4	0.262	0.0041%	15.2500%	81.96%	94.46%
5	0.233	13.3100%	0.0100%	95.26%	94.46%
6	0.154	0.0200%	0.1600%	95.28%	94.62%
7	0.141	0.0011%	3.4700%	95.28%	98.09%
8	0.126	2.9300%	0.0021%	98.21%	98.10%
9	0.097	0.0006%	1.1200%	98.21%	99.22%
10	0.088	1.0200%	0.0003%	99.23%	99.22%
11	0.083	0.0000%	0.0300%	99.23%	99.25%
12	0.074	0.0003%	0.4300%	99.23%	99.67%
13	0.067	0.4200%	0.0003%	99.66%	99.67%
14	0.061	0.0001%	0.1800%	99.66%	99.86%
15	0.058	0.0004%	0.0100%	99.66%	99.86%
16	0.054	0.1600%	0.0001%	99.82%	99.86%
17	0.052	0.0000%	0.0800%	99.82%	99.94%
18	0.052	0.0026%	0.0010%	99.82%	99.94%
19	0.052	0.0003%	0.0000%	99.82%	99.94%
20	0.052	0.0001%	0.0000%	99.82%	99.94%
21	0.052	0.0000%	0.0000%	99.82%	99.94%
22	0.052	0.0000%	0.0000%	99.82%	99.94%
23	0.052	0.0003%	0.0000%	99.82%	99.94%
24	0.052	0.0006%	0.0000%	99.82%	99.94%
25	0.052	0.0017%	0.0000%	99.82%	99.94%
26	0.051	0.0300%	0.0000%	99.85%	99.94%
27	0.046	0.0000%	0.0300%	99.85%	99.98%
28	0.045	0.0900%	0.0000%	99.94%	99.98%
29	0.045	0.0002%	0.0041%	99.94%	99.98%
30	0.042	0.0000%	0.0100%	99.94%	99.99%

De la tabla podemos observar que en la dirección X el movimiento queda definido por el modo 2, mientras que en la dirección Y el movimiento se define por el modo 1.

Los periodos fundamentales quedan definidos por aquellos en los que se presenta el mayor porcentaje de masa participativa, así el periodo en la dirección X es de 0.706 segundos con un porcentaje de masa de 80.83% y para la dirección Y el periodo es de 0.813 segundos y una masa participativa de 78.41%.

Tabla 14 Periodos

Dirección	Periodo (s)
XX	0.706
YY	0.813

#### 6.4. Análisis sísmico estático.

##### 6.4.1. Peso del edificio (P).

El peso del edificio se hizo de acuerdo a lo indicado por la norma E.030, la cual considera que para las características de nuestro proyecto el cálculo del peso se hizo considerando el 100% CM+ 25% CV.

Para el cálculo se tomó en cuenta el peso de losas, vigas, columnas, correas y arriostres, así como sobrecargas por carga muerta y carga viva.

Tabla 15 Peso Sísmico

Piso	PD	PL	PD+0.25PL
10	214.54	46.61	226.19
9	214.54	116.52	243.66
8	214.54	116.52	243.66
7	214.54	116.52	243.66
6	214.54	116.52	243.66
5	214.54	116.52	243.66
4	214.54	116.52	243.66
3	214.54	116.52	243.66
2	214.54	116.52	243.66
1	214.54	116.52	246.65
Peso Edificio			2422.15

#### 6.4.2. Fuerza cortante en la base

La norma indica que la fuerza cortante en la base se calcula mediante la siguiente relación, donde los parámetros Z, U, C, S, R y P, fueron calculados previamente para las dos direcciones de análisis.

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Tabla 16 Parámetros sísmicos

Parametros	XX	YY
T(s)=	0.737	0.863
Z=	0.45	0.45
U=	1	1
S=	1.05	1.05
TP (s)=	0.6	0.6
TL(s)=	2	2
Cx=	2.035278	1.738123
R0=	8	8
la=	1	1
lp=	1	1
R=	8	8
C/R>0.11	0.25441	0.217265
Peso (100%CM+25%CV)	2299.393	2299.393
Coef. Sism.=ZUCS/R	0.120209	0.102658
Cortante Basal X-X	276.4069	236.0508

Una vez hecho el cálculo de la fuerza cortante basal, se tiene que determinar la manera cómo esta fuerza cortante se distribuye a lo alto de los pisos del edificio, teniendo de esta manera la distribución de la fuerza cortante en altura.

Tabla 17 Distribución de cortante en x

DISTRIBUCION EN ALTURA DE LA CORTANTE BASAL XX						
$V_{xx}$	303.95		$dy=$	13.45		
$K=$	1.103		$ex (5\%)$	0.6725		
Niveles	Altura $h_i$ (m)	Peso $T_n$	$P * h^k$	$\alpha$	$F_i$ $T_n$	V. acm $T_n$
Piso 10	30.50	226.19	9809.60	0.18	53.63	53.63
Piso 9	27.50	243.66	9427.07	0.17	51.54	105.18
Piso 8	24.50	243.66	8299.32	0.15	45.38	150.56
Piso 7	21.50	243.66	7185.75	0.13	39.29	189.84
Piso 6	18.50	243.66	6088.12	0.11	33.29	223.13
Piso 5	15.50	243.66	5008.74	0.09	27.39	250.52
Piso 4	12.50	243.66	3950.79	0.07	21.60	272.12
Piso 3	9.50	243.66	2918.92	0.05	15.96	288.08
Piso 2	6.50	243.66	1920.60	0.03	10.50	298.58
Piso 1	3.50	246.65	982.16	0.02	5.37	303.95
			55591.05	1.00	303.95	

Tabla 18 Distribución de cortante en y

DISTRIBUCION EN ALTURA DE LA CORTANTE BASAL YY						
$V_{yy}$	263.95		$dx=$	39.1		
$K=$	1.157		$ey (5\%)$	1.955		
Niveles	Altura $h_i$ (m)	Peso $T_n$	$P * h^k$	$\alpha$	$F_i$ $T_n$	V. acm $T_n$
Piso 10	30.5	226.19	11777.72	0.18	47.64	47.64
Piso 9	27.5	243.66	11255.92	0.17	45.53	93.17
Piso 8	24.5	243.66	9848.34	0.15	39.84	133.00
Piso 7	21.5	243.66	8467.55	0.13	34.25	167.25
Piso 6	18.5	243.66	7116.67	0.11	28.79	196.04
Piso 5	15.5	243.66	5799.77	0.09	23.46	219.50
Piso 4	12.5	243.66	4522.40	0.07	18.29	237.79
Piso 3	9.5	243.66	3292.53	0.05	13.32	251.11
Piso 2	6.5	243.66	2122.89	0.03	8.59	259.70
Piso 1	3.5	246.65	1050.24	0.02	4.25	263.95
			65254.02	1.00	263.95	

## 6.5. Análisis sísmico dinámico.

### 6.5.1. Aceleración espectral

Nuestro proyecto por tratarse de una edificación común se utilizó un espectro de diseño definido por la siguiente ecuación.  $Sa = \frac{ZUCS}{R} \times g$

Se utilizó el mismo espectro de diseño para las direcciones X, Y, debido a que tienen los mismos parámetros de diseño (Z, U, C, S, R).

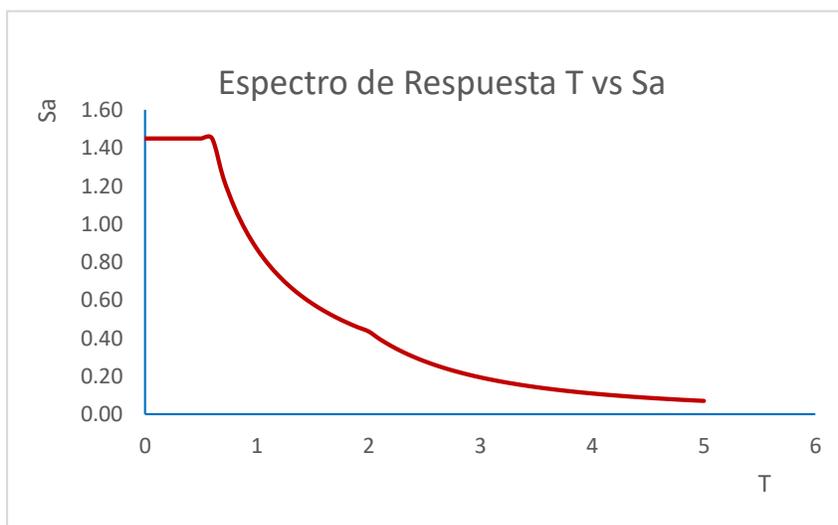


Figura 24 Espectro Respuesta

Fuente: Elaboración Propia

### 6.5.2. Fuerza cortante mínima.

La norma E.030 indica que, para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructurales regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares, de no cumplir con esta condición será necesario escalar todas fuerzas obtenidas para obtener las fuerzas de diseño.

En nuestro caso, por tratarse de una estructura regular se tiene que:

Tabla 19 Factor de escala Sismo Dinámico

	Sismo XX	Sismo YY
C. Sísmico	0.1255	0.1090
Peso Edif.	2422.15	2422.15
V. Estática	303.95	263.9451
0.8% V. Est.	243.16	211.16
V. Dinámica	252.80	214.02
F. Esc.	1	1

Se puede observar que para las dos direcciones de análisis la fuerza cortante dinámica es mayor al 80% de la fuerza cortante estática por lo que no es necesario escalar las fuerzas.

### 6.5.3. Control de desplazamientos laterales.

Nuestro proyecto por tratarse de una edificación de acero, la norma E.030 establece que el máximo desplazamiento relativo permisible es de 0.01, a continuación, en las tablas siguientes se puede verificar el cumplimiento de las derivas para ambas direcciones de análisis.

#### a. Dirección XX

Tabla 20 Derivas en dirección x

Piso	Deriva max.	0.75*R*Deriva max.	Limite	Condición
10	0.00051	0.0030	0.01	Ok
9	0.00063	0.0038	0.01	Ok
8	0.00071	0.0042	0.01	Ok
7	0.00078	0.0047	0.01	Ok
6	0.00082	0.0049	0.01	Ok
5	0.00085	0.0051	0.01	Ok
4	0.00085	0.0051	0.01	Ok
3	0.00082	0.0049	0.01	Ok
2	0.00078	0.0047	0.01	Ok
1	0.00087	0.0052	0.01	Ok

Se puede apreciar que las derivas son menores que el límite permitido, de igual manera se ve que la deriva máxima ocurre en el piso 5 y tiene un valor de 0.0051.

*b. Dirección YY*

Tabla 21 Derivas en dirección y

Piso	Deriva max.	0.75*R*Deriva max.	Limite	Condición
10	0.00106	0.00635	0.01	Ok
9	0.00116	0.00698	0.01	Ok
8	0.00123	0.00740	0.01	Ok
7	0.00128	0.00765	0.01	Ok
6	0.00128	0.00771	0.01	Ok
5	0.00126	0.00754	0.01	Ok
4	0.00119	0.00715	0.01	Ok
3	0.00109	0.00652	0.01	Ok
2	0.00096	0.00575	0.01	Ok
1	0.00097	0.00584	0.01	Ok

Las derivas para la dirección Y, también son menores que el límite permitido, también podemos apreciar que la deriva máxima ocurre en el piso 6 y tiene un valor de 0.00771

Podemos concluir que la edificación, cumplen con los requisitos mínimos que establece la norma E0.30 en cuanto a los límites de desplazamiento.

6.5.4. Junta de separación sísmica.

La norma indica que toda edificación debe de estar separada de las estructuras vecinas desde el nivel del terreno una distancia “s” mínima, para evitar el contacto durante un evento sísmico. La separación “s”, no debe de ser menor que:

*a. 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos calculados anteriormente*

- Desp. Max. (X-X): 20.374 cm

$$S = \frac{2}{3} 20.374 = 13.58 \text{ cm}$$

- Desp. Max. (Y-Y): 29.677 cm

$$S = \frac{2}{3} 29.677 = 19.78 \text{ cm}$$

b.  $S=0.006 \cdot h$

Donde h, es la altura del edificio medido desde nivel del terreno= 30.5m

$$S_1 := 0.006 \cdot h = 18.3 \text{ cm}$$

c.  $S > 0.03m$

$$S_{\min} := 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

Teniendo distintos valores de “s”, la norma nos indica que tomamos el más crítico; así se tiene que para la dirección X, “s” tiene un valor de 18.3cm, mientras que para Y tiene un valor de 19.78 cm, por lo que podemos establecer que la junta de separación sísmica tiene un valor de 20 cm en las dos direcciones.

#### 6.5.5. Control de efectos de segundo orden.

La norma indica que el índice de estabilidad Q, calculado con la siguiente formula, no debe ser mayor a 0.05.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c}$$

Tabla 22 Efectos de 2do orden

Piso	hi (cm)	Ni	Drift. X	Drift. Y	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	V x (tonf)	V y (tonf)	Qx	Qy
10	300	213.91	0.00391	0.0073	1.173	2.181	37.65	35.20	0.0028	0.0055
9	300	445.30	0.00448	0.0079	1.344	2.365	75.56	68.97	0.0033	0.0064
8	300	676.69	0.00491	0.0082	1.474	2.463	107.85	96.55	0.0039	0.0072
7	300	908.08	0.00521	0.0084	1.563	2.506	135.23	119.17	0.0044	0.0080
6	300	1139.47	0.00538	0.0083	1.613	2.484	158.52	138.10	0.0048	0.0085
5	300	1370.86	0.00542	0.0080	1.626	2.394	178.37	154.29	0.0052	0.0089
4	300	1602.25	0.00534	0.0074	1.601	2.232	195.18	168.27	0.0055	0.0089
3	300	1833.63	0.00509	0.0067	1.526	2.000	209.03	180.13	0.0056	0.0085
2	300	2065.02	0.00472	0.0057	1.415	1.722	219.67	189.52	0.0055	0.0078
1	350	2299.39	0.00488	0.0053	1.709	1.866	226.58	195.73	0.0062	0.0078

Se puede apreciar que los valores de estabilidad  $Q$ , para las dos direcciones de análisis son menores a 0.05, por lo que no se tomaran en cuenta los efectos de segundo orden.

## CAPÍTULO 7 DISEÑO DE VIGAS

Después de haber optimizado la edificación logrando que se cumpla con el requisito de derivas máximas para edificaciones de acero, se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales, para el caso de las vigas se hará el diseño por flexión, corte y deflexiones.

### 7.1. Diseño por flexión.

Se seleccionó la viga más crítica la cual se ubica en el primer piso del pórtico 2 entre los ejes B-C, esta viga se encuentra formando parte de un sistema de pórtico no arriostrado, las vigas que forman parte de un sistema arriostrado se diseñaron el sistema de arriostres.

Las características de la sección son las siguientes:

Perfil: W 12x72

Acero: ASTM-A992

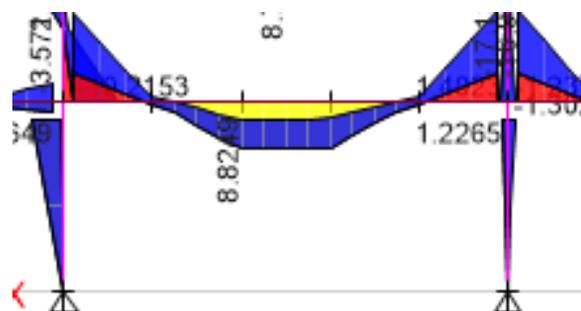


Figura 25 Diagrama de momentos

Fuente: Elaboración Propia

### 7.1.1. Clasificación de la sección

Como la viga se encuentra formando parte de un pórtico resistente a momento, la norma americana AISC/AISC341-16, indica que se debe de cumplir con las solicitaciones para elementos de alta ductilidad.

- Esbeltez del ala de la viga:

$$b_f := 6.56 \text{ in} \quad t_f := 0.67 \text{ in} \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi}$$

$$\lambda_{\text{ala}} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 4.9 \quad R_y := 1.1$$

$$\lambda_{\text{ala\_lim}} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.35$$

- Esbeltez del alma de la viga:

$$h := 9.718 \text{ in} \quad t_w := 0.43 \text{ in}$$

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h}{t_w} = 22.6$$

$$\lambda_{\text{alma\_lim}} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 59.01$$

Como la esbeltez de las alas y del alma de la viga es menor al a la esbeltez límite para elementos altamente dúctiles, se puede decir que la sección clasifica como compacta y no tiene problemas de esbeltez.

### 7.1.2. Revisión de la longitud no arriostrada de la viga.

La viga a diseñar tiene una longitud de 8.15 m y presenta soportes laterales equidistantes a 1.63m, de esta manera la longitud no arriostrada ( $L_b$ ) en la viga es de 1.63m.

$$L_b := 1.63 \text{ m} = 5.35 \text{ ft} \quad r_y := 1.54 \text{ in}$$

La norma AISC/AISC341-16, “establece un límite máximo de  $L_b$  para vigas de alta ductilidad”

como  $L_b < L_{b\_max}$ , la  $L_{b\_max} := 0.095 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 6.43 \text{ ft}$  sección y los soportes laterales son adecuados, caso contrario se tiene que aumentar la cantidad de soportes laterales o incrementar la sección de la viga.

### 7.1.3. Revisión de la viga por flexión.

$$L_b := 1.63 \text{ m} = 5.35 \text{ ft} \quad r_y := 1.54 \text{ in}$$

$$L_p := 1.76 r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.44 \text{ ft}$$

$$r_{ts} := 1.79 \text{ in} \quad S_x := 45.6 \text{ in}^3 \quad h_o := 12.0 \text{ in} \quad c := 1 \quad J := 0.741 \text{ in}^4$$

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 16.65 \text{ ft}$$

$$L_b < L_p < L_r$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 213.33 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad Z_x := 51.2 \text{ in}^3$$

$$M_n := M_p = 213.33 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 192 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \phi_b := 0.9$$

Verificación de esfuerzos.

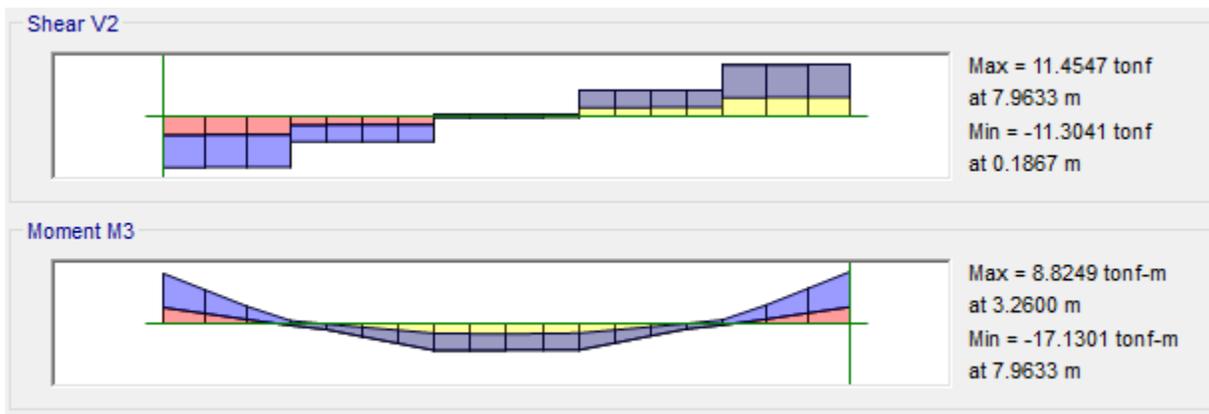


Figura 26 Diagrama de Corte y Momento

Fuente: Elaboración Propia

$$\phi_b \cdot Mn = 192 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\frac{Mu_{max}}{\phi_b \cdot Mn} = 0.64$$

$$\text{if} \left( \frac{Mu_{max}}{\phi_b \cdot Mn} < 1, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar de sección"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$Mu_{max} := 123.79 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Como el momento último es menor al momento nominal de la viga y la relación demanda capacidad de la viga es menor a 1, se establece que la viga es la adecuada.

## 7.2. Diseño por corte

La norma americana ANSI/AISC-360-16 indica que "la resistencia al corte depende de la relación de esbeltez del alma y del tipo de perfil utilizado" (ANSI/AISC 360-16, 2016),

$$\frac{h}{t_w} = 22.6 \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad E = 29000 \text{ ksi}$$

Verificamos este valor con la siguiente relación:  $2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.95$

Como la relación de esbeltez (22.6) es menor a 53.95, la resistencia al corte se calcula como:  $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$

Donde:  $A_w := d \cdot t_w = 5.29 \text{ in}^2$      $d := 12.3 \text{ in}$      $t_w := 0.43 \text{ in}$      $C_v := 1$      $\phi_v := 0.9$

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 158.67 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 142.8 \text{ kip}$$

$$V_u := 25.22 \text{ kip}$$

Como el esfuerzo al corte actuante en la viga es menor al esfuerzo resistente, la sección es la adecuada.

### 7.3. Verificación de deflexiones.

El manual LRFD indica la deflexión máxima permitida para vigas con perfil W tanto por carga viva como por carga muerta.

$$L := 8.15 \text{ m} = 26.74 \text{ ft}$$

$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 0.89 \text{ in}$$

$$E = 29000 \text{ ksi} \quad I := 285 \text{ in}^4 \quad W_L := 0.408 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$\Delta_L := \frac{5}{384} \cdot \frac{W_L \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.35 \text{ in}$$

La deflexión es menor a la máxima permitida por lo que la sección es la adecuada.

## CAPÍTULO 8 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas fueron diseñadas como elementos sometidos a flexo compresión. En este caso se tomó como ejemplo la columna más cargada y se ubica en el primer piso del eje 2 pórtico C, dicha columna se encuentra formando parte de un sistema de pórticos no arriostrados, las columnas que forman parte del sistema de pórticos arriostrados fueron diseñados en el sistema de arriostres.

Las características de las columnas son:

Perfil W 14x132 ASTM-A992.  $E := 29000 \text{ ksi}$   $F_y := 50 \text{ ksi}$   $R_y := 1.1$

### 8.1. Cargas en la columna

Tabla 23 Combinaciones de cargas en columnas

Combinación	Fuerza axial	M x-x	M y-y
	kip	kip-ft	kip-ft
1.4D	394.80	2.24	0.29
1.2D+1.6L	612.11	3.61	0.51
1.2D+Sx+0.5L	430.86	9.39	3.25
1.2D+Sy+0.5L	441.83	0.65	10.55
0.9+Sx	260.73	9.25	2.24
0.9+Sy	271.72	0.65	9.54

Tabla 24 Cargas en columnas

Carga	Fuerza axial	M x-x	M y-y
	kip	kip-ft	kip-ft
CM	282.00	1.59	0.22
CV	171.06	1.08	0.14
S x-x	8.39	9.97	0.79
S y-y	21.54	0.14	9.03

Se observa que los mayores esfuerzos por carga axial se dan con la combinación de 1.2D+1.6L, por lo que escogemos esta combinación para el diseño.

## 8.2. Revisión del pandeo local del alma.

Columna del 1er piso del pórtico 2 eje c, es de sección W14x132. La relación de esbeltez para las alas y el alma de la columna debe cumplir con el requisito de elementos altamente dúctiles según la norma ANSI/AISC 341-16.

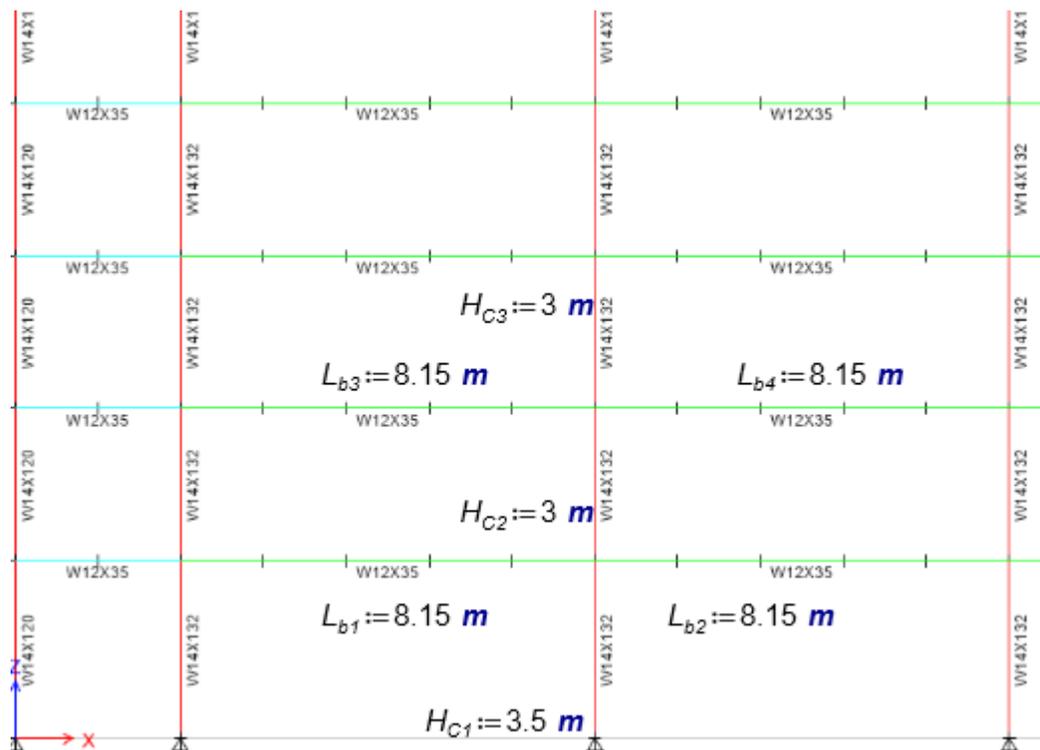


Figura 27 Diagrama para cálculo de altura efectiva

Fuente: Elaboración Propia

### 8.2.1. Para las alas

Del manual LRFD, se obtiene las propiedades geométricas de la sección de estudio.

$$b_f := 14.7 \text{ in} \quad t_f := 1.03 \text{ in}$$

$$\lambda_{\text{ala}} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.14$$

$$\lambda_{\text{hd}} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.35$$

## 8.2.2. Para el alma

Del manual LRFD, se obtiene las propiedades geométricas de la sección de estudio.

$$d := 14.7 \text{ in} \quad k_{des} := 1.63 \text{ in} \quad h := d - 2 k_{des} = 0.29 \text{ m} \quad t_w := 0.590 \text{ in}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 19.39$$

Se plantea la revisión de la relación demanda capacidad de la columna.

$$P_y := R_y \cdot F_y \cdot A_g \quad R_y = 1.1 \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad A_g := 38.8 \text{ in}^2 \quad \phi_c := 0.9$$

$$P_{u_{c1}} := 617.05 \text{ kip}$$

$$C_{a_{c1}} := \frac{P_{u_{c1}}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.32$$

Como  $C_a$  para la columna de análisis es mayor a 0.114, la relación de esbeltez máxima se calcula como el mayor valor de:

$$0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_{a_{c1}}) = 47.66$$

$$1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 36.05$$

La relación de esbeltez para el alma tiene un valor de 47.66, y este valor es mayor a la esbeltez del alma de la sección (19.39).

Se concluye que para las alas como para el alma no hay problemas de inestabilidad, caso contrario se tendrá que cambiar la sección utilizada.

### 8.3. Diseño por compresión

#### 8.3.1. Cálculo de la longitud efectiva.

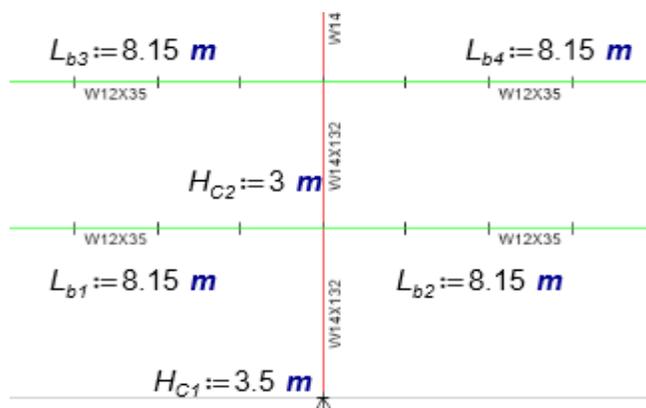


Figura 28 Diagrama para cálculo de longitud efectiva

Fuente: Elaboración Propia

$K_y$ , se considera un valor de 1 debido a que no se presenta desplazamiento en esa dirección.  $K_y := 1$

$K_x$ ; se tendrá que hacer el cálculo con la siguiente relación.

$$K_x := \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

$G_A$ ; debido a que se tiene un apoyo fijo por lo tanto le corresponde un valor de 10

$$G_A := 10$$

$$I_{yy_c} := 548 \text{ in}^4$$

$$I_{xx_b} := 597 \text{ in}^4$$

$$G_B := \frac{\frac{I_{yy_c}}{H_{C1}} + \frac{I_{yy_c}}{H_{C2}}}{\frac{I_{xx_b}}{L_{b1}} + \frac{I_{xx_b}}{L_{b2}}} = 4.85$$

$$K_x := \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} = 2.54$$

$$\frac{K_x \cdot L_{c-x}}{r_x} = 50.73 \qquad \frac{K_y \cdot L_{c-y}}{r_y} = 33.32$$

Por lo tanto, la esbeltez máxima es en la dirección X y tiene un valor de 50.73.

Ahora se calcula la esbeltez máxima para determinar qué tipo de pandeo se presenta.

$$\lambda_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.43$$

Como la esbeltez de la columna es menor a la esbeltez limite entonces se produce un pandeo inelástico y no se presenta el fenómeno de pandeo flexo torsional. Posteriormente procedemos a calcular el esfuerzo de Euler, el esfuerzo crítico y la resistencia axial de la columna.

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_{c-x}}{r_x}\right)^2} = 111.21 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := 0.658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 41.42 \text{ ksi}$$

$$A_g = 38.8 \text{ in}^2 \qquad \phi_c := 0.9$$

$$P_{n-c} := F_{cr} \cdot A_g = 1607.22 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_{n-c} = 1446.5 \text{ kip}$$

$$P_{u-c1} = 617.05 \text{ kip}$$

Podemos observar que la resistencia a la carga axial de la columna es mayor a la carga axial que soporta por lo tanto la sección es la adecuada.

## 8.4. Diseño por flexión.

La columna también soporta fuerzas combinadas de compresión y flexión, en esta parte se hizo la verificación de la columna a esfuerzos de flexión, teniendo en cuenta que debe de cumplir con los requisitos de miembros a alta ductilidad.

### 8.4.1. Cálculo de longitud no arriostrada.

La norma ANSI/AISC 341-16 indica los parámetros para miembros altamente dúctiles.

$L_b$ : longitud no arriostrada de la columna.  $L_b := L_c = 3.18 \text{ m}$

$L_p$ : longitud límite no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.05 \text{ m}$$

$$c := 1$$

$$r_{ts} := 4.23 \text{ in}$$

$$S_x := 209 \text{ in}^3$$

$$J := 12.3 \text{ in}^4$$

$L_r$ : longitud no arriostrada límite para el estado inelástico de pandeo lateral torsional.

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 17.02 \text{ m}$$

$$L_b = 10.44 \text{ ft}$$

$$L_p = 13.28 \text{ ft}$$

$$L_r = 55.85 \text{ ft}$$

Como  $L_b < L_p$ , no se produce el pandeo lateral torsional y la resistencia nominal a flexión del perfil está dada por el momento plástico de la sección.

## 8.4.2. Cálculo del momento nominal.

Como la sección se ubica con su eje fuerte en la dirección X, el cálculo del momento plástico es como sigue.

$$\begin{aligned}
 Z_y &:= 113 \text{ in}^3 & \phi_b &:= 0.9 & F_y &= 50 \text{ ksi} & Z_x &:= 234 \text{ in}^3 \\
 M_{p_y} &:= Z_y \cdot F_y = 470.83 \text{ kip} \cdot \text{ft} & & & & & M_{p_x} &:= Z_x \cdot F_y = 975 \text{ kip} \cdot \text{ft} \\
 M_{n_{c_y}} &:= M_{p_y} = 470.83 \text{ kip} \cdot \text{ft} & & & & & M_{n_{c_x}} &:= M_{p_x} = 975 \text{ kip} \cdot \text{ft} \\
 \phi_b \cdot M_{n_{c_y}} &= 423.75 \text{ kip} \cdot \text{ft} & & & & & \phi_b \cdot M_{n_{c_x}} &= 877.5 \text{ kip} \cdot \text{ft}
 \end{aligned}$$

## 8.4.3. Relación demanda capacidad.

$$\begin{aligned}
 \phi_c \cdot P_{n_c} &= 1446.5 \text{ kip} & P_{u_{c1}} &= 612.11 \text{ kip} \\
 \frac{P_{u_{c1}}}{\phi_c \cdot P_{n_c}} &= 0.42
 \end{aligned}$$

La relación demanda capacidad de la columna es mayor a 0.2, por lo que, para determinar la resistencia de la columna a cargas combinadas de carga axial y flexión, se utilizó la siguiente relación:

$$\begin{aligned}
 \phi_c \cdot P_{n_c} &= 1446.5 \text{ kip} & P_{u_{c1}} &= 612.11 \text{ kip} \\
 M_{u_x} &:= 9.39 \text{ kip} \cdot \text{ft} & \phi_b \cdot M_{n_{c_x}} &= 877.5 \text{ kip} \cdot \text{ft} \\
 M_{u_y} &:= 10.55 \text{ kip} \cdot \text{ft} & \phi_b \cdot M_{n_{c_y}} &= 423.75 \text{ kip} \cdot \text{ft}
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_{u_{c1}}}{\phi_c \cdot P_{n_c}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{u_x}}{\phi_b \cdot M_{n_{c_x}}} + \frac{M_{u_y}}{\phi_b \cdot M_{n_{c_y}}} \right) = 0.45$$

La relación demanda capacidad es menor a 1, por lo tanto, la sección es la adecuada.

## CAPÍTULO 9 DISEÑO DE ARRIOSTRES

El sistema de arriostres están conformados por riostras de pandeo restringido, estos fueron diseñadas para soportar fuerzas de compresión o tensión generados por la acción sísmica, en este caso se hizo el diseño del arriostre más crítico, el diseño de los arriostres comprende también el diseño de las vigas y columnas donde se ubican estos elementos.

### 9.1. Geometría general

Una riostra de pandeo restringido (BRB), consta de un núcleo de acero, el cual es el elemento principal porque va a soportar la acción sísmica, una zona de transición que permite unir el núcleo de acero con la porción de la conexión, la conexión nos va a permitir fijar la riostra a las columnas y vigas y por último se acompaña de una funda metálica y un relleno de concreto liviano, estos van a confinar al núcleo de acero y evitan el pandeo que se pueda generar.

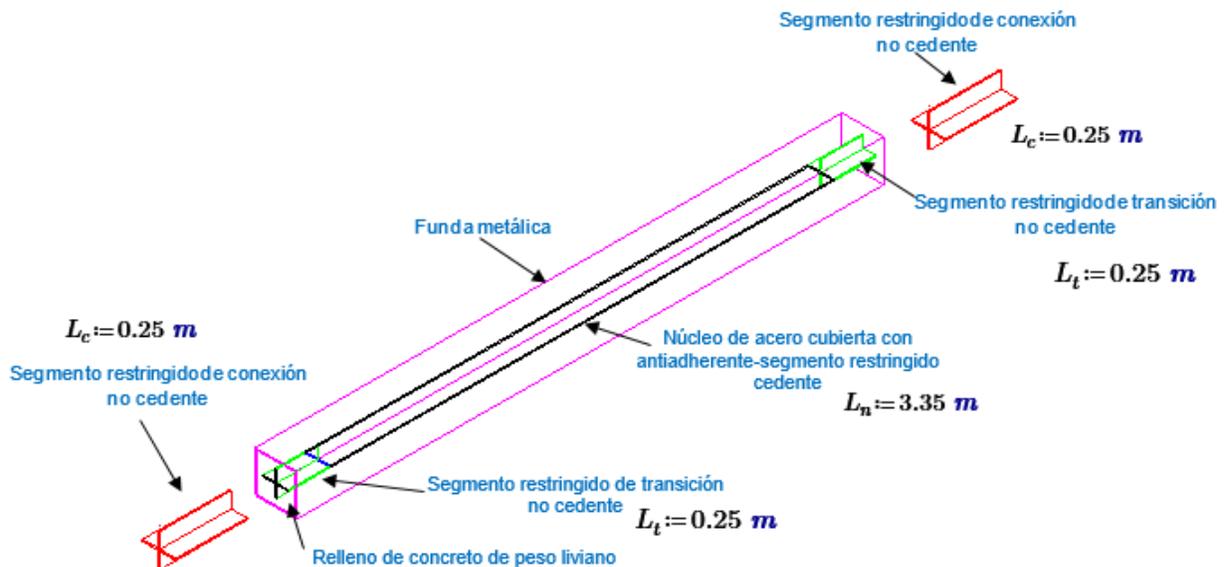


Figura 29 Vista 3D de una riostra de pandeo restringido

Fuente: Elaboración Propia

## 9.2. Cargas en los arriostres.

Se diseñó el arriostre más crítico ubicado en el pórtico 1 entre los ejes E y F, para el cual tenemos las siguientes cargas:

Tabla 25 Combinaciones de cargas en riostras

Combinación	Fuerza axial
	kip
1.4D	13.48
12D+1.6L	19.78
1.2D+Sx+0.5L	98.15
1.2D+Sy+0.5L	20.70
0.9+Sx	92.69
0.9+Sy	15.24

Tabla 26 Cargas en riostras

Carga	Fuerza axial
	kip
CM	9.63
CV	5.13
S x-x	90.44
S y-y	6.04

Del análisis podemos ver que la fuerza axial ultima (Pu), es la que genera la combinación 1.2D+Sx+0.5L.

## 9.3. Relación demanda capacidad.

El cálculo de la relación demanda capacidad nos permitió determinar si el arriostre es capaz de soportar el esfuerzo generado por la acción sísmica, adicionalmente se pudo determinar si el área del núcleo de acero ( $A_{sc}$ )  $A_{sc} := 30 \text{ cm}^2 = 4.65 \text{ in}^2$  propuesta inicialmente en el arriostre es la adecuada o si se requiere incrementar dicha área.

$A_{sc}$ : Área del núcleo de acero de la riostra.

$F_{ysc}$ : Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero.  $F_{ysc} := 50 \text{ ksi}$

$P_{y_{sc}}$ : Resistencia axial de la riostra  $P_{y_{sc}} := A_{sc} \cdot F_{y_{sc}} = 232.5 \text{ kip}$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi P_{y_{sc}} := \phi \cdot P_{y_{sc}} = 209.25 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{Pu}{\phi P_{y_{sc}}} = 0.469$$

Como la relación demanda capacidad es menor que 1, la riostra es capaz de soportar la carga axial que se produce, además se pudo determinar que el área del núcleo de acero ( $A_{sc}$ ) es la adecuada y no se requiere un incremento.

#### 9.4. Resistencia máxima probable a compresión y tracción.

las riostras se diseñaron de modo que las deformaciones inelásticas bajo el sismo de diseño, ocurran por fluencia de las riostras para lo cual es necesario calcular las resistencias máximas a compresión y tracción.

$$P_{ac} := \beta \cdot \omega \cdot R_{y_{sc}} \cdot P_{y_{sc}}$$

$$P_{at} := \omega \cdot R_{y_{sc}} \cdot P_{y_{sc}}$$

Para fines del desarrollo de esta tesis, los valores de  $\beta$ ,  $\omega$ , fueron estimados en base a estudios de riostras ensayadas en laboratorio.

$B$ ; es mayor o igual a 1 y representa la relación entre la fuerza máxima de compresión y tracción.

$\omega$ ; representa el aumento de resistencia por endurecimiento de deformación.

Para el cálculo de  $P_{ac}$  y  $P_{at}$ , primero se tuvo que calcular la deformación unitaria de la riostra, para luego obtener los parámetros  $\omega$ ,  $B$ , y finalmente obtener  $P_{ac}$  y  $P_{at}$ . las

características del núcleo de acero de la riostra, la carga axial por sismo horizontal y las características del material son las siguientes:

$$E := 29000 \text{ ksi} \quad P_{y_{sc}} = 232.5 \text{ kip} \quad R_{y_{sc}} := 1.1$$

$$P_{sx}: \text{ Fuerza axial por sismo horizontal en X. } P_{sx} := 90.44 \text{ kip}$$

$$L_n: \text{ longitud del nucleo. } L_n := 3.35 \text{ m} \quad A_{sc} = 4.65 \text{ in}^2$$

$$C_d: \text{ factor de amplificación de deflexiones. } C_d := 5$$

Con los datos anteriores calculamos la deformación unitaria y porcentual en la riostra.

$$\text{Deformación elástica: } \Delta_{bx} := \frac{P_{sx} \cdot L_n}{E \cdot A_{sc}} = 2.25 \text{ mm}$$

$$\text{Deformación inelástica: } \Delta_{bm} := C_d \cdot \Delta_{bx} = 11.23 \text{ mm}$$

$$\text{Deformación unitaria en la riostra: } \varepsilon_{BRB} := \frac{2 \cdot \Delta_{bm}}{L_n} = 0.0067$$

$$\text{Deformación unitaria porcentual en la riostra: } \varepsilon_{BRB\_100} := \varepsilon_{BRB} \cdot 100 = 0.67$$

Los parámetros  $\omega$ ,  $B$ , se calcularon gráficamente a partir de graficas construidas para BRB ensayadas en laboratorios.



Figura 30 Curva Isterética

Fuente: Inesa Tech

teniendo los parámetros  $\omega := 1.15$   $\omega\beta := 1.20$  se procedió a calcular  $P_{ac}$  y  $P_{at}$

$$P_{ac} := \beta \cdot \omega \cdot R_{y_{sc}} \cdot P_{y_{sc}} = 306.9 \text{ kip}$$

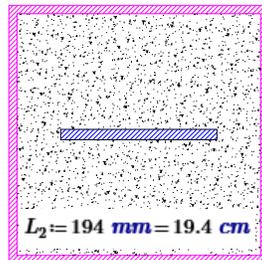
$$P_{at} := \omega \cdot R_{y_{sc}} \cdot P_{y_{sc}} = 294.11 \text{ kip}$$

### 9.5. Revisión de la camisa o tubo de confinamiento.

La camisa o tubo de confinamiento tiene la función principal de evitar el pandeo del núcleo de la riostra, mediante el confinamiento del mortero de relleno, para evitar el pandeo global de la riostra se sugiere un factor de seguridad mayor a 2.

Para cumplir el requisito del factor de seguridad mayor a 2, fue necesario realizar un incremento en el espesor del tubo de confinamiento, inicialmente fue de 8 mm y se incrementó a 18mm. Se usará un perfil HSS 10x10x5/8

$$L_1 := 230 \text{ mm} = 23 \text{ cm}$$



$$I_{tubo} := 11516.18 \text{ cm}^4$$

$$P_{tubo} := P_{ac} = 306.9 \text{ kip}$$

$$L_{tubo} := 3.85 \text{ m}$$

$K=2$ , se utilizará una conexión con plancha emperrada

$$FS := \frac{I_{tubo} \cdot \pi^2 \cdot E}{P_{tubo} \cdot (K \cdot L_{tubo})^2} = 2.81$$

Como tenemos un factor de seguridad mayor a 2, entonces las dimensiones del tubo de confinamiento son las correctas.

### 9.6. Diseño de columnas.

Se diseñaron las columnas que forman parte del sistema de arriostres, las cuales son perfiles W 14x120, la columna a diseñar se ubica contenida en el mismo eje que la arriestra.

#### 9.6.1. Revisión del pandeo local.

La norma indica que estos miembros estructurales serán diseñados como elementos de alta ductilidad, por lo que hay que revisar la estabilidad de las alas y el alma bajo estas condiciones.

a. Para las alas:

$$b_f := 14.7 \text{ in} \quad t_f := 0.94 \text{ in} \quad E = 29000 \text{ ksi} \quad R_y := 1.1 \quad F_y := 50 \text{ ksi}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.82$$

$$\lambda_{hd} := 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 9.18$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} < \lambda_{hd}, \text{"OK"}, \text{"cambiar sección"}) = \text{"OK"}$$

Vemos que se cumple con la condición de elementos altamente dúctiles, caso contrario se tiene que cambiar la sección.

b. Para el alma:

$$d := 14.5 \text{ in} \quad k_{des} := 1.54 \text{ in} \quad h := d - 2 k_{des} = 0.29 \text{ m} \quad t_w := 0.590 \text{ in}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 19.36$$

Para encontrar el límite de alta ductilidad, la norma indica que tenemos que evaluar primero la relación demanda capacidad.

$$P_y := R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1941.5 \text{ kip}$$

$$P_u := 443.57 \text{ kip}$$

$$C_a := \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y} = 0.25$$

para  $C_a > 0.114$ , la relación de esbeltez límite para el alma se calcula con la siguiente expresión:

$$1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.12 - C_a) = 55.28$$

como la esbeltez del alma y del ala son menores a la esbeltez límite para elementos altamente dúctiles, por lo que la sección clasifica como no esbelta.

### 9.6.2. Revisión de la resistencia a compresión.

Los parámetros para el diseño de la columna son los siguientes:

$$H := 3.5 \text{ m} \quad d_b := 12.5 \text{ in} \quad L_c := H - d_b = 3.18 \text{ m} \quad r_y := 3.74 \text{ in}$$

Como la columna no tiene soportes laterales,  $K=1$ .

$$\lambda := \frac{K \cdot L_c}{r_y} = 33.5$$

$$\lambda_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.43$$

Como la esbeltez de la columna es menor que la esbeltez límite, el cálculo de la carga crítica de pandeo se calcula de la siguiente manera

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_c}{r_y}\right)^2} = 255.02 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y = 46.06 \text{ ksi}$$

$$A_g = 35.3 \text{ in}^2$$

$$P_{n_c} := F_{cr} \cdot A_g = 1625.94 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_{n_c} = 1463.35 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi_c \cdot P_{n_c} \geq Pu, \text{"OK"}, \text{"cambiar sección"}) = \text{"OK"}$$

Como la carga axial que actúa es mucho menor a la carga que soporta la columna, la sección es la correcta.

### 9.6.3. Revisión de la resistencia por flexión.

La columna seleccionada como crítica no solo soporta carga axial, sino que también está sometida a esfuerzos de flexión, pero en pequeñas magnitudes.

#### a. Revisión de la longitud no arriostrada.

Revisamos la longitud no arriostrada para poder determinar el comportamiento de la columna a momento.  $r_y = 3.74 \text{ in}$   $E = 29000 \text{ ksi}$   $F_y = 50 \text{ ksi}$

$L_b$ : longitud no arriostrada.  $L_b := L_c = 3.18 \text{ m}$

$L_p$ : longitud límite de comportamiento plástico.  $L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.03 \text{ m}$

$r_{ts} := 4.20 \text{ in}$      $S_x := 190 \text{ in}^3$      $h_o := 13.6 \text{ in}$      $J := 9.37 \text{ in}^4$      $c := 1$

$L_r$ : longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 15.82 \text{ m}$$

Como  $L_b < L_p < L_r$ , la columna tiene un comportamiento plástico por lo que la resistencia a flexión se calcula de la siguiente manera.

*b. Calculo de momento nominal:*

Como la longitud no arriostrada ( $L_b$ ) es menor a  $L_r$  y  $L_p$ , el momento nominal se calcula según las siguientes expresiones.

$$Z_x := 212 \text{ in}^3$$

$$Z_y := 102 \text{ in}^3$$

$$M_{p_x} := Z_x \cdot F_y = 883.33 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{p_y} := Z_y \cdot F_y = 425 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n_c_x} := M_{p_x} = 883.33 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n_c_y} := M_{p_y} = 425 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_{n_c_x} = 795 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{n_c_y} = 382.5 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

c. *Revisión de la relación demanda capacidad.*

Se hizo la revisión de la relación demanda capacidad para la combinación con la fuerza axial y momentos más críticos.

$$P_U = 443.57 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_{n_c} = 1463.35 \text{ kip}$$

$$\frac{P_U}{\phi_c \cdot P_{n_c}} = 0.3$$

$$M_x := 28.91 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_y := 19.73 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\frac{P_U}{\phi_c \cdot P_{n_c}} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_x}{\phi_b \cdot M_{n_c_x}} + \frac{M_y}{\phi_b \cdot M_{n_c_y}} \right) = 0.38$$

Como la relación demanda capacidad es menor a 1 se cumple con la sollicitación de cargas.

### 9.7. Diseño de vigas.

Teniendo en cuenta que los arriostres tienen una resistencia similar tanto en tensión como en compresión, no se obtuvieron resultantes de corte y tracción, por esta razón las vigas quedan diseñadas solo a cargas de gravedad, y como ya se diseñó anteriormente esta sección, aquí solo se hicieron algunas verificaciones de longitudes de arriostramiento y de pandeo de la sección.

#### 9.7.1. Revisión del pandeo local.

La sección a diseñar es una W 12x35 cuyas propiedades son las siguientes:

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$R_y = 1.1$$

a. Alas:

$$b_{f_b} := 6.56 \text{ in}$$

$$t_{f_b} := 0.52 \text{ in}$$

$$\lambda_{\text{alas}_b} := \frac{b_{f_b}}{2 \cdot t_{f_b}} = 6.31$$

$$\lambda_{\text{lim}_b} := 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 9.18$$

$$\text{if} \left( \frac{b_{f_b}}{2 \cdot t_{f_b}} < 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}, \text{"Compacta"}, \text{"No compacta"} \right) = \text{"Compacta"}$$

Las alas no presentan problemas de inestabilidad.

b. Alma:

$$\lambda_{\text{alma}_b} := \frac{h_b}{t_{w_b}} = 36.2$$

$$\lambda_{\text{lim}_\text{alma}_b} := 1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.12 - C_{a_b}) = 62.8$$

$$\text{if} (\lambda_{\text{lim}_\text{alma}_b} \geq \lambda_{\text{alma}_b}, \text{"OK"}, \text{"cambiar sección"}) = \text{"OK"}$$

De los cálculos realizados se concluye que la sección no tiene problemas de estabilidad.

### 9.7.2. Revisión de la longitud no arriostrada.

Las vigas tienen que tener una longitud de no arriostramiento menor al límite máximo que establece la norma.

$$L_{b_b} := 1.63 \text{ m} = 5.35 \text{ ft}$$

$$r_{y_b} := 1.54 \text{ in}$$

$$L_{b_{\text{max}}} := \frac{0.19 \cdot r_{y_b} \cdot E}{R_y \cdot F_y} = 12.86 \text{ ft}$$

## CAPÍTULO 10 DISEÑO DE CONEXIONES

### 10.1. Conexiones precalificadas

En pórticos no arriostrados, para la conexión viga-columna se utilizó una conexión precalificada a momento del tipo 4 ES, según la norma ANSI/AISC 358-16.

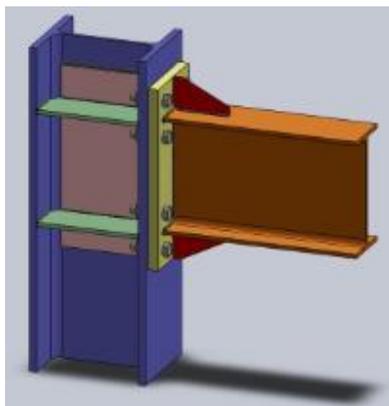


Figura 31 Vista de una conexión 4 ES

Fuente: Inesa Tech

#### 10.1.1. Datos generales.

Las características generales de los elementos que conforman la conexión se muestran en las siguientes tablas.

- Perfiles a conectar

$$F_{yb} := 50 \text{ ksi} \quad F_{ub} := 65 \text{ ksi}$$

Elemento	Perfil	Material
columnas	W 14x132	ASTM A992
vigas	W 12x72	ASTM A992

- Características de la plancha extrema y rigidizador

Conexión 4-ES	
Material	ASTM-A36
Espesor de plancha	35 mm
$b_p$ :	324.8 mm
$d_e$ :	50 mm
$P_{fo}$ :	60 mm
$P_{fi}$ :	60 mm

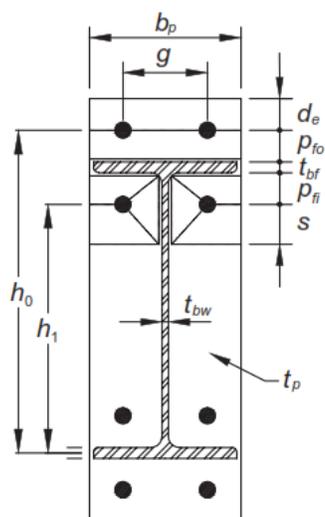


Figura 33 Detalle de conexión 4 ES

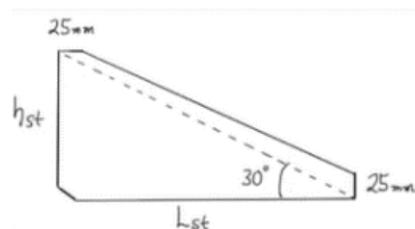


Figura 32 Detalle de Rigidizador

Fuente: Elaboración Propia

Rigidizador	
Material	ASTM-A36
Espesor de plancha	35 mm
$h_{st}$ :	110 mm
$L_{st}$ :	190.53 mm

Fuente: Elaboración Propia

- Planchas adosadas al alma y planchas de continuidad.

Planchas adosadas al alma (ambos lados)	
Material	ASTM-A36
Espesor de plancha	7 mm

Planchas de Continuidad	
Material	ASTM-A36
Espesor de plancha	18 mm

- Pernos:

Pernos	ASTM A490
Diámetro	1 1/2"

### 10.1.2. Chequeo de la resistencia a corte.

Se revisó la resistencia al corte de los de los pernos en el ala a compresión

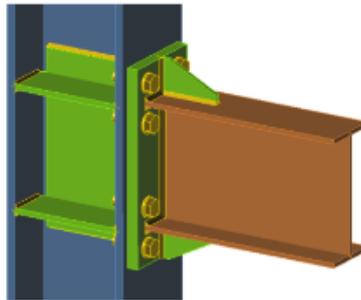


Figura 34 Vista General de una conexión 4 ES

Fuente: Inesa Tech

La norma nos indica que los pernos de la parte superior van a soportar todas las cargas a tracción, mientras que los pernos de la parte inferior van a soportar todo el corte, teniendo lo siguiente:

$$n_{bolt} := 4 \quad F_{nv} = 68 \text{ ksi}$$

$$A_{bolt} := \frac{\pi \cdot d_{bolt}^2}{4} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$\phi_n R_{nv} := \phi_n \cdot n_{bolt} \cdot F_{nv} \cdot A_{bolt} = 432.6 \text{ kip}$$

$$V_u = 58.67 \text{ kip}$$

Podemos observar que la demanda es mucho menor a la resistencia de los pernos, por lo que se está cumpliendo con la resistencia al corte.

### 10.1.3. Chequeo de la falla por desgarramiento y aplastamiento.

Se revisó la falla por desgarramiento y aplastamiento de los pernos de la plancha extrema y del ala de la columna, debido a que los pernos de la parte extrema están sometidos a fuerzas de desgarramiento mientras que los pernos de la parte interna controlan el aplastamiento.

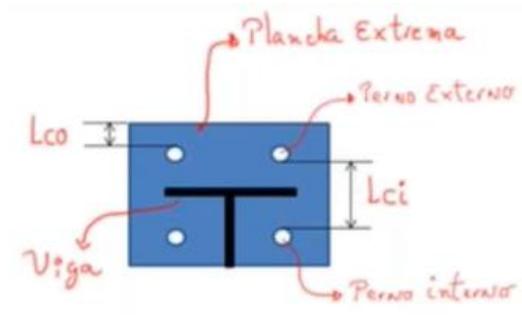


Figura 35 Vista de Conexión 4ES

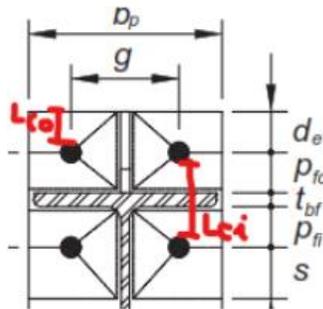
Fuente: Inesa Tech

#### a. Chequeo de la plancha extrema.

$$F_{yp} = 36 \text{ ksi}$$

$$F_{up} = 58 \text{ ksi}$$

$$t_p = 35 \text{ mm}$$



$$L_{ci} := p_{fi} + t_{bf} + p_{fo} - d_{bolt} = 98.92 \text{ mm}$$

$$L_{co} := d_e - \frac{d_{bolt}}{2} = 30.95 \text{ mm}$$

la resistencia por aplastamiento en los pernos internos está dada por:

$$r_p := 2.4 \cdot d_{bolt} \cdot t_p \cdot F_{up} = 287.72 \text{ kip}$$

mientras que a resistencia por desgarramiento de los pernos internos como externos está dada por:

$$r_{di} := 1.2 \cdot L_{ci} \cdot t_p \cdot F_{up} = 373.5 \text{ kip}$$

$$r_{do} := 1.2 \cdot L_{co} \cdot t_p \cdot F_{up} = 116.86 \text{ kip}$$

comparamos los valores del desgarramiento de los pernos internos y externos con el aplastamiento y seleccionamos los menores y calculamos la resistencia de la plancha a estos efectos:

$$r_{ni} := \min(r_p, r_{di}) = 287.72 \text{ kip}$$

$$r_{no} := \min(r_p, r_{do}) = 116.86 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot n_i \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot n_o \cdot r_{no} = 728.24 \text{ kip}$$

$$V_u = 58.67 \text{ kip}$$

podemos apreciar que la demanda es menor a la resistencia de la plancha frente a efectos de desgarramiento y aplastamiento.

*b. Revisión en el ala de la columna:*

en este caso solo se trabajó con los pernos internos, debido a que la columna es continua, los pernos externos se pueden despreciar.

la resistencia al aplastamiento se define como:

$$r_p := 2.4 \cdot d_{bolt} \cdot t_{cf} \cdot F_{uc} = 241.02 \text{ kip}$$

la resistencia al desgarramiento:

$$r_{di} := 1.2 \cdot L_{ci\_col} \cdot t_{cf} \cdot F_{uc} = 312.88 \text{ kip}$$

$$r_{ni} := \min(r_p, r_{di}) = 241.02 \text{ kip}$$

$$r_{no} := r_p = 241.02 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot n_i \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot n_o \cdot r_{no} = 867.67 \text{ kip}$$

$$V_u = 58.67 \text{ kip}$$

La resistencia es mayor a la demanda por lo que no hay problemas de desgarramiento o aplastamiento en el ala de la columna.

#### 10.1.4. Chequeo por corte de la viga

Teniendo el corte a la que está sometida la viga, hacemos la verificación por corte.

$$V_u = 58.67 \text{ kip}$$

$$A_v := d \cdot t_{bw} = 34.12 \text{ cm}^2$$

$$V_t := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_v \cdot C_v = 158.67 \text{ kip}$$

$$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.37$$

La demanda por corte es menor que la resistencia por corte de la viga, por lo que la relación demanda/capacidad es 0.37.

#### 10.1.5. Consideraciones para las soldaduras.

La soldadura entre la viga y la plancha extrema debe de tener las siguientes consideraciones.

- No se deben de usar orificios de acceso para la soldadura.
- La conexión del ala de la viga a la plancha extrema debe de hacerse con soldadura de penetración completa sin placa de respaldo, la cara interior del ala debe de tener una soldadura de filete de 8 mm.
- La conexión del alma de la viga a la plancha extrema debe de hacerse con soldadura de penetración completa o soldadura de filete.

## 10.2. Conexión a corte viga - columna.

Este tipo de conexión se utilizará en los pórticos con sistemas de arriostres, el diseño de este tipo de conexión se describe a continuación.

### 10.2.1. Datos generales.

Las secciones a conectar y las características de las conexiones son las siguientes:

Elemento	Perfil	Material
Columnas	W 14x120	ASTM A992
Vigas	W 12x72	ASTM A992

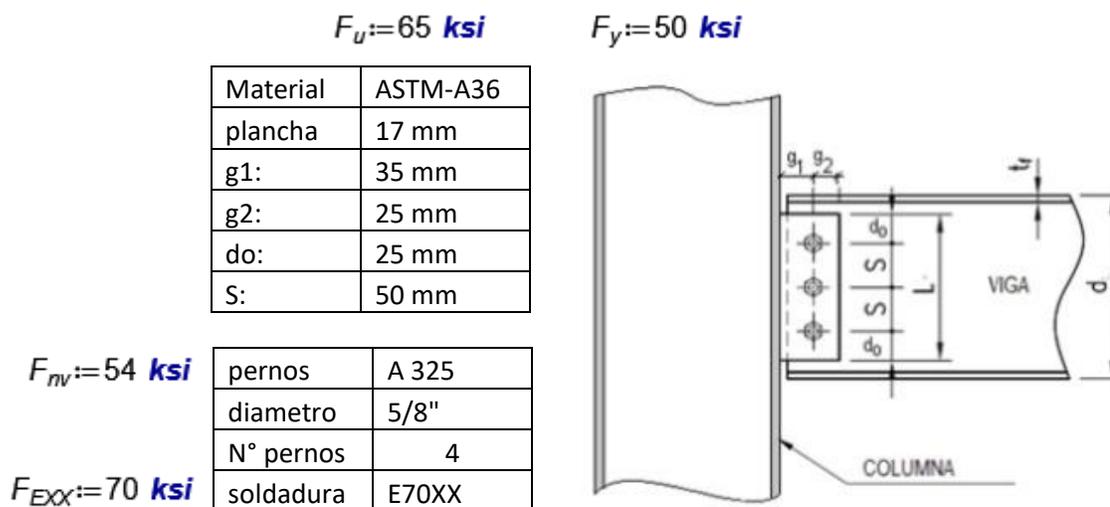


Figura 36 Conexión Viga Columna

Fuente: Inesa Tech

### 10.2.2. Resistencia por corte simple.

Teniendo el diámetro de pernos y la cantidad tentativa de pernos, calculamos la resistencia al corte.

$$\phi R_{nv} := \phi_{nv} \cdot F_{nv} \cdot A_{bolt} = 12.43 \text{ kip}$$

### 10.2.3. Resistencia por conexiones de deslizamiento crítico.

La fuerza cortante máxima que puede ser soportada por la conexión, se determina al considerar la resistencia por deslizamiento crítico de los pernos tomando en cuenta los siguientes parámetros:

$$T_b := 90 \text{ kN} \quad \phi := 1 \quad \mu := 0.33 \quad D_u := 1.13 \quad n_b := n = 4 \quad R_u := 20 \text{ kip}$$

$$\phi R_{str} := \phi \cdot \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_b \cdot n_s = 30.18 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_{str}} = 0.66$$

Se puede determinar que la resistencia de la conexión es mayor a la demanda requerida.

### 10.2.4. Resistencia de los pernos por corte y momento.

Para este tipo de conexiones se considera una alta rigidez rotacional de la columna que limite la rotación de la viga, tomando en cuenta la excentricidad en la conexión, calculamos el momento torsor del grupo de pernos.

$$e_b := |2.54 \text{ cm} \cdot (n - 1) - a| = 41.2 \text{ mm}$$

$$M_u := R_u \cdot e_b = 32.44 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$I_{pp}$ : 125 cm<sup>2</sup>, inercia polar del grupo de pernos.

$Y_a$ : 75 mm, distancia al centro geométrico del grupo de pernos.

Calculamos la sollicitación horizontal por causa del momento torsor para el perno más alejado del centro geométrico.

$$R_{ux} := \frac{M_u \cdot Y_a}{I_{pp}} = 4.94 \text{ kip}$$

Calculamos la sollicitación por corte en cada perno

$$R_{uy} := \frac{R_u}{n} = 5 \text{ kip}$$

$$R_{u\_perno} := \sqrt{R_{ux}^2 + R_{uy}^2} = 7.03 \text{ kip}$$

$$\frac{R_{u\_perno}}{\phi R_{nv}} = 0.57$$

La resistencia al corte de los pernos es mayor a la solicitada.

#### 10.2.5. Aplastamiento en los agujeros.

Se verifico el aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha.

##### a. Aplastamiento – alma de la viga.

El aplastamiento se calcula de la siguiente manera:

$$\phi R_n := \phi_{ns} \cdot 2.4 \cdot d_{bolt} \cdot t_{bw} \cdot F_u = 31.44 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{n \cdot \phi R_n} = 0.16$$

No se presenta problemas de aplastamiento en el alma de la viga, caso contrario se tendría que aumentar el diámetro de pernos.

##### b. Aplastamiento – plancha simple de conexión

Calculamos el aplastamiento de la siguiente manera.  $t_p := 17 \text{ mm}$

Las distancias entre las perforaciones  $L_{c1}$  y  $L_{c2}$ , son las siguientes.

$$L_{c1} := d_o - 0.5 \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 15.48 \text{ mm}$$

$$L_{c2} := s - 0.5 \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 40.48 \text{ mm}$$

Conocidas las longitudes de las perforaciones, calculamos la resistencia por aplastamiento para los pernos.

$$\phi R_{na1} := \phi_{na} \cdot \min(F_{c1} \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u, F_{c2} \cdot d_{bolt} \cdot t_p \cdot F_u) = 23.85 \text{ kip}$$

$$\phi R_{na2} := \phi_{na} \cdot \min(F_{c1} \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u, F_{c2} \cdot d_{bolt} \cdot t_p \cdot F_u) = 48.94 \text{ kip}$$

$$\phi R_{na\_sp} := (\phi R_{na1} + (n-1) \cdot \phi R_{na2}) = 170.68 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_{na\_sp}} = 0.12$$

Apreciamos que no se presentan problemas de aplastamiento en la plancha.

#### 10.2.6. Cedencia y fractura por corte en la plancha.

##### a. Cedencia por corte en el área gruesa.

Calculamos la línea donde se forma el cortante de la línea de pernos en el área gruesa de la sección, sin considerar las reducciones por los agujeros de los pernos.

$$L = 200 \text{ mm} \quad \phi_{ced} := 0.9$$

$$A_{pg} := t_p \cdot L = 34 \text{ cm}^2$$

Con estos datos calculamos la tensión cedente por corte y verificamos que sea menor que el esfuerzo por corte de la conexión.

$$\phi P_{n\_ced} := \phi_{ced} \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{pg} = 142.29 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_{n\_ced}} = 0.14$$

##### b. Fractura por corte del área neta.

El área neta se calcula considerando la reducción que se genera al tomar en cuenta los agujeros de los pernos.

$$A_{pn} := t_p \cdot \left( L - n \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 21.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_{n\_frac} := \phi_{frac} \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{pn} = 95.42 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_{n\_frac}} = 0.21$$

Podemos observar que no hay problemas de cendencia ni de fractura por corte en el área gruesa y neta de la plancha de la conexión.

### 10.2.7. Cedencia por flexión en la plancha

El momento actuante en la conexión está relacionado con el momento aplicado en la zona de soldadura.  $\phi_f := 0.9$

$$M_{uf} := R_u \cdot e_w = 60 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Calculamos el momento nominal resistente de la plancha.

$$S_x := \frac{t_p \cdot L^2}{6} = 113.33 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n := \phi_f \cdot S_x \cdot F_y = 138.32 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\frac{M_{uf}}{\phi M_n} = 0.43$$

Como el momento actuante en la conexión es menor que el momento nominal, no hay problemas de flexión en la plancha.

### 10.2.8. Bloque de corte en la plancha.

Verificamos el cortante en el bloque de corte en la plancha ya que está relacionado con la estabilidad de la plancha y la transferencia de carga a la conexión.

Calculamos el área gruesa y neta a tracción y a corte, del bloque de corte.

$$A_t := (d_o) \cdot t_p = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$A_c := (L - d_o) \cdot t_p = 29.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := \left( d_o - 0.5 \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 2.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} := \left( L - d_o - (n - 0.5) \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 18.42 \text{ cm}^2$$

Calculamos la resistencia del bloque de corte en la plancha.

$$\phi R_{bs} := \phi_{bc} \cdot \min \left( 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_c + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \right) = 103.37 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_{bs}} = 0.39$$

No hay fallas por corte en el bloque de corte de la plancha.

### 10.2.9. Resistencia de la soldadura.

La resistencia de la soldadura en la unión plancha – columna, debe de ser capaz de soportar el momento que se produce en la línea de conexión.

Considerando las soldaduras como elementos de línea, la inercia respecto a su espesor se desprecia, por lo que solo tomamos la inercia con respecto a su longitud.

calculamos el momento en la soldadura y procedemos a calcular los requisitos de la soldadura.  $\phi_{exx} := 0.75$

$$M_{uf} := R_u \cdot e_w = 60 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$L_{sol} := 2 \cdot L = 400 \text{ mm}$$

$$I_{xsol} := 2 \cdot \frac{(0.5 \cdot L_{sol})^3}{12} = 1333.33 \text{ cm}^3$$

$$S_{xs} := \frac{I_{xsol}}{0.5 \cdot (0.5 \cdot L_{sol})} = 133.33 \text{ cm}^2$$

$$f_v := \frac{R_u}{L_{sol}} = 2.54 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$f_f := \frac{M_{uf}}{S_{xs}} = 5.81 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$R_{uw} := \sqrt{f_v^2 + (f_f)^2} = 6.34 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

la soldadura que se requiere es:

$$D := \frac{R_{uw}}{0.707 \cdot \phi_{EXX} \cdot 0.6 \cdot F_{EXX}} = 7.23 \text{ mm}$$

### 10.3. Conexión a corte correa – viga.

La conexión entre las correas y las vigas son conexiones a corte cuyas características son las siguientes.

#### 10.3.1. Datos generales.

Las características de los perfiles a unir y de la conexión son las siguientes.

- Características de los perfiles.

Elemento	Perfil	Material
Correas	W 8x13	ASTM A992
Vigas	W 12x72	ASTM A992

$$F_y := 50 \text{ ksi} \quad F_u := 65 \text{ ksi}$$

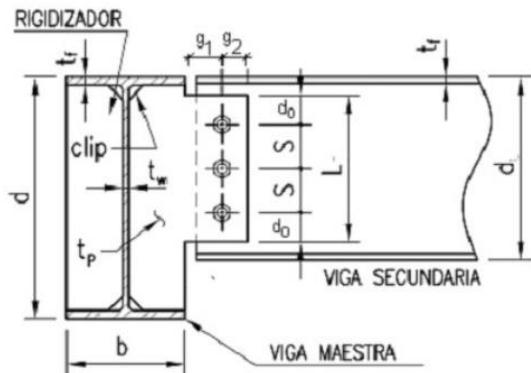


Figura 37 Conexión Correa - Viga

Fuente: Inesa Tech

- Características de la plancha de conexión.

Material	ASTM-A36
plancha	10 mm

g1:	35 mm
g2:	25 mm
d <sub>o</sub> :	25 mm
S:	50 mm

- Características del perno

pernos	A 325
diametro	5/8"
N° de pernos	3
soldadura	E70XX

$$F_{nv} := 54 \text{ ksi}$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

### 10.3.2. Resistencia por corte simple.

Calculamos la resistencia al corte simple de los pernos.

$$A_{bolt} := \frac{\pi \cdot d_{bolt}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_{nv} := \phi_{nv} \cdot F_{nv} \cdot A_{bolt} = 12.43 \text{ kip}$$

### 10.3.3. Resistencia de los pernos por corte y momento.

Este tipo de conexiones a corte considera una baja rigidez rotacional de la viga permitiendo la rotación de la correa.

Tomando en consideración la excentricidad, calculamos el momento torsor asociado al grupo de pernos en la zona de conexión.  $R_u := 7.06 \text{ kip}$

$$e_b := \max(2.54 \text{ cm} \cdot (n-1) - a, a) = 122.97 \text{ mm}$$

$$M_u := R_u \cdot e_b = 34.18 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Calculamos la inercia polar del grupo de pernos y la distancia al centro geométrico del grupo de pernos.

$$I_{pp}: 50 \text{ cm}^2, Y_a: 50 \text{ mm}$$

Calculamos las componentes de las reacciones en los pernos producto del momento.

$$R_{ux} := \frac{M_u \cdot Y_a}{I_{pp}} = 8.68 \text{ kip} \quad R_{uy} := \frac{R_u}{n} = 2.35 \text{ kip}$$

$$R_{u\_perno} := \sqrt{R_{ux}^2 + R_{uy}^2} = 8.99 \text{ kip}$$

$$\frac{R_{u\_perno}}{\phi R_{nv}} = 0.72$$

Los pernos cumplen con la sollicitación por corte producido por el momento, caso contrario se tendría que aumentar el diámetro de los pernos.

#### 10.3.4. Aplastamiento en los agujeros.

Verificamos el aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha.

##### a. *Aplastamiento en el alma de la correa.*

Calculamos el aplastamiento en la correa.

$$F_u = 65 \text{ ksi} \quad R_u := 7.06 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n_c} := \phi_{na} \cdot 2.4 \cdot d_{bolt} \cdot t_{cw} \cdot F_u = 16.82 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{n \cdot \phi R_{n_c}} = 0.3$$

No hay problemas de aplastamiento en el alma de la correa.

b. Aplastamiento en la plancha simple de conexión.

Calculamos el aplastamiento de la siguiente manera.  $t_p := 10 \text{ mm}$

$$L_{c1} := d_o - 0.5 \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 15.48 \text{ mm}$$

$$L_{c2} := s - 0.5 \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 40.48 \text{ mm}$$

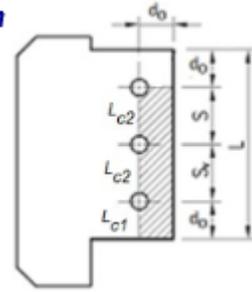


Figura 38 Detalle de conexión Correa - Viga

Fuente: Inesa Tech

La resistencia al aplastamiento para los agujeros internos y externos se calculan con las siguientes expresiones.

$$\phi R_{na1} := \phi_{na} \cdot \min (F_{c1} \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u, F_{c2} \cdot d_{bolt} \cdot t_p \cdot F_u) = 14.03 \text{ kip}$$

$$\phi R_{na2} := \phi_{na} \cdot \min (F_{c1} \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u, F_{c2} \cdot d_{bolt} \cdot t_p \cdot F_u) = 28.79 \text{ kip}$$

$$\phi R_{na\_sp} := (\phi R_{na1} + (n - 1) \cdot \phi R_{na2}) = 71.61 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_{na\_sp}} = 0.2$$

No se presentan problemas de aplastamiento en la plancha de la conexión.

### 10.3.5. Cedencia y fractura por corte en la plancha

Vamos a verificar la cedencia y la fractura por corte en el área gruesa y neta de la plancha.

a. Cedencia por corte en el área gruesa.

$$L = 150 \text{ mm}$$

$$\phi_{ced} := 0.9$$

$$A_{pg} := t_p \cdot L = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{pg} := t_p \cdot L = 15 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_{n\_ced} := \phi_{ced} \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{pg} = 62.78 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_{n\_ced}} = 0.2$$

la tensión cedente por corte es menor que el esfuerzo por corte de la conexión.

*b. Fractura por corte del área neta.*

Aquí vamos a descontar los agujeros que generan los pernos.

$$A_{pn} := t_p \cdot \left( L - n \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_{n\_frac} := \phi_{frac} \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{pn} = 42.1 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_{n\_frac}} = 0.4$$

Podemos observar que no hay problemas de cendencia ni de fractura por corte en el área gruesa y neta de la plancha de la conexión.

10.3.6. Cedencia por flexión en la plancha.

El momento actuante en la conexión está relacionado con el momento aplicado en la zona de soldadura.  $\phi_f := 0.9$

$$M_{uf} := R_u \cdot e_b = 72.62 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Calculamos el momento nominal resistente de la plancha.

$$s_x := \frac{t_p \cdot L^2}{6} = 37.5 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n := \phi_f \cdot s_x \cdot F_y = 102.98 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\frac{M_{uf}}{\phi M_n} = 0.71$$

Como el momento actuante en la conexión es menor que el momento nominal, no hay problemas de flexión en la plancha.

### 10.3.7. Bloque de cortante en la plancha.

Verificamos el cortante en el bloque de corte en la plancha ya que está relacionado con la estabilidad de la plancha y la transferencia de carga a la conexión.

Calculamos el área gruesa y neta a tracción y a corte, del bloque de corte.

$$A_t := (d_o) \cdot t_p = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_c := (L - d_o) \cdot t_p = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := \left( d_o - 0.5 \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} := \left( L - d_o - (n - 0.5) \cdot \left( d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 7.74 \text{ cm}^2$$

Calculamos la resistencia del bloque de corte en la plancha.

$$\phi R_{bs} := \phi_{bc} \cdot \min \left( 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_c + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \right) = 46.77 \text{ kip}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_{bs}} = 0.32$$

No hay fallas por corte en el bloque de corte de la plancha.

### 10.3.8. Resistencia de la soldadura.

La resistencia de la soldadura en la unión plancha –viga, debe de ser capaz de soportar el momento que se produce en la línea de conexión.

calculamos el momento en la soldadura y procedemos a calcular los requisitos de la soldadura.

$$M_{uw} := R_u \cdot e_w = 72.62 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$I_{x_{sol}} := 2 \cdot L_{wh} \cdot \left( \frac{L_{wv} + 2 \cdot clip}{2} \right)^2 + \frac{L_{wh}^3}{12} = 4876.09 \text{ cm}^3$$

$$I_{y_{sol}} := L_{wv} \cdot X_{cg}^2 + 2 \cdot \left( \frac{L_{wh}^3}{12} + L_{wh} \cdot (0.5 \cdot (L_{wh} + clip) - X_{cg})^2 \right) = 1147.64 \text{ cm}^3$$

$$I_{p_{sol}} := 2 \cdot (I_{x_{sol}} + I_{y_{sol}}) = 12047.45 \text{ cm}^3$$

$$R_{x_{sol}} := \frac{M_{uw} \cdot 0.5 \cdot (L_{wv} + 2 \cdot clip)}{I_{p_{sol}}} = 0.54 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$R_{y_{sol}} := \frac{M_{uw} \cdot (L_{wv} + clip - X_{cg})}{I_{p_{sol}}} = 0.76 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$R_y := \frac{R_u}{2 \cdot L_{sol}} = 0.4 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$R_{usol} := \sqrt{R_{x_{sol}}^2 + (R_y + R_{y_{sol}})^2} = 1.28 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

la soldadura que se requiere es:

$$D := \frac{R_{usol}}{0.707 \cdot \phi_{exx} \cdot 0.6 \cdot F_{EXX}} = 1.46 \text{ mm}$$

#### 10.4. Conexión en arriostres.

La conexión en los arriostres está comprendido por una plancha nodo y planchas que unen la zona de conexión de la riostra a la plancha nodo, el diseño se hizo siguiendo el procedimiento de sistemas concéntricamente arriostros. Se seleccionó el arriostre más crítico, ubicado en el 1ero piso en el eje 1. Lo que se hizo fue proponer una geometría y luego verificar que se cumplan las solicitaciones.

## 10.4.1. Datos generales.

La conexión de la arriestra tiene las siguientes características.

- Secciones a conectar.

Elemento	Perfil	Material
Columnas	W 14x120	ASTM A992
vigas	W 12x72	ASTM A992
BRBF	HSS 10x10x5/8	ASTM A36

- Propiedades de la plancha nodo.

plancha nodo	20 mm
material	ASTM A36

- Plancha de conexión del arriostre a la plancha nodo.

plancha	10 mm
material	ASTM A36

- Pernos.  $F_{nv}=54 \text{ ksi}$

pernos	3/4 "
material	A 325

- Soldadura.  $F_{EXX}=70 \text{ ksi}$

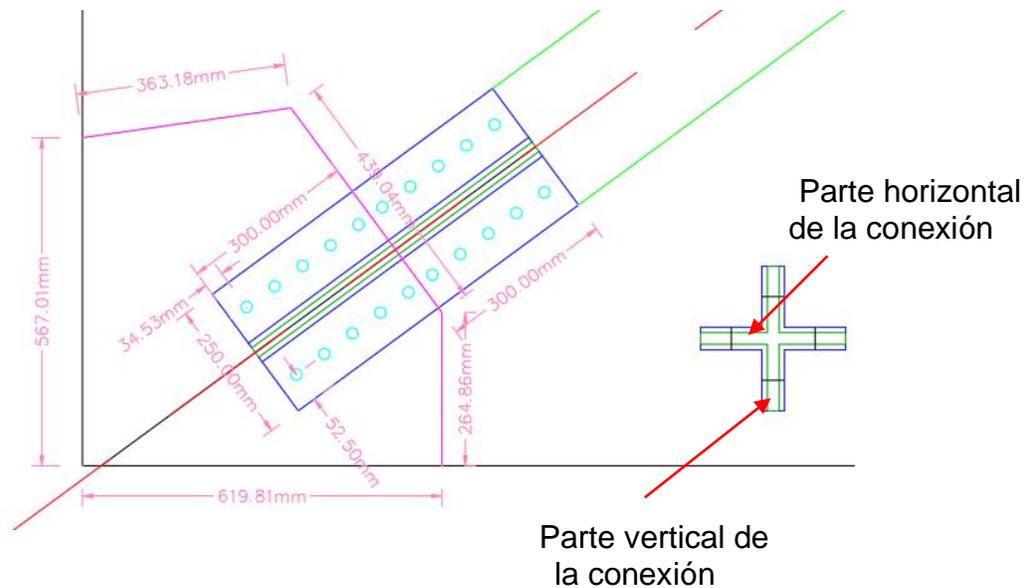


Figura 39 Detalle de conexión End Plate

Fuente: Elaboración Propia

#### 10.4.2. Diseño de la conexión.

Se diseñó primero la conexión en la parte horizontal del arriostre, para lo cual hicimos el diseño simple a corte de los pernos.

##### a. Diseño a corte simple de los pernos.

Se hace dividiendo la fuerza que se presenta en el ala, entre la resistencia del perno.

$$T_{u_b} := T_u \cdot \left( \frac{A_b}{A_{ga}} \right) = 153.45 \text{ kip} \cdot \frac{(d_{p_b})^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi_v r_{nv_b} := \phi_v \cdot F_{nv} \cdot A_{p_b} = 17.89 \text{ kip}$$

$$n_p := \frac{T_{u_b}}{\phi_v r_{nv_b}} = 8.58$$

Del cálculo observamos que requerimos 10 pernos.

*b. Diseño de cedencia por tracción de las planchas.*

Aquí trabajamos con el área gruesa de las planchas.

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{yL} \cdot (4 \cdot A_{gL}) = 292.95 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_{u,b}}{\phi R_n} = 0.52$$

No tenemos problemas de cedencia en las planchas de la conexión.

*c. Chequeo de fractura por tracción de las planchas.*

Tenemos que calcular la resistencia de las planchas, multiplicando el área efectiva de la plancha por su resistencia ultima.

$$A_{eL} := U \cdot A_{nL} = 28.12 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{uL} \cdot A_{eL} = 212.49 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_{u,b}}{\phi R_n} = 0.72$$

No hay problemas de fractura.

*d. Resistencia por aplastamiento de los pernos en las planchas.*

Aquí tenemos que ver las comparaciones con el desgarramiento para lo cual es necesario conocer las distancias libres entre los agujeros de los pernos.

$$L_{c1} := L_{e_{pL}} - 0.5 \cdot d_{ab\_est} = 24.68 \text{ mm}$$

$$L_{c2} := S_{pL} - d_{ab\_est} = 39.36 \text{ mm}$$

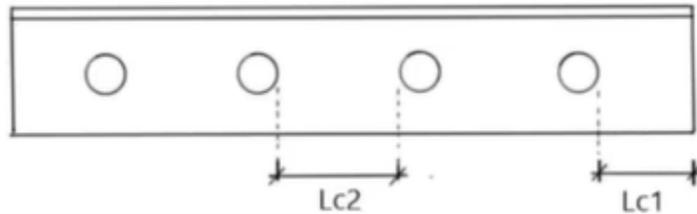


Figura 40 Pernos en conexión

Fuente: Inesa Tech

Calculamos la resistencia al aplastamiento.

$$\phi R_n := \phi \cdot (2 \cdot R_{n1} + 2 \cdot (n_{pLa} - 1) \cdot R_{n2}) = 321.14 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_{u,b}}{\phi R_n} = 0.48$$

Podemos ver que la resistencia al aplastamiento es mayor a la solicitación, por lo que no hay problemas de aplastamiento o desgarro.

e. Resistencia por aplastamiento de pernos en el arriostre.

De manera similar al paso anterior calculamos la resistencia al aplastamiento.

$$L_{c1} := L_{e_{pa}} - 0.5 \cdot d_{ab\_est} = 24.68 \text{ mm}$$

$$L_{c2} := S_{pL} - d_{ab\_est} = 39.36 \text{ mm}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (2 \cdot R_{n1} + 2 \cdot (n_{pLa} - 1) \cdot R_{n2}) = 414.57 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_{u,b}}{\phi R_n} = 0.37$$

Podemos ver que la resistencia al aplastamiento es mayor a la solicitación, por lo que no hay problemas de aplastamiento o desgarro.

Para la parte vertical se hicieron las mismas comprobaciones donde como resultado la inexistencia de las fallas antes mencionadas.

#### 10.4.3. Diseño de la plancha nodo.

Verificamos el cumplimiento de las fallas en la plancha nodo de la conexión.

##### a. Chequeo del bloque de corte en plancha nodo con conexión al arriostre.

Calculamos la resistencia al corte de la plancha nodo y lo comparamos con la fuerza actuante.

$$A_{ntpn} := (L_{et} - d_{ad\_est}) \cdot t_{pn} = 24.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{nvpn} := 2 \cdot (L_{ev} - 0.5 \cdot d_{ad\_est}) \cdot t_{pn} = 105.67 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{ntpn} + 0.6 \cdot F_{upl} \cdot A_{nvpn}) = 667.04 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_{u\_d}}{\phi R_n} = 0.23$$

##### b. Chequeo del bloque de corte total en la plancha nodo.

Necesitamos calcular el área neta y gruesa del área de corte de la plancha nodo, para poder determinar la resistencia dl bloque de corte.

$$A_{nvpn} := 2 \cdot (L_{ev} - 0.5 \cdot d_{ab\_est}) \cdot t_{pn} = 105.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{ntpn} := (L_{et} - d_{ab\_est}) \cdot t_{pn} = 24.87 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{ntpn} + 0.6 \cdot F_{upl} \cdot A_{nvpn}) = 667.04 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_u}{\phi R_n} = 0.46$$

La resistencia del bloque de corte es la adecuada.

c. *Chequeo de cedencia por tracción de plancha nodo.*

Necesitamos calcular el ancho de Whitmore, para ver que este dentro de los límites respectivos, caso contrario se tendría que cambiar la geometría de la plancha nodo. Teniendo el valor del ancho de Whitmore, calculamos la resistencia de cedencia por tracción de la plancha nodo.

$$\theta_{with} := 30^\circ \quad L_w := 2 \cdot L_{p\_b} \cdot \tan(\theta_{with}) + L_{et} = 422.13 \text{ mm}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{ypl} \cdot L_w \cdot t_{pn} = 588.87 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{T_u}{\phi R_n} = 0.52$$

No se presenta este tipo de falla.

10.4.4. Chequeo por compresión de la plancha nodo.

La plancha nodo no debe de presentar problemas de pandeo producto de la compresión, para lo cual se debe de verificar que la resistencia a la compresión sea mayor al esfuerzo que se produce por las fuerzas sísmicas.

$$L_{pandeo} := 364.6 \text{ mm} \quad r := \frac{t_{pn}}{\sqrt{12}} = 5.77 \text{ mm} \quad k := 0.65$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_{pandeo}}{r}\right)^2} = 169.87 \text{ ksi}$$

$$\frac{k \cdot L_{pandeo}}{r} = 41.05 \quad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}} = 113.43$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_{ypl}}{F_e}\right) \cdot F_{ypl} = 44.2 \text{ ksi}$$

$$A_w := L_w \cdot t_{pn} = 84.43 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w = 520.61 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{P_{ub}}{\phi R_n} = 0.32$$

No existe problemas de pandeo por compresión en la plancha nodo.

### 10.5. Diseño de plancha base en columna.

Se diseñó la plancha base para la columna más crítica.

#### 10.5.1. Datos generales.

- Columna: W 14x132
- Altura de entre piso: 3.5 m.
- Propiedades de los materiales (ASTM A 992- ASTM A36)

$$F_{yc} := 50 \text{ ksi}$$

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{ypl} := 36 \text{ ksi}$$

$$F_{upl} := 58 \text{ ksi}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

- Barras de anclaje a utilizar (ASTM F1554 Gr 105)

$$F_{u\_barras} := 125 \text{ ksi}$$

$$F_{nt\_barras} := 0.75 \cdot F_{u\_barras} = 93.75 \text{ ksi}$$

$$F_{nv\_barras} := 0.5 \cdot F_{u\_barras} = 62.5 \text{ ksi}$$

- Soldadura.

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

### 10.5.2. Resistencias requeridas.

#### a. Resistencia requerida a compresión:

La resistencia requerida a compresión en la plancha base se definió a través de la combinación de cargas que incluye el sismo amplificado.

$$P_u := 612.12 \text{ kip}$$

#### b. Resistencia requerida a flexión.

La resistencia requerida a flexión en la plancha base se definió a través de la combinación de cargas que incluye el sismo amplificado.

$$M_u = 10 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

#### c. Resistencia requerida a corte.

La resistencia requerida a flexión en la plancha base se definió en función al máximo momento probable de la columna.

$$M_{pc} := R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_{yc} = 517.92 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$V_u := \frac{2 \cdot M_{pc}}{H} = 90.21 \text{ kip}$$

### 10.5.3. Configuración de la placa base.

$$N_{min} := d_c + 2 \cdot 3 \text{ in} = 525.78 \text{ mm}$$

$$B_{min} := b_{fc} + 2 \cdot 3 \text{ in} = 525.78 \text{ mm}$$

$$S_h := 50 \text{ mm} \quad B_{ped} := 700 \text{ mm}$$

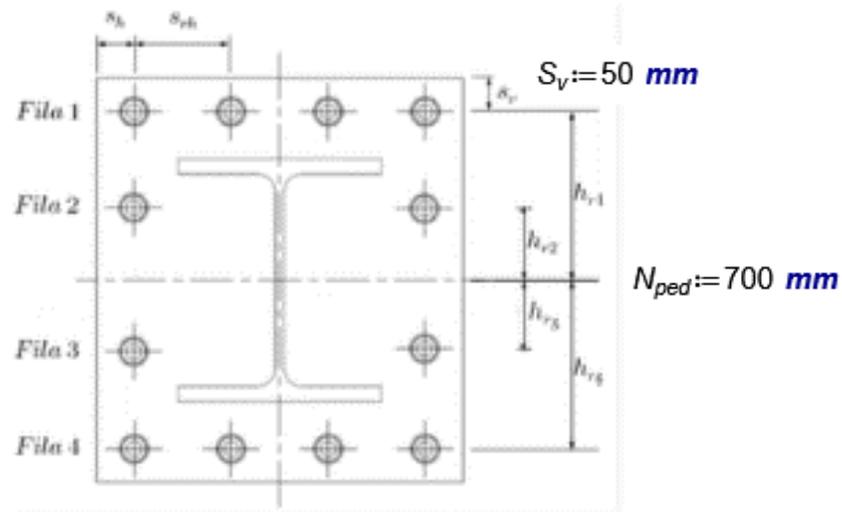


Figura 41 Detalle de Plancha Base

Fuente: Inesa Tech

#### 10.5.4. Fuerzas en la placa base.

Tenemos que verificar si los momentos actuantes en la base son momentos altos o bajos, el diseño depende de eso.

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 4.98 \text{ mm}$$

$$f_{p\_max} := \phi_c \cdot (0.85 \cdot f'_c) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.93 \text{ ksi}$$

$$q_{max} := f_{p\_max} \cdot B = 45.48 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 129.07 \text{ mm}$$

if ( $e > e_{crit}$ , "Momentos altos", "Momentos bajos") = "Momentos bajos"

a. Aplastamiento del concreto en el pedestal.

$$f_{p\_max} = 13.27 \text{ MPa}$$

$$f_p := \frac{q}{B} = 7.69 \text{ MPa}$$

$$DC := \frac{f_{p\_max}}{f_p} = 1.73$$

10.5.5. Espesor de la placa base.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d_c}{2} = 122.64 \text{ mm}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_{fc}}{2} = 150.65 \text{ mm}$$

$$t_{p\_req\_m} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_{ypl}}} = 32.38 \text{ mm}$$

$$t_{p\_req\_n} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_{ypl}}} = 39.78 \text{ mm}$$

$$t_{p\_req\_c} := \max(t_{p\_req\_m}, t_{p\_req\_n}) = 39.78 \text{ mm}$$

$$t_p := 40 \text{ mm}$$

10.5.6. Diseño por corte.

El cortante actuante tiene que ser soportado por las barras de anclaje de la pancha base.

$$V_u := 200 \text{ kip}$$

$$n_{r\_corte} := n_{r1} + n_{r2} + n_{r3} = 8$$

$$d_r := 1 \text{ in}$$

$$A_r := \frac{\pi \cdot d_r^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$F_{nv\_barras} = 62.5 \text{ ksi}$$

$$\phi P_{nv\_barras} := \phi \cdot F_{nv\_barras} \cdot A_r = 36.82 \text{ kip}$$

$$DC := \frac{V_u}{\phi P_{nv\_barras} \cdot n_{r\_corte}} = 0.68$$

## CAPÍTULO 11 DISEÑO DEL ALIGERADO

El diseño del aligerado se hizo siguiendo la guía de diseño del manual de diseño de losa colaborante de Steel Deck AD-600.

### 11.1.1. Calculo de la deflexión en la lámina.

La deformación admisible tiene que ser mayor a la deformación calculada.

#### a. Deformación admisible.

La deformación admisible en el estado no compuesto, es decir, cuando aún la plancha de acero actúa únicamente como encofrado, no debe de ser mayor que la luz libre de la losa entre 180 ó 190 cm.

$$L_{sd} := 1.63 \text{ m}$$

$$\delta_{adm} := \frac{L_{sd}}{180} = 0.91 \text{ cm}$$

#### b. Deformación calculada.

Deformación calculada es aquella que se produce por la acción de las cargas que soporta la losa.

$$wd_{sd} := 365.88 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$E_{sd} := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$I_{sd} := 70.73 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}} \quad b := 100 \text{ cm}$$

$$\delta_{calc} := \frac{0.0069 \cdot wd_{sd} \cdot (L_{sd})^4}{E_{sd} \cdot I_{sd} \cdot b} = 0.12 \text{ cm}$$

Como la deflexión calculada es menor a la admisible, el espesor de la losa es la correcta, si no se tendría que cambiar.

#### 11.1.2. Esfuerzos de tensión en el sistema no compuesto.

La losa de soportar las cargas que se generan durante el proceso de vaciado del concreto, se debe de tener en cuenta que estos esfuerzos no deben de ser mayor al 60% de la capacidad de fluencia de la plancha deck.

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad P_{sd} := 75 \text{ kgf} \quad w_{wsd} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

##### a. Cálculo de momentos

Calculamos los momentos positivos y negativos que generan las cargas en la losa.

$$M_{sd\_pos\_1} := 0.20 \cdot P_{sd} \cdot L_{sd} + 0.094 \cdot w_{wsd} \cdot L_{sd}^2 = 49.42 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd\_pos\_2} := 0.096 \cdot (wd_{sd} + w_{wsd}) \cdot L_{sd}^2 = 118.83 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd\_pos} := \max(M_{sd\_pos\_1}, M_{sd\_pos\_2}) = 118.83 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd\_neg} := 0.117 \cdot (wd_{sd} + w_{wsd}) \cdot L_{sd}^2 = 144.82 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

b. Cálculo de esfuerzos.

Debemos de verificar que los esfuerzos sean menores al  $0.6f_y$ .

$$S_{n_{sd}} := 21.06 \text{ cm}^3$$

$$S_{p_{sd}} := 27.58 \text{ cm}^3$$

$$f_{pos} := \frac{M_{sd\_pos}}{S_{n_{sd}}} = 564.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{neg} := \frac{M_{sd\_neg}}{S_{p_{sd}}} = 525.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{if}(f_{pos} < 0.6 f_y, \text{"OK"}, \text{"cambiar gage"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{if}(f_{neg} < 0.6 f_y, \text{"OK"}, \text{"cambiar gage"}) = \text{"OK"}$$

Los esfuerzos son menores al  $0.6 f_y$ .

11.1.3. Esfuerzos admisibles en el sistema compuesto.

Determinamos el momento de inercia de la sección no agrietada y agrietada.

a. Momento de inercia de la sección transformada fisurada ( $I_c$ )

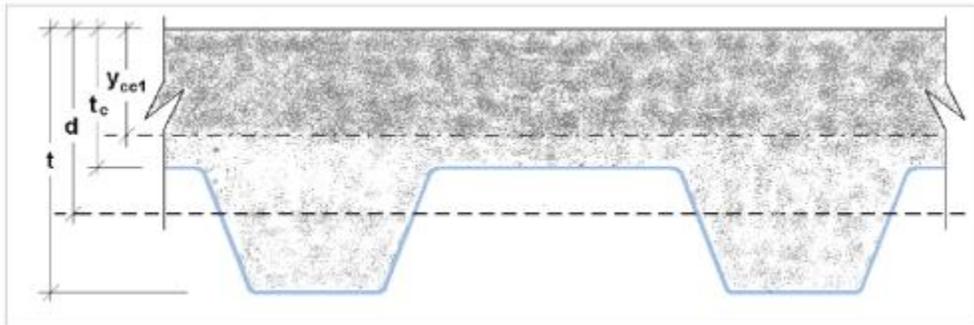


Figura 42 Detalle de Losa Colaborante

Fuente: Acero Deck

$$I_c := 4084.87 \text{ cm}^4$$

$$Y_{cc1} := 3.08 \text{ cm}$$

b. Momento de inercia de la sección transformada no fisurada. ( $I_u$ ).

$$I_u := 8891.64 \text{ cm}^4$$

$$Y_{cc2} := 4.8 \text{ cm}$$

c. Momento de inercia efectivo ( $I_e$ ).

$$I_e := \frac{I_c + I_u}{2} = 6488.26 \text{ cm}^4$$

d. Cálculo del  $Y$  prom.

$$Y_{prom} := \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} = 3.94 \text{ cm}$$

e. Cálculo del módulo de sección del sistema no compuesto.

$$t := 11 \text{ cm}$$

$$S_{ic} := \frac{I_e}{t - Y_{prom}} = 919.02 \text{ cm}^3$$

f. Momento positivo por carga muerta y viva.

$$wL_{sd} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad wd_{sd} = 365.88 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad L_{sd} = 1.63 \text{ m}$$

$$Md_{sd} := \frac{wd_{sd} \cdot L_{sd}^2}{8} = 121.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$ML_{sd} := \frac{wL_{sd} \cdot L_{sd}^2}{8} = 664.23 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

g. Verificación de esfuerzos.

$$\left( \frac{Md_{sd} + ML_{sd}}{S_{ic}} \right) \cdot n = 769.48 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ( $f_{neg} < 0.6 f_y$ , "OK", "cambiar plancha colaborante") = "OK"

#### 11.1.4. Resistencia a la flexión.

Debemos verificar el tipo de losa que tenemos, si es sub reforzada o sobre reforzada.

a. *Cuantía balanceada.*

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{0.003 \cdot (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) \cdot d} = 0.013$$

b. *Calculo del momento nominal.*

$$A_{s_{sd}} := 10.05 \text{ cm}^2 \quad \rho := \frac{A_{s_{sd}}}{b \cdot d} = 0.012 \quad a := \frac{A_{s_{sd}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 2.36 \text{ cm}$$

como la cuantía es menor a la cuantía balanceada, tenemos una losa sub reforzada, por lo que calculamos el momento nominal.

$$M_n := A_{s_{sd}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 3008.58 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 2707.72 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

#### 11.1.5. Diseño por corte.

Existen dos tipos de efectos de corte que se generan en el sistema Acero -Deck.

El primero, es la toma de los efectos de corte que se generan en las vigas de apoyo y el segundo, el más importante, es la resistencia de adherencia al cortante.

a. Cálculo de cortante nominal.

$$A_c := 542.67 \text{ cm}^2$$

$$V_n := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{cm}} = 4167.94 \text{ kgf}$$

b. Cortante último.

$$V_u := \frac{w d_{sd} \cdot L_{sd}}{2} + \frac{w L_{sd} \cdot L_{sd}}{2} = 1928.19 \text{ kgf}$$

El cortante último es menor al cortante nominal de la losa, por lo que es la adecuada.

#### 11.1.6. Esfuerzo admisible a compresión en el concreto.

Cuando un elemento tipo viga sufre una deflexión, sea debido a carga o debido a giros, se suceden efectos de compresión y de tracción. Para controlar estos efectos, el ACI estipula que dicho esfuerzo  $S_{adm}$ . será igual al 45% del  $f'_c$ .

$$I_{prom} := I_e = 6488.26 \text{ cm}^4$$

$$S_{cc} := \frac{I_{prom}}{Y_{prom}} = 1646.77 \text{ cm}^3$$

$$S_{adm} := 0.45 \cdot f'_c = 94.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

luego los esfuerzos nominales a compresión son:

$$\frac{M d_{sd} + M L_{sd}}{S_{cc} \cdot n} = 5.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{if} \left( \frac{M d_{sd} + M L_{sd}}{S_{cc} \cdot n} < S_{adm}, \text{"OK"}, \text{"Cambiar seccion de losa colaborante"} \right) = \text{"OK"}$$

## 11.1.7. Deflexión del sistema compuesto.

Se verificaron las deflexiones para carga muerta y viva; inmediatas y a largo plazo.

- a. Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas vivas.

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{m}} = 2173.71 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta'_{st} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(w d_{sd} + w L_{sd}) \cdot L_{sd}^4}{E_c \cdot I_e} \cdot 10^{-3} = 0.015 \text{ cm}$$

- b. Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo.

$$A_{comp} := 2.51 \text{ cm}^2 \quad A_{temp} := 2.22 \text{ cm}^2 \quad A'_s := A_{comp} + A_{temp} = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{Lt} := \Delta'_{st} \cdot \left( 2 - 1.2 \cdot \frac{A'_s}{A_{sd}} \right) = 0.022 \text{ cm}$$

- c. Deflexión total.

$$\Delta_{adm} := \frac{L_{sd}}{360} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} := \Delta'_{st} + \Delta_{Lt} = 0.038 \text{ cm}$$

if ( $\Delta_{total} < \Delta_{adm}$ , "OK", "Cambiar seccion de losa colaborante") = "OK"

## CAPÍTULO 12 DISEÑO DE LA CIMENTACION

Se planteó usar zapatas aisladas con la utilización de pedestales y sus planchas bases, las cuales ya fueron calculadas anteriormente.

### 12.1.1. Datos generales.

Se planteó que el suelo donde se asienta la edificación tiene una capacidad portante de:

$$\sigma_t := 4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Profundidad de desplante:  $h_f := 1.5 \text{ m}$

Peso específico promedio del terreno:  $\gamma_{prom} := 1.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Sobre carga:  $s_c := 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

$$\sigma_n := \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - s_c = 41.64 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

### 12.1.2. Predimensionamiento:

La carga que llega a la zapata es:  $P := 221.85 \text{ tonf}$

$$A_z := \frac{P}{\sigma_n} = 5.33 \text{ m}^2$$

$$Z := 2.4 \text{ m}$$

$$T := 2.4 \text{ m}$$

### 12.1.3. Diseño de acero.

Se tiene que, el requisito de acero para la dirección x, es:

$$As_x := 0.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$L_x := 2.4 \text{ m}$$

$$A_s := A_{s_x} \cdot L_x = 19.2 \text{ cm}^2 \quad A_b := 129 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_b} = 14.88 \quad n_x := 15$$

$$s_x := \frac{Z - 2 \cdot r - db}{n_x - 1} = 0.17 \text{ m}$$

Se tiene que la zapata aislada tiene 15 varillas de ½" separadas cada 17cm.

## CAPÍTULO 13 CONCLUSIONES

- Con la utilización de la norma E 0.30 de diseño sismorresistente de la norma peruana, se logró realizar el análisis sísmico de la edificación y con la utilización de las normas americanas de diseño (ANSI/AISC 341-16, ANSI/AISC 360-16 y ANSI/AISC 358-16); se logró realizar el diseño estructural del edificio de diez niveles para oficinas usando riostras de pandeo restringido.
- Se realizó la estructuración y Predimensionamiento de los elementos estructurales que componen la edificación, teniendo en cuenta parámetros de simetría y simplicidad para evitar algún tipo de incompatibilidad entre los planos de arquitectura y estructurales.
- Según la norma americana ANSI/AISC 341-16, El sistema estructural de la edificación pertenece a un sistema de pórticos especiales arriostrados concéntricamente.
- El periodo de la edificación para la dirección X es de 0.706 (s) con un 78.41% de masa participativa, mientras que para la dirección Y es de 0.813 (s) con un porcentaje de masa participativa del 81.83%.
- Las derivas para la dirección X y Y, son 0.0051 y 0.00771 respectivamente, estos valores son menores al límite de distorsión de entre piso. (0.01) para estructuras de acero, establecido en la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.
- Se logró realizar el diseño de cada uno de los elementos estructurales usando las normas americanas ANSI/AISC 341-16 y ANSI/AISC 360-16.
- Las vigas, columnas y correas son de acero estructural ASTM-A992, utilizándose los perfiles W 12x72, W 14x (120-132) y W 8x13 respectivamente.

- Las riostras de pandeo restringido, son de acero estructural ASTM – A36, y debido al sistema de funcionamiento estructural, tienen el mismo funcionamiento tanto en tracción como en compresión.
- El diseño de las conexiones se hizo teniendo en cuenta la norma americana de diseño ANSI/AISC 358-16, las conexiones de pórticos no arriostrados con riostras de pandeo restringido, son conexiones resistentes a momento del tipo 4 ES, las demás conexiones son del tipo columna-viga, viga- viga y las conexiones de las riostras de pandeo restringido son del tipo Gusset plate, cuyas características y detalles se muestran en los planos.
- El sistema de losa consta de una losa colaborante del tipo AD-600 de calibre 20, que se coloca sobre las vigas y correas sujetas con pernos de  $\frac{3}{4}$ " , y rellena de concreto con  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup> (cm) alcanzando un espesor de losa de 11 cm.
- La cimentación está conformada por planchas base colocadas sobre un pedestal y fijadas con barras de anclaje de 1" que nacen desde las zapatas aisladas.

## CAPÍTULO 14 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar futuras investigaciones para profundizar en la metodología y los sistemas estructurales para hacer más extensiva el uso del acero estructural.
- Se recomienda realizar estudios comparativos entre los diferentes sistemas estructurales usados en nuestro país.
- Se recomienda realizar un análisis de factibilidad para la implementación riostras de pandeo restringido en las estructuras de acero en nuestro país.
- Se recomienda realizar estudios cambiando las riostras de pandeo restringido por la utilización de muros de corte con placas de acero.
- Se recomienda realizar estudios del uso de estructuras de acero para viviendas.

## CAPÍTULO 15 BIBLIOGRAFIA

- 360-16, A. A. (2016). *SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS*. CHICAGO: AISC.
- alacero. (2016). *Especificacion para construcciones de acero/AISC 2016*.
- Alvarez Valadez, O., & Cházaro Rosario, C. (2018). Eleccion del Tipo de Acero para Estructuras. *EL ACERO-HOY*.
- Avecillas León, J. A. (2015). *Análisis de Factibilidad de la Implementacion de Riostras de Pandeo Restringido como dispositivos Disipadores de Energia*. Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería Civil, Cuenca-Ecuador.
- Bolaños Ruiz , M. R., & Cusma Gonzales, J. C. (2014). *Análisis y diseño de un edificio de acero por el método de los estados límites en la ciudad de Chimbote*. Universidad Nacional del Santa , Facultad de Ingenieria, Nuevo Chimbote.
- Bowles, J. E. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. Mexico Df, México: LIMUSA.
- Canales Zemljic, M. A. (2016). *Diseño y estudio numérico del desempeño sísmico de marcos con riostras de pandeo restringido*. Universidad de Chile, Ingenieria Civil, Santiago de Chile.
- Corso Soldevilla, D. R., & Saldaña Galvez, Y. E. (2017). *Comparacion de diseños estructurales de edificaciones metalicas con edificios de concreto armado para determinar el diseño mas rentable en la construccion de viviendas multifamiliares*. Universidad de San Martin de Porres, Facultad de Ingenieria y Arquitectura, Lima.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero*. Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.

- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2015). *Diseño de Estructuras de Acero*. México DF, México: Alfaomega.
- Morales Ore, E. A. (2017). *Diseño estructural de un edificio de 3 niveles con estructura metálica para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo*. Universidad Continental, Facultad de Ingeniería, Huancayo.
- Ortiz Ramírez, D. F., & Valenzuela Obando, R. H. (2018). *Análisis de los sistemas de arriostramiento concéntrico y excéntrico para pórticos resistentes a momento en una estructura existente de 4 pisos*. Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Facultad Tecnológica, Bogotá.
- R.N.E. (0.30-2016). *Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Rojas C., P., Barros C., J., Aguaguña M., M., & Herrera M., R. (2016). Análisis, diseño y evaluación sísmica de edificios altos de construcción compuesta y con arriostramientos de pandeo restringido. *Alternativas*, Vol. 17, 85-86.
- T. Segui, W. (2013). *Steel Design*. New York, USA: CENGAGE Learning.
- Torroja Miret, E. (2010). *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid: CSIC.
- Ugel, D. R., & Vielma, C. J. (Enero-Diciembre de 2011). Estado del conocimiento del análisis y diseño estructural en estructuras de acero. *Gaceta Técnica*, Nro. 8, 28-29.
- Valencia Clement, G. (2004). *ESTRUCTURAS DE ACERO: Diseño con factores de carga y resistencia*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Vera Nuñuvero, A. V. (2016). *Diseño de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en estructura de acero y entrepisos de concreto*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- Villarreal Castro, G. A. (2009). *Análisis Estructural*. Lima, Perú: Grafica Norte S.R.L.

Villarreal Castro, G. A. (2015). *Diseño Sísmico de Edificaciones: Problemas Resueltos*.

Trujillo: Editora & Imprenta Grafica Norte S.R.L.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México DF,

México: McGRAW HILL / INTERAMERICANNA.

Zapata Baglieto, L. F. (2018). *Diseño Estructural en Acero*. Lima, Perú: Colegio de

Ingenieros del Perú.