



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE ACERO DE DOS NIVELES CON PORTICOS ESPECIALES REISISTENTE A MOMENTO POR MEDIO DEL METODO LRFD”**

Para optar a título de ingeniero civil

**Elaborado por:**

Br. Enmanuel Antonio Flores Bustillo

Br. Mateo Thomas Castrillo Acevedo

**Tutor:**

Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza

Managua, Noviembre 2020

## DEDICATORIA

A dios primeramente, por haberme dado la sabiduría, entendimiento y determinación para poder culminar mi carrera.

A Domingo Antonio Flores Hernández, mi padre, por haberme ayudado tanto económicamente, como emocionalmente, por mostrar que sin importar nada va a estar ahí cuando lo necesite.

A Cristel de la Concepción Bustillo Morales, mi madre, por su apoyo emocional por demostrarme lo importante que es el valor de la familia, por su permanencia y que sin importar nada va a estar ahí cuando la necesite.

A Rosa Petrona Morales Uriarte, mi abuela, por sus consejos que me permitieron mantenerme mentalizado en los momentos turbios y que siempre puedo contar con ella cuando la necesite.

*Br. Enmanuel Antonio Flores Bustillo*

## **DEDICATORIA.**

Dedico este documento principalmente a mi familia, a mis padres Thomas Alfredo Castrillo Cabrera y Mayra Antonia Acevedo Pavón, a mis tíos Denis Nicanor Obando Cabrera y Juana del Rosario Munguía Gazo, quienes me han brindado su amor, confianza y compañía durante todo este tiempo y han tratado de que sea mejor cada día.

También me gustaría honrar con esta tesis a mí difunta abuela Olga del Carmen Cabrera Miranda quien a pesar de todas las dificultades siempre se preocupó por la educación de sus hijos y fue un gran ejemplo de persona para mí.

Otra persona que también me ha marcado y merece su mención mi difunto tío Orlando Gonzalo Obando Cabrera que a pesar de su espíritu juvenil y rebelde, siempre quería lo mejor para mí y no permitía que me desviara de mi objetivo principal que era culminar esta carrera.

Finalmente, dedico este documento a todas las personas que de una u otra manera, contribuyeron a mi desarrollo personal y profesional, a todos, gracias.

*Br. Mateo Thomas Castrillo Acevedo*

## **AGRADECIMIENTOS.**

Queremos agradecer al Ingeniero Carlo Gutiérrez Mendoza, y también al Ingeniero Juan Carlos Mendoza por haber dedicado su tiempo a la revisión y seguimiento de este trabajo monográfico. Sus observaciones y recomendaciones fueron los ingredientes imprescindibles para el desarrollo del mismo.

También agradecemos a nuestros padres y familiares que nos ayudaron con su abnegación durante estos 6 años e hicieron posible la realización de este trabajo.

# Contenido

<b>I. GENERALIDADES</b> .....	1
<b>1.1 INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1.2 OBJETIVOS</b> .....	3
<b>1.2.1. OBJETIVO GENERAL</b> .....	3
<b>1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> .....	3
<b>1.3 ANTECEDENTES</b> .....	4
<b>1.3.1. INGENIERÍA SISMO-RESISTENTE</b> .....	4
<b>1.3.2. MANAGUA Y LOS TERREMOTOS</b> .....	4
<b>1.3.3. 1931:</b> .....	5
<b>1.3.4. 1972:</b> .....	5
<b>1.3 JUSTIFICACIÓN</b> .....	6
<b>1.4 ANTECEDENTES</b> .....	7
<b>1.4.1. INGENIERÍA SISMO-RESISTENTE</b> .....	7
<b>1.4.2. MANAGUA Y LOS TERREMOTOS</b> .....	7
<b>1.3.3. 1931:</b> .....	8
<b>1.3.4. 1972:</b> .....	8
<b>II. MARCO TEORICO</b> .....	9
<b>2.1 Métodos de diseño: ASD Y LRFD</b> .....	9
<b>2.2 Diseño sismorresistentes</b> .....	13
<b>2.2.1 Diseño por capacidad</b> .....	13
<b>2.2.2 Filosofía del diseño sismorresistentes</b> .....	14
<b>2.2.3 Métodos de análisis</b> .....	15
<b>2.3 Sistemas Sismorresistentes</b> .....	16
<b>2.3.1 Pórticos resistentes a momentos</b> .....	17
<b>2.3.2 Conexiones</b> .....	19
<b>2.3.3 Zonas protegidas</b> .....	20
<b>2.3.4 Tipos de soldadura. Soldaduras de demanda crítica</b> .....	21
<b>2.3.5 Área-k</b> .....	23
<b>2.4 Bolted flange plate moment connection o conexión a momento de placa de ala atornillada</b> .....	24
<b>2.4.1 Sistemas</b> .....	24
<b>2.4.2 Límites de precalificación</b> .....	25

2.4.3	Detalles de conexión .....	27
2.5	Placas base. ....	28
III.	<b>PROCESO DE DISEÑO EN ETABS 2017.</b> .....	33
3.1	Interfaz del programa ETABS 2017 .....	33
3.2	Caracterización del modelo.....	33
3.3	Definición de la Geometría. ....	34
3.4	Definición de materiales. ....	34
3.5	Definición de las secciones. ....	35
3.5.1	Elementos frames.....	35
3.5.2	Losa tipo deck.....	35
3.5.3	Losa EMMEDUE (techo).....	36
3.6	Definición de diafragma rígido. ....	37
3.7	Definición del espectro de diseño. ....	37
3.8	Definición patrones de carga.....	38
3.9	Modificación <i>de carga sísmica estática</i> .....	39
3.10	Definición del sismo dinámico. ....	40
3.11	Combinaciones de carga.....	40
3.13	Chequeo del modelo.....	41
3.14	Parámetros de preferencia para el diseño de acero.....	43
3.15	Verificación de falla de los elementos por demanda capacidad.....	44
IV	<b>ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA</b> .....	45
4.1	Análisis de la estructura por viento .....	46
4.1.1.	Clasificación de la Estructura Arto. 45.....	46
4.1.2	Determinación de la Velocidad de Diseño Arto. 49 .....	46
4.1.3	Determinación de la Velocidad Regional, VR Arto. 50 .....	46
4.1.4	Factor de variación con la altura, F <sub>α</sub> Arto. 51 .....	47
4.1.5	Factor correctivo por topografía y rugosidad, FTR Arto. 52.....	47
4.1.6	Calculo de la Velocidad de Diseño .....	48
4.1.7	Determinación de la Presión de Diseño, P <sub>z</sub> Arto. 53.....	48
4.1.8	Factores de Presión, C <sub>p</sub> Arto. 54 .....	48
4.1.9	Calculo de los Factores y Presiones de Viento.....	49
4.2	Descripción de la estructura.....	50
4.2.1	Elementos metálicos principales. ....	50

4.2.2 Diafragma.....	51
4.2.3 Transferencia de cargas. ....	51
4.2.4 Cargas gravitacionales.....	51
4.3 Análisis sísmico. ....	53
4.3.1 Parámetros sísmicos según el RNC-07.....	53
4.3.2 Condiciones de regularidad (Art.23).....	54
4.3.3 Análisis modal espectral.....	60
4.3.4 Sistema de piso y techo: Diafragma horizontales. ....	70
<b>V. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b> .....	<b>73</b>
5.1 Diseño de Largueros de Techo.....	74
5.1.1 Cargas Gravitacionales .....	74
5.1.2 Definición de perfil a utilizar .....	74
5.1.3 Calculo de Fuerzas de Diseño .....	74
5.1.4 Calculo de los momentos de diseño .....	77
5.1.5 Revisión por flexión biaxial .....	78
5.1.6 Revisión por deflexiones .....	78
5.2 Diseño de elementos de cercha .....	78
5.2.1 Cargas gravitacionales transmitidas a la armadura por los largueros.....	78
5.2.2 Diseño de cuerdas de la armadura .....	81
5.2.3 Diseño de elementos verticales de la armadura .....	83
5.2.4 Diseño de elementos diagonales de la armadura .....	85
5.3 Revisión de lámina troquelada .....	87
5.3.1 Cargas que actúan. ....	87
5.3.2 Esfuerzo requerido a flexión .....	88
5.3.3 Diseño del refuerzo de la losa concreto. ....	89
5.4 Diseño de vigas .....	91
5.4.1 Diseño de viguetas de entrepiso (HSS 4" X 4" X 1/8").....	91
5.4.2 Diseño de viga secundaria de entrepiso (W 8 X 28). ....	102
5.4.3 Diseño de viga principal de entrepiso (W 12 X 45). ....	108
5.5 Revisión de columnas sismorresistentes. ....	116
5.5.1 Columna intermedia critica W 14 x 132.....	116
5.5.2 Columna de borde critica W 14 x 132.....	126
5.5.2 Columna de segundo nivel critica W 14 x 68 .....	136

<b>VI. DISEÑO DE CONEXIONES, UNIONES Y PLACA BASE</b> .....	144
<b>6.1 CONEXIÓN PRECALIFICADA A MOMENTO “BOLTED FLANGE PLATE”</b> .....	145
6.1.1 Definición de perfiles a utilizar en la conexión.....	145
6.1.2 Diseño de la Conexión .....	147
6.1.3 Verificación de la relación viga-columna.....	163
6.1.4 Revisión de la zona del panel .....	166
6.1.5 Revisión de alas y almas con cargas concentradas .....	172
<b>6.2 CONEXIÓN SIMPLE DE PLACA DE CORTE (VIGA-TRABE)</b> .....	181
6.2.1 Definición de perfiles a utilizar en la conexión.....	181
6.2.3 Resistencia cortante de los pernos .....	183
6.2.4 Diseño preliminar de la conexión.....	183
6.2.5 Ruptura del bloque de corte en alma de la viga .....	184
6.2.6 Verificación de la placa para estados limites .....	185
<b>6.3 Diseño de empalmes de columnas.</b> .....	189
6.3.1 Definición de perfiles a utilizar en el empalme .....	189
6.3.3 Diseño de placas de empalme del ala .....	192
6.3.4 Diseño de placas de empalme del alma.....	199
<b>6.4 Diseño de placa base</b> .....	205
6.4.1 Determinando el diámetro de las barras de anclajes .....	211
<b>CONCLUSIONES</b> .....	219
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	221
<b>ANEXOS</b> .....	i
<b>Anexo A. Teoría y cálculos complementarios.</b> .....	ii
<b>A2. Vigas y losas compuestas.</b> .....	vii

## I. GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN.



**Figura 1-1.** Estructura de Acero  
*Fuente: EMPRESA Estructuras metálicas prefabricadas*

El propósito del diseño sísmico es dimensionar las estructuras de manera que éstas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno. El diseño sísmico de las estructuras de acero es abordado por las Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC 341-16, además de las conexiones precalificadas para marcos especiales e intermedios a momentos para aplicaciones sísmicas de la AISC 358-16 y el reglamento nacional de la construcción RNC-07, complementado con la norma mínima de diseño y construcción general de acero estructural AE-001.

El presente trabajo pretende realizar un análisis y diseño sísmico de un edificio dos niveles con marcos especiales a momento los cuales se encontraran ubicados en el eje transversal de la estructura, el sótano de nuestro edificio no se diseñara, por lo tanto se tomara como referencia de nivel de terreno natural la base de la columna intermedia, generándonos de esta manera tres niveles. Las dimensiones de este edificio son de 23.5 m de largo por 9.87 m de ancho, con una altura desde el piso terminado del primer nivel al techo de 11.28 m, el primer nivel será estacionamiento, el segundo y el tercer nivel serán utilizados como oficina y sala de



archivo respectivamente, el techo tendrá forma parabólica y estará soportado por una cercha, además el entrepiso estará constituido por una losa compuesta, que consta de una placa de concreto reforzada fundida sobre una lámina colaborante. Los elementos estructurales principales serán de perfiles de acero.

Se analizará sísmicamente la estructura con el método dinámico (modal-espectral) y de acuerdo a los resultados obtenidos se diseñarán los elementos estructurales, se tomarán los elementos críticos y se diseñarán vigas, columnas, conexiones y placa de base. Además de los elementos principales se diseñarán la losa de entrepiso y elementos de techo.



## **1.2 OBJETIVOS.**

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

- Analizar y diseñar sísmicamente un edificio de acero de dos niveles con pórticos especiales resistentes a momentos por medio del método LRFD.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Analizar sísmicamente el edificio por medio del método dinámico (modal-espectral) referido en la RNC-07 y apoyándonos con un software de análisis estructural.
- Diseñar los elementos estructurales vigas y columnas con los requisitos establecido por la AISC 341-16, AISC 360-16 y RNC17-AE001.
- Desarrollar el diseño de las conexiones, uniones y placa base con respecto a la AISC 341-16 y AISC 358-16
- Elaborar el diseño de la losa de entrepiso de acuerdo a las especificaciones de la ACI 318-14.



### **1.3 ANTECEDENTES.**

#### **1.3.1. INGENIERÍA SISMO-RESISTENTE.**

Desde comienzos del siglo XX, la ingeniería sismo-resistente ha desarrollado e implementado distintos métodos de diseño, con un grado creciente de complejidad y precisión. En 1909, se dispuso en Italia que los edificios debían diseñarse para soportar una fuerza lateral igual a  $1/12$  del peso total del edificio. Luego, en 1912 se estableció que debía aplicarse un factor de  $1/12$  en el primer nivel y de  $1/8$  para el segundo y tercero, considerando que en ese momento se permitían edificio de hasta tres piso. De esta forma se introduce el método de las fuerzas estáticas equivalente, simplificando la naturaleza dinámica del problema y los efectos inerciales producidos por la vibración sísmica sobre la masa de la construcción. En 1927, aparece el primer reglamento UBC (Uniform Building Code) en Estados Unidos, el que es adoptado por distintas ciudades de ese país (Anderson y Naeim.2012).

En la actualidad se cuenta con una amplia variedad de procedimientos, ya sea de aplicación reglamentaria o como recomendaciones de diseño, para estructuras en general o para casos particulares. Se puede plantear una clasificación general de los métodos sismo-resistente considerando tres tipos principales, de acuerdo al criterio utilizado para definir la demanda sísmica, esto son: diseño basado en fuerzas, diseño basado en desplazamientos y diseño basado en energía.

#### **1.3.2. MANAGUA Y LOS TERREMOTOS.**

Managua es una ciudad afectada normalmente por sismo, pues esta presenta una gran cantidad de fallas, esta situación genera que las construcciones sean diseñada sísmicamente, actualmente la ciudad cuenta con varias edificaciones con diseño sismo-resistente como lo son: el edificio Pellas (2001), condominio edificio norte (2017), edificio 01 UNI-RUSB (2010), entre otros.

Dentro de la universidad se han elaborado monografías sobre el diseño sísmico, algunas de ellas son: “*Diseño sísmico de un edificio de acero de dos plantas, Barreda Rodríguez, Ervin Enrique, 2010*”, “*Análisis Modal-espectral y diseño de elementos de estructura de acero de edificio de 3 plantas aplicando provisiones sísmica 2005, López palacios y Mauricio Antonio Barreda, 2011*”, etc.

Entre los terremotos más relevantes se encuentran los ocurridos en 1931 y 1972:

### **1.3.3. 1931:**

El 31 de marzo de 1931 un fuerte sismo de 5.8 grados de magnitud, con epicentro en el antiguo estadio nacional, devastó la ciudad de Managua, que contaba para ese entonces con una población aproximada de 45 mil habitantes. La ciudad tenía importantes edificios, almacenes, bancos, boticas y un variado comercio que importaba y exportaba variados productos. Habían hoteles, clubes, periódicos, iglesias, agencias de automóviles y camiones, bicicletas y motocicletas.

La ciudad empezaba a experimentar un ligero desarrollo gracias al boom cafetalero con buenos precios internacionales y en el ámbito político la revolución liberal de Zelaya había traído el modernismo a la ciudad. Sin embargo, Managua todavía era una ciudad de taquezal con estilo colonial y techos de caña con tejas, por lo tanto, la ciudad era vulnerable. Se estima que entre 1200 y 1500 personas murieron, además de 2000 heridos y 36000 damnificados.

### **1.3.4. 1972:**

El terremoto de Managua de 1972 tuvo un alcance y magnitud 6.2 grados. Los daños materiales por el terremoto de Managua el 23 de diciembre de 1972 se evaluaron con el 90% de las casas dañadas en el centro y derrumbadas. Las que quedaron en pie estaban afectadas severamente, al punto de reconocerse como inservibles, o simplemente, resistieron el sismo sin mayores daños. Más de 600 manzanas quedaron destruidas por el sismo; unas 50.000 construcciones quedaron en escombros y más de 280.000 personas quedaron sin hogar, según datos del INCAE.



### 1.3 JUSTIFICACIÓN.

Nicaragua forma parte de lo que se denomina cinturón de fuego del pacífico, el cual se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una actividad sísmica y volcánica en las zonas que abarca. Estamos ubicados sobre las placas cocos y caribe, las cuales tienen roces entre ellas durante todo el año, lo que produce sismos de gran magnitud, que nos hace vulnerables y los cuales afectan en gran medida las estructuras civiles de nuestro país.

Con nuestro trabajo, además de analizar y diseñar las estructuras de forma sísmica, pretendemos hacer hincapié, en los estudiantes de ingeniería civil, ya que ellos son los que se encargaran en un futuro en el desarrollo del país, que los edificios deberían de diseñarse siempre sísmicamente y no convencionalmente, sobre todo en las zonas donde los riesgo de sismo son latentes debido a lo que se mencionó anteriormente.

Existen un sin número de normas que rigen el diseño de las estructuras tanto convencional como sísmicamente, debemos de recordar que las normas se han hecho tomando en consideración muchas de las estructuras del pasado, sus daños más comunes y su comportamiento al momento de los sismos, lo que queremos dar a entender es que debemos de seguir las normas para tener edificaciones seguras, y que teniendo las normas presentes en los diseños se puede lograr. Sabemos que las estructuras no son capaces de resistir todas las fuerzas de la naturaleza, pero con seguir las normas estamos cada vez mejorando nuestras estructuras y volviéndolas más eficientes.

Tenemos en cuenta que lo primordial es la vida de las personas, y el principal riesgo que se corre al momento de un sismo, es el hecho de que las estructuras colapsen, y con ello se cobren la vida de las personas a las cuales pretendemos darle seguridad con los edificios. Es por ello que nuestro trabajo está relacionado



con el diseño sísmico de las estructuras, tomando en consideración todas las normas que implica dicho diseño.

## **1.4 ANTECEDENTES.**

### **1.4.1. INGENIERÍA SISMO-RESISTENTE.**

Desde comienzos del siglo XX, la ingeniería sismo-resistente ha desarrollado e implementado distintos métodos de diseño, con un grado creciente de complejidad y precisión. En 1909, se dispuso en Italia que los edificios debían diseñarse para soportar una fuerza lateral igual a  $1/12$  del peso total del edificio. Luego, en 1912 se estableció que debía aplicarse un factor de  $1/12$  en el primer nivel y de  $1/8$  para el segundo y tercero, considerando que en ese momento se permitían edificio de hasta tres piso. De esta forma se introduce el método de las fuerzas estáticas equivalente, simplificando la naturaleza dinámica del problema y los efectos inerciales producidos por la vibración sísmica sobre la masa de la construcción. En 1927, aparece el primer reglamento UBC (Uniform Building Code) en Estados Unidos, el que es adoptado por distintas ciudades de ese país (Anderson y Naeim.2012).

En la actualidad se cuenta con una amplia variedad de procedimientos, ya sea de aplicación reglamentaria o como recomendaciones de diseño, para estructuras en general o para casos particulares. Se puede plantear una clasificación general de los métodos sismo-resistente considerando tres tipos principales, de acuerdo al criterio utilizado para definir la demanda sísmica, esto son: diseño basado en fuerzas, diseño basado en desplazamientos y diseño basado en energía.

### **1.4.2. MANAGUA Y LOS TERREMOTOS.**

Managua es una ciudad afectada normalmente por sismo, pues esta presenta una gran cantidad de fallas, esta situación genera que las construcciones sean diseñada sísmicamente, actualmente la ciudad cuenta con varias edificaciones con

diseño sismo-resistente como lo son: el edificio Pellas (2001), condominio edificio norte (2017), edificio 01 UNI-RUSB (2010), entre otros.

Dentro de la universidad se han elaborado monografías sobre el diseño sísmico, algunas de ellas son: “*Diseño sísmico de un edificio de acero de dos plantas, Barreda Rodríguez, Ervin Enrique, 2010*”, “*Análisis Modal-espectral y diseño de elementos de estructura de acero de edificio de 3 plantas aplicando provisiones sísmica 2005, López palacios y Mauricio Antonio Barreda, 2011*”, etc.

Entre los terremotos más relevantes se encuentran los ocurridos en 1931 y 1972:

### **1.3.3. 1931:**

El 31 de marzo de 1931 un fuerte sismo de 5.8 grados de magnitud, con epicentro en el antiguo estadio nacional, devastó la ciudad de Managua, que contaba para ese entonces con una población aproximada de 45 mil habitantes. La ciudad tenía importantes edificios, almacenes, bancos, boticas y un variado comercio que importaba y exportaba variados productos. Habían hoteles, clubes, periódicos, iglesias, agencias de automóviles y camiones, bicicletas y motocicletas.

La ciudad empezaba a experimentar un ligero desarrollo gracias al boom cafetalero con buenos precios internacionales y en el ámbito político la revolución liberal de Zelaya había traído el modernismo a la ciudad. Sin embargo, Managua todavía era una ciudad de taquezal con estilo colonial y techos de caña con tejas, por lo tanto, la ciudad era vulnerable. Se estima que entre 1200 y 1500 personas murieron, además de 2000 heridos y 36000 damnificados.

### **1.3.4. 1972:**

El terremoto de Managua de 1972 tuvo un alcance y magnitud 6.2 grados. Los daños materiales por el terremoto de Managua el 23 de diciembre de 1972 se evaluaron con el 90% de las casas dañadas en el centro y derrumbadas. Las que quedaron en pie estaban afectadas severamente, al punto de reconocerse como inservibles, o simplemente, resistieron el sismo sin mayores daños. Más de 600 manzanas quedaron destruidas por el sismo; unas 50.000 construcciones

quedaron en escombros y más de 280.000 personas quedaron sin hogar, según datos del INCAE.

## II. MARCO TEORICO

### 2.1 Métodos de diseño: ASD Y LRFD



**Figura 2-1. Estructura de Acero**  
*Fuente: Docplayer.es*

Las especificaciones para construcciones de acero vigentes en Estados Unidos de América (AISC, 2016b) consideran dos métodos generales de diseño: el método de las tensiones admisibles (ASD por las siglas de Allowable Strength Design), y el método de factores de carga y resistencia (por las siglas de Load and Resistance Factor Design).

El primer método se basa en verificar que las tensiones inducidas en los elementos estructurales no excedan una tensión admisible, la cual resulta de dividir la resistencia del material (usualmente la tensión de fluencia  $F_y$ ) por un factor de seguridad  $\Omega$ . Este procedimiento es ampliamente conocido por los ingenieros



estructurales y ha sido utilizado a lo largo de muchas décadas para el diseño de estructuras de diversos materiales.

Por el contrario, el método LRFD es más reciente; algunos países de Latinoamérica lo han adoptado en los últimos años, mientras que otros países continúan con el método ASD. A nivel académico, los datos obtenidos de un relevamiento informal en distintas universidades de Latinoamérica indican que solo algunas universidades han incorporado en los planes de estudio de ingeniería civil, la enseñanza del método LRFD. Debido a que en la UNI se ha implementado el uso del método de diseño por factores de carga y resistencia, a continuación se presenta una descripción conceptual del mismo.

El método de diseño LRFD se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición, aplicable a toda la estructura o a uno de sus componentes, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado.

Los estados límites se dividen en dos grupos:

- **Estados límites de servicio, ELS:** son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio.
- **Estados límites de resistencia (o últimos), ELU:** son los relacionados con la capacidad resistente ante carga última y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados varían según el tipo de sollicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente, pandeo local y pandeo lateral torsional.



La verificación de los estados límites de resistencia se realiza a través de comparación entre las solicitaciones resultantes de aplicar las combinaciones de carga mayoradas (en estado último) y la resistencia correspondiente a dicho estado, lo cual puede expresarse como:

Resistencia requerida,  $R_u$  (demanda)  $\leq$  resistencia de diseño,  $R_d$  (suministro)

En la cuantificación de este criterio de verificación se busca que la resistencia requerida represente el máximo valor probable del efecto inducido por la cargas ( $Q + \Delta Q$ ), mientras que la resistencia de diseño debe representar un valor mínimo ( $R_n + \Delta R_n$ ) para considerar las incertidumbres propias de esta determinación analítica; Este criterio de verificación puede expresarse matemáticamente a través de la siguiente expresión:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde  $\lambda_i$  representa los factores de carga que multiplican las distintas cargas o sobrecargas de servicio  $Q_i$ ,  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia correspondiente a este estado límite y  $R_n$  es la resistencia nominal obtenida a partir de expresiones o procedimientos indicados en los reglamentos vigentes y considerando estimaciones conservadoras acerca de las propiedades de los materiales.

Para la cuantificación de los factores de carga y resistencia se considera un modelo probabilístico (en el cual las cargas  $Q$  y las resistencias  $R$  se representan como variables aleatorias estadísticamente independientes), la calibración y comparación con el método ASD y la evaluación fundamentada en la experiencia y ejemplos desarrollados por ingenieros estructurales.

Los factores de reducción de resistencia  $\phi$  multiplican la resistencia nominal o teórica, a los efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, materiales, dimensiones, mano de obra, etc. Los valores que adopta este factor dependen del tipo de componente y de la sollicitación actuante. Así por ejemplo, se tiene: 0.90 para fluencia en miembros en tracción, 0.75 para fractura, 0.85 para miembros en compresión y 0.90 para componentes sometidos a flexión y corte.

El método LRFD considera diversas combinaciones de carga, las cuales surgen de asumir que cada una de ellas actúa separadamente con el máximo valor esperado en la vida útil de la construcción (acción de base), mientras que las otras cargas (acciones de acompañamiento) adoptan valores usuales, todas con igual probabilidad de ocurrencia. A modo de ejemplo se presentan combinaciones de carga según lo requerido por ASCE/SEI 7-16:

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

Donde D es la carga permanente por peso propio, también llamada carga muerta, F la carga debida a fluidos, L es la sobrecarga de uso o carga viva (que puede reducirse a la mitad para las combinaciones 3, 4 y 5, en ciertos casos definidos por el reglamento),  $L_r$  es la sobrecarga en cubiertas, S es la carga de nieve, R es la carga por lluvia, W la carga de viento y E representa la acción del sismo.

Es importante mencionar que en las combinaciones 3, 4 y 5 está permitido reducir el efecto de la carga L cuando el valor de la sobrecarga de uso definido por el reglamento es menor o igual a  $4.79 \text{ kn/m}^2$ . Puede observarse en las combinaciones de carga definidas por las ecuaciones (1-2) que el factor correspondiente a la acción sísmica es 1.0. Ello es así, porque los reglamentos vigentes definen dicha acción a un nivel correspondiente a estado último, a



diferencia de otras acciones, como la carga L cuyos valores se determinan a nivel de servicio y luego son mayoradas.

## **2.2 Diseño sismorresistentes**

### **2.2.1 Diseño por capacidad**

El método de diseño por capacidad se desarrolló originalmente en Nueva Zelanda para estructuras de hormigón armado. En la actualidad, es aceptado internacionalmente y sus principios se aplican también al diseño de estructuras de acero.

El diseño de capacidad se basa en la formulación de una jerarquía de resistencia de los componentes que forman parte del sistema estructural para permitir la formación de un mecanismo de deformación plástica (o mecanismo de colapso); se evita así la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello, se seleccionan ciertos componentes o zonas de la estructura sismorresistentes, los cuales son diseñados y detallados para disipar energía en forma dúctil y estable. En estas zonas críticas, denominadas comúnmente “rotulas plásticas”, el sismo induce deformaciones plásticas por flexión y se evitan otros mecanismos de falla mediante un incremento de la resistencia asignada (por ejemplo fallas de corte en los miembros de hormigón armado o problemas de pandeo local en secciones de acero). Todos los demás componentes se protegen de la posibilidad de falla asignando una resistencia mayor que la correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia esperada en las potenciales regiones de plastificación (Paulay y Priestley).

En el caso de pórticos, la rótula plástica se asocia a una zona de disipación de energía por flexión, pero el concepto puede ampliarse a otras estructuras con zonas donde se produce fluencia por corte, tracción, tracción-compresión o incluso dispositivos especialmente diseñados como disipadores de energía.

Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 incorporan los conceptos del diseño por capacidad para la verificación de ciertos componentes, por ejemplo columnas, considerando las solicitaciones inducidas cuando se desarrolla el mecanismo de deformación plástica. En otras palabras, esos componentes no se diseñan para resistir las solicitaciones inducidas por la acción sísmica de diseño sino las correspondientes al nivel de resistencia última de la estructura. Para ello se define un factor de sobrerresistencia del sistema estructural  $\Omega_0$ .

### **2.2.2 Filosofía del diseño sismorresistentes**

Los códigos de diseño estructural usualmente indican el nivel general de protección que debe esperarse de ellos. Para las estructuras sismorresistentes la mayoría de los códigos establece requerimientos mínimos para asegurar la protección de la vida humana (esto es, evitar el colapso parcial o total) pero sin controlar el daño que puede resultar de la acción sísmica.

Las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en rango inelástico, de modo de desarrollar ductilidad y disipar energía durante la ocurrencia de un terremoto severo. Es por ello que las fuerzas o aceleraciones obtenidas a partir del espectro de diseño (espectro elástico) son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta,  $R$ . De esta forma el espectro de diseño elástico se transforma, a través del factor  $R$ , en un espectro de diseño inelástico.

El ingeniero estructural debe comprender adecuadamente el criterio de diseño sismorresistentes a los efectos de aplicar correctamente las especificaciones reglamentarias. Este criterio difiere significativamente del aplicado para otros estados de carga, por ejemplo, para acciones laterales por viento, donde la estructura se diseña con el objetivo de permanecer esencialmente en rango elástico. La razón principal de esta diferencia es de orden económico, a los efectos de que los costos de construcción sean aceptables.



Es importante resaltar que la disipación de energía y el comportamiento dúctil de la estructura bajo la acción sísmica solo puede lograrse si los miembros que componen la misma son adecuadamente detallados (para evitar fallas de tipo frágil). Además, el desarrollo de la ductilidad implica la ocurrencia de daño estructural, el cual resulta de la fluencia del acero y eventualmente de problemas de inestabilidad como el pandeo local. El daño que produce el terremoto tiene un costo de reparación, pudiendo ser significativo según el tipo y la cantidad de componentes afectados, las técnicas de reparación requeridas, etc.

### 2.2.3 Métodos de análisis

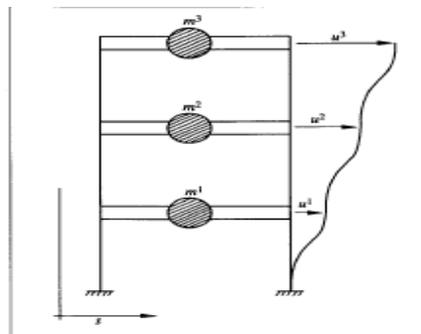
Los métodos de análisis han evolucionado paulatinamente según los avances de la ingeniería sismorresistentes y el desarrollo y difusión de las computadoras como herramientas de cálculo. El primer método aplicado fue el de las fuerzas estáticas equivalentes, en el cual el efecto dinámico de la acción sísmica se representa en forma simplificada mediante fuerzas laterales. Este criterio aún se aplica en la actualidad para construcciones de baja o mediana altura con características de regularidad estructural en planta y en elevación. El segundo procedimiento y con el cual se realizara el análisis de la estructura de este trabajo, es el “**método de análisis modal espectral**” que considera la naturaleza dinámica del problema.

Los reglamentos contemplan la posibilidad de realizar análisis dinámico con integración temporal, definiendo la acción sísmica mediante varios registros de aceleración. Estos registros pueden ser obtenidos de sismos reales o bien generarse artificialmente y, cualquiera sea el caso, deben cumplir con requisitos especiales a los efectos de asegurar que representan adecuadamente el terremoto de diseño. De esta forma, se puede representar la naturaleza dinámica de la acción sísmica, si bien el volumen de los datos de salida es significativamente mayor que en los otros métodos, debido a que todas las variables (solicitaciones y desplazamientos) son funciones temporales y deben seleccionarse sus valores máximos a los efectos de diseño.

Este método de análisis contempla la respuesta elástica de una estructura, en este caso los valores máximos de respuesta para cada modo se obtienen de los espectros del diseño.

En edificios es usualmente aceptable suponer que las masas están concentradas en los niveles de los pisos y que las fuerzas de inercia importantes son solo laterales.

Cuando una estructura elástica de varios grados de libertad como la que se muestra en la figura está sujeta al movimiento prescrito de su base, es decir a un acelerograma dado, sus masas sufren desplazamientos que dependen del tiempo y de la aceleración basal. A partir de los desplazamientos se pueden determinar las fuerzas actuantes en los diferentes componentes de la estructura.



**Figura 2-2.**

*Fuente: Diseño sísmico de edificio de Bazán/Meli. (2002)*

### 2.3 Sistemas Sismorresistentes

El sistema sismorresistentes (seismic load resistant systems, SLRS) de una construcción, comprende todos los componentes estructurales y sus conexiones, necesarios para transferir las fuerzas de inercia inducidas por el sismo desde su punto de origen hasta el terreno de fundación. Los componentes de un sistema típico, para el caso de edificios, pueden agruparse en:

- Componentes verticales, que usualmente se disponen formando un plano resistente y conforman uno o más de los tipos estructurales descritos



previamente, tales como pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados, tabiques con placas de acero, etc.

- Diafragmas horizontales, formados por losas, riostras u otros componentes, con el objetivo de transmitir las fuerzas de inercia. Estos diafragmas actúan como placas horizontales que distribuyen dichas fuerzas entre los componentes verticales, permitiendo así que se transfieran hasta el territorio de fundación.
- Fundaciones, tienen como función transferir todas las cargas al terreno sobre el que se funda la construcción. De acuerdo a las características del terreno, tipo de estructura, técnicas constructivas disponibles, etc, se usan distintos tipos de fundaciones tales como, bases superficiales, pilotes, bases corridas o continuas, etc.
- Conexiones, entre los distintos componentes que componen el sistema. El adecuado diseño y construcción de las conexiones constituyen un aspecto fundamental para garantizar la condición sismorresistentes de todo el sistema.

A los efectos de asegurar la respuesta dúctil y estable del sistema sismorresistente, las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-16 definen los conceptos de zonas protegidas, soldaduras de demanda crítica y “área-k”.

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

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. Los miembros que forman estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su

diseño. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios.

Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS

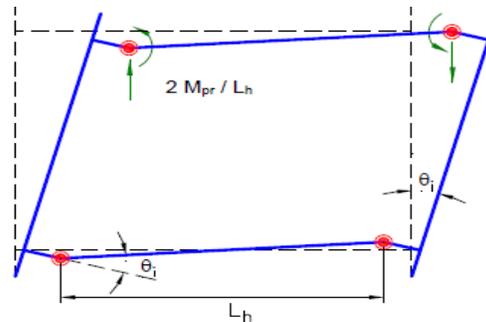
**Figura 2-3.** Fuente: “Diseño sismorresistente de construcciones de acero” de C. J. Francisco. (2018)

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las que son necesaria desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión.

Los pórticos no arriostrados especiales son lo que presentan mayor capacidad de disipación de energía y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta elevado. Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente por flexión en las vigas y, en menor medida, en los paneles nodales de las columnas.

Las especificaciones sísmicas AISC vigentes, las que se basan en la recomendación FEMA-350 (FEMA 2000<sup>a</sup>), indican detalladamente las condiciones que deben cumplir los pórticos especiales. La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas. Con estos requisitos se logra que la estructura desarrolle una

respuesta dúctil y estable. Las rótulas plásticas deben exhibir una capacidad de rotación inelástica de 0.003 radianes, como mínimo, para lo cual se requiere el uso de conexiones precalificadas.



**Figura 2-4.**

Fuente: “Diseño sismorresistente de construcciones de acero” de C. J. Francisco.  
(2018)

### 2.3.2 Conexiones

Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 indican, en su sección D2, criterios generales para el diseño de conexiones en estructuras sismorresistentes. Estos requerimientos son:

#### a) **Conexiones apernadas.**

1. La resistencia a corte de la conexión con agujeros estándar y de ranura corta perpendicular a la fuerza aplicada debe calcularse como pernos tipo aplastamiento según ANSI/AISC 360, sección J.3.10.
2. Pernos y soldadura no deben combinarse en una conexión para resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza.
3. Los agujeros para los pernos deben ser agujeros estándar o agujeros de ranura corta (en la dirección perpendicular a la carga aplicada). Se permiten agujeros holgados o de ranura corta cuando los efectos de la acción sísmica se transmiten por tracción en los pernos, y no por corte.



4. Los pernos deben instalarse como pernos de alta resistencia pretensados.

b) **Conexiones soldadas.**

No se indican requerimientos especiales, salvo la aplicación del capítulo J del ANSI/AISC 360-16.

c) **Conexiones compuestas,**

Se indican una serie de requerimientos particulares, que por su extensión y especificidad, se describen en la próxima sección.

Estos requisitos son de carácter general; luego para los distintos tipos de estructuras se indican requisitos adicionales, particularmente en aquellas diseñadas como estructuras de ductilidad elevada.

### **2.3.3 Zonas protegidas**

Las zonas protegidas constituyen porciones limitadas de ciertos miembros o componentes del sistema sismorresistentes, que se diseñan especialmente para soportar deformaciones cíclicas inelásticas bajo la acción del sismo de diseño. Como ejemplo de estas zonas, pueden mencionarse las rotulas plásticas en vigas de pórticos no arriostrados y los conectores (o links) en pórticos arriostrados excéntricamente. Los resultados experimentales muestran la sensibilidad que presentan las zonas donde se desarrollan grandes deformaciones inelásticas a la presencia de discontinuidades originadas por soldadura, perforaciones y cambios bruscos de sección. Muchas de las operaciones que se realizan durante la fabricación, el montaje y la terminación de la obra pueden crear este tipo de discontinuidades, por lo cual resulta necesario no solo el diseño adecuado de la estructura, sino también la coordinación con otros grupos de trabajo, como por ejemplo los encargados de la construcción de los sistemas de instalaciones (electricidad, agua, aire acondicionado, etc.)



Las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-16 incluyen criterios precisos para el diseño, el detalle y la fabricación de las zonas protegidas, particularmente cuando se utilizan uniones soldadas. Con ello se busca evitar defectos físicos y metalúrgicos que podrían resultar en fractura del material y degradación de resistencia, con lo cual se afecta la respuesta estructural de todo el sistema.

De acuerdo con las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-16, en las zonas protegidas se debe cumplir con las siguientes exigencias:

- Deben repararse las discontinuidades originadas por puntos de soldadura, ayudas de montaje, cortes irregulares, etc.
- No se deben colocar conectores de cortes soldados o puntos de soldadura en las alas de las vigas (por ejemplo para asegurar placas de acero en losas mixtas).
- No se deben disponer soldaduras, pernos y fijaciones para sostener paneles, carpintería, cañerías, otras instalaciones, etc.

No todas las zonas que experimentan deformaciones plásticas son consideradas como zonas protegidas. Así por ejemplo la zona panel en conexiones viga-columna no se incluye en esta categoría. No obstante ello, es conveniente evitar discontinuidades aun en estos casos.

#### **2.3.4 Tipos de soldadura. Soldaduras de demanda crítica**

La soldadura es un medio de unión muy utilizado en todo tipo de conexiones por sus muchas ventajas. Sin embargo, es importante reconocer que presenta limitaciones y que el diseño y la construcción de conexiones soldadas requieren de especial cuidado, para evitar problemas como los observados luego del



terremoto de Northridge en 1994, descritos en la sección 1.4.5 Al respecto pueden considerarse tres tipos de soldaduras:

- Soldaduras no-sísmicas: son aquellas que corresponden a estructuras sin requerimientos sismorresistentes o bien estructuras donde se considera un factor de comportamiento  $R=3$ . En este caso, el diseño se realiza de acuerdo con las especificaciones ANSI/AISC 360-10 y AWS 1.1 *Structural Welding Code-Steel*.
- Soldaduras sísmicas: incluye todas las soldaduras de sistemas sismorresistentes (con  $R>3$ ) y deben ajustarse a las especificaciones AISC 341-16 y AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*.
- Soldaduras de demanda crítica (demand critical welds): son soldaduras en sistemas sismorresistentes que pueden quedar sometidas a niveles de deformación de fluencia, de modo que su falla origina degradación de rigidez y resistencia en el sistema.

Las especificaciones ANSI/AISC 360-16 identifican específicamente los casos en que deben considerarse soldaduras de demanda crítica. Las soldaduras entre las alas de vigas y las columnas en pórticos no arriostrados especiales e intermedios y los empalmes soldados en columnas de pórticos arriostrados excéntricamente son ejemplos de dicho tipo de soldadura. Los electrodos y procedimientos constructivos deben cumplir con criterios adicionales indicados en las especificaciones ANSI/AISC 341-16 (Apéndice W) y en AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*. En particular, el metal de relleno de la soldadura debe cumplir con valores límites de energía absorbida, medida a través de ensayos de impacto Charpy (se requiere una resiliencia de 27J a 21°C en el ensayo Charpy V-Notch).



### 2.3.5 Área-k

En diversos detalles de estructuras metálicas, particularmente en el caso de nudos viga-columna de pórticos, es necesario utilizar rigidizadores, placas de continuidad o placas de refuerzo nodal (doubler plates), lo cual implica soldar en la zonas de unión entre ala y alma de perfiles laminados. Esta zona, denominada “Area-K”, se define como la región del alma de un perfil que se extiende desde el punto donde termina la transición entre ala y alma (definido por la dimensión “K”) hasta 38 mm dentro del alma.

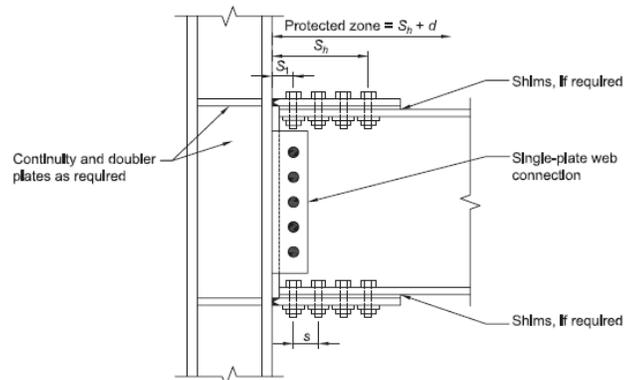
Las observaciones en estructuras de acero y los resultados de ensayos de laboratorio indican que las áreas-k son proclives a experimentar fracturas debido a que presentan propiedades diferentes al resto de la sección. El cambio de las propiedades se atribuye a las fuerzas de contacto que se generan al finalizar el proceso de laminación para corregir deformaciones y defectos que exceden las tolerancias permitidas (cold roller straightening). En este proceso, el material experimenta endurecimiento y envejecimiento por deformación, por lo cual se vuelve más resistente y duro, pero también más frágil y con menor resiliencia. Es por ello que no se recomienda realizar soldaduras en estas zonas (FEMA, 2000g).

En los comentarios de las especificaciones ANSI/AISC 341-16 se recomienda usar cortes en las esquinas de las placas y rigidizadores para evitar el contacto en las áreas-k.

En aquellos casos que no se puede evitar la soldadura en las áreas-k o éstas han sido realizada por error, debe inspeccionarse esas soldaduras de acuerdo al procedimiento establecido en capítulo J de las especificaciones ANSI/AISC 341-16, mediante ensayos con partículas magnéticas.

## 2.4 Bolted flange plate moment connection o conexión a momento de placa de ala atornillada

Las conexiones de momento de placa de ala atornillada (BFP) utilizan placas soldadas al ala de la columna y atornilladas al ala de la viga. Las placas superior e inferior deben ser idénticas. Las placas se sueldan al ala de la columna utilizando soldaduras de ranura CJP y las conexiones al ala de la viga se realizan con pernos de alta resistencia. El alma de la viga se conecta al ala de la columna utilizando una lengüeta de corte atornillada con pernos en agujeros ranurados cortos. Los detalles para este tipo de conexión se muestran en la Figura. La producción inicial y la formación de rotulas plásticas están destinadas a ocurrir en la viga en la región cerca del final de las placas atornilladas.



**Figura 2-5.** Bolted flange plate moment connection  
Fuente: AISC 358-16

### 2.4.1 Sistemas

Las conexiones de placa de ala atornilladas están precalificadas para su uso en sistemas de marcos especiales a momento (SMF) y de marcos intermedios a momento (IMF).

**Excepción:** las conexiones de placa de alas atornilladas en sistemas SMF con losas estructurales de hormigón solo se precalifican si la losa estructural de hormigón se mantiene al menos a 1 pulgada (25 mm) de ambos lados de ambas

alas de columna. Se permite colocar material compresible en el espacio entre las alas de la columna y la losa estructural de hormigón.

## 2.4.2 Límites de precalificación

### 2.4.2.1 Limitaciones del alma

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas se deben enrollar con un ala ancha o miembros formados en forma de I.
- La profundidad del alma se limitará a un máximo de W36 (W920) para formas enrolladas. La profundidad de las secciones acumuladas no debe exceder la profundidad permitida para las formas de borde ancho enrolladas.
- El peso de la viga se limitará a un máximo de 150 lb / ft (223 kg / m).
- El grosor del ala de la viga se limitará a un máximo de 1 pulg. (25 mm).
- La relación clara del tramo a la profundidad de la viga se limitará de la siguiente manera:
  - Para sistemas SMF, 9 o superior.
  - Para los sistemas del FMI, 7 o superior.
- Las relaciones de ancho a grosor para las alas y alma de la viga deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC.
- El refuerzo lateral de las vigas se proporcionará de la siguiente manera:
  - El arriostramiento lateral de las vigas debe cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC. Para satisfacer los requisitos del Capítulo E de las Disposiciones sísmicas de AISC para arriostramiento lateral en rotulas plásticas, se proporcionará arriostramiento lateral suplementario en las alas de la viga superior e inferior, y se ubicará a una distancia de  $d$  a  $1.5d$  del perno más alejado de la cara de la columna. No se realizarán fijaciones de arriostramiento lateral dentro de la zona protegida.



**Excepción:** para los sistemas SMF e IMF, donde la viga soporta una losa estructural de concreto que está conectada a lo largo del tramo de la viga entre zonas protegidas con conectores de corte soldados a una distancia máxima de 300 mm (12 pulg.) En el centro, arriba y abajo suplementarios no se requiere refuerzo de alas en las rotulas plásticas

- La zona protegida consiste en las placas atornilladas y la porción de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual a la profundidad de una viga,  $d$ , más allá del perno más alejado de la cara de la columna.

#### 2.4.2.2 Limitaciones de columna

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas serán cualquiera de las formas enrolladas o secciones construidas permitidas en la Sección 2.3. Del AISC 358-16.
- La viga se conectará al alma de la columna.
- La profundidad de la columna de forma laminada debe limitarse a W36 (W920) como máximo cuando se proporciona una losa estructural de concreto. En ausencia de una losa estructural de hormigón, la profundidad de la columna de forma laminada está limitada a W14 (W360) como máximo. Las columnas cruciformes con alas no deben tener un ancho o profundidad mayor que la profundidad permitida para las formas enrolladas. Las columnas de caja construidas no deben tener un ancho o profundidad superior a 24 pulg. (600 mm). Las columnas de ala ancha en caja no deben tener un ancho o profundidad superior a 24 pulg. (600 mm) si participan en un momento ortogonal marcos.
- No hay límite de peso por pie de columna.
- No hay requisitos adicionales para el grosor de la brida.
- Las relaciones de ancho a espesor para las bridas y la banda de columnas deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas de AISC.



- El arriostramiento lateral de las columnas debe cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas de AISC.

### **2.4.2.3 Limitaciones de la relación viga-columna**

Las conexiones de viga a columna deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las zonas de panel deberán cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC.
- Las relaciones de momento del alma de la columna deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC.

### **2.4.3 Detalles de conexión**

#### **2.4.3.1 Especificaciones del material de la placa**

Todas las placas de conexión deben cumplir con una de las siguientes especificaciones: ASTMnA36 / A36M o A572 / A572M Grado 50 (345).

#### **2.4.3.2 Soldaduras de placas de viga**

Las placas se conectarán al ala de la columna utilizando soldaduras de ranura CJP y se considerarán críticas para la demanda. El respaldo, si se usa, se eliminará. El paso de la raíz debe ser retroexcavado para soldar metal de soldadura y volver a soldar.

#### **2.4.3.3 Soldaduras de conexión de corte de placa simple**

La conexión de corte de placa simple se soldará al ala de la columna. La placa única a la conexión del ala de la columna debe consistir en soldaduras de ranura CJP, soldaduras de ranura PJP de dos lados o soldaduras de filete de dos lados.



#### **2.4.3.4 Requisitos del perno**

Los pernos se colocarán simétricamente alrededor de los ejes de la viga y se limitarán a dos pernos por fila en las conexiones de la placa.

La longitud del grupo de tornillos no debe exceder la profundidad de la viga. Se deben usar agujeros estándar en las alas de la viga. Los agujeros en las placas de deben ser agujeros estándar o de gran tamaño. Pernos en las bridas de la viga y en las placas de brida se realizarán mediante perforación o por punzonado y escariado.

No se permiten agujeros perforados.

**Nota para el usuario:** Aunque se permiten agujeros estándar en las placas su uso probablemente dará como resultado modificaciones de campo para acomodar las tolerancias de montaje. Los pernos en las placas deben ser conjuntos ASTM F3125 Grado A490, Grado A490M o Grado F2280. Los hilos se excluirán del plano de corte. El diámetro del perno está limitado a 18 pulg. (28 mm) como máximo.

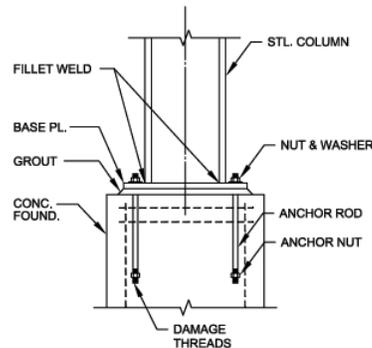
#### **2.4.3.5 Cuñas de placa de conexión**

Se pueden usar cuñas con un espesor total máximo de 4 pulg. (6 mm) entre las placas y el ala de la viga como se muestra en la Figura 7.1. Las cuñas, si es necesario, pueden ser cuñas de dedos o pueden hacerse con agujeros perforados o perforados.

### **2.5 Placas base.**

Las conexiones de la placa base de la columna son la interfaz crítica entre la estructura de acero y la fundaciones. Estas conexiones se utilizan en edificios para soportar cargas de gravedad y funcionan como parte de sistemas resistentes a cargas laterales.

Una columna transfiere su carga al pedestal de apoyo o la zapata a través de la placa base. Si el área  $A_2$  del concreto de soporte es mayor que el área  $A_1$  de la placa, la resistencia del concreto será mayor. En ese caso el concreto que rodea al área de contacto proporciona un soporte lateral apreciable a la parte directamente cargada, y en consecuencia el concreto cargado puede soportar más carga.



**Figura 2-6.** Componentes de una conexión columna- placa base.

Fuente. AISC, *Desing guide 1*.

La resistencia del concreto debajo de la placa debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Con lo antes mencionado se tienen dos casos:

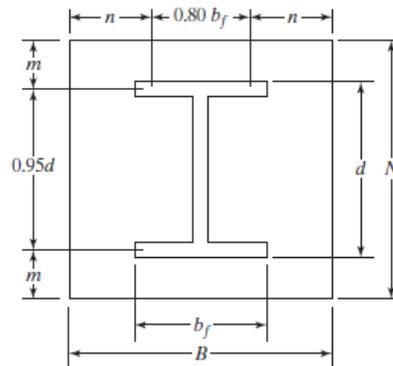
- La placa base cubre el área total del concreto:

$$P_p = 0.85 \times f_c' \times A_1 \quad \text{Ecuación J8-1 AISC 360-16}$$

- La placa base no cubre el área total del concreto

$$P_p = 0.85 \times f_c' \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 \times f_c' \times A_1 \quad \text{Ecuación J8-2 AISC 360-16}$$

El Manual de la AISC sugiere que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancias entre  $n$  ( $0.85 \text{ bf}$ ) y  $m$  ( $0.95 \text{ d}$ ). El momento de flexión de la placa a utilizar será el ocasionado por la mayor distancia  $m$  o  $n$  y con este se procede a determinar el espesor necesario de la placa.



**Figura 2-7.** Dimensión de placa base.

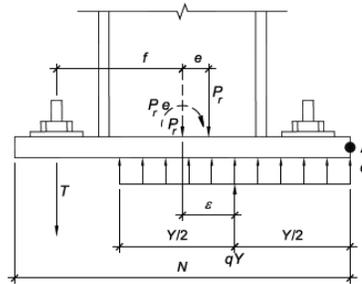
Fuente. “Diseño de estructura de acero McCormac.

Las especificaciones de la AISC no estipulan un método específico para diseñar placas base de columnas, pero la guía de diseño 1 “placas base de columnas” de la AISC nos plantea varios procedimientos de diseño según la condición que tengamos, ya sea solo por carga axial, momento pequeño y grande o también si se quiere considerar una distribución uniforme o triangular del esfuerzo del concreto. En nuestro caso trabajamos con una distribución uniforme de esfuerzo.

La gran mayoría de las columnas son diseñadas solo para esfuerzo axial, por lo que al diseñar la placa base solo se toma en cuenta la interacción de esta carga, siendo limitado su diseño a resistir la carga  $P_u$ , en nuestro caso las placas base formarán parte de un sistema resistente a momento por lo que además de  $P_u$  se debe considerar el esfuerzo a tensión que generaran las barras de anclajes  $T_u$ , para contrarrestar el momento ocasionado por la excentricidad  $e = M_u/P_u$ .

Al considerar la excentricidad  $e$  para el diseño de las placas base, se debe verificar que si el momento actuante es pequeño o grande, debido a que esto condicionará nuestro método de diseño.

Momento pequeño.



**Figura 2-8.** Placa base con momento pequeño.

Extraído de Design guide 1, AISC.

Se considera que un momento es pequeño cuando:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \leq e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

En este caso el espesor de la placa se determina de acuerdo a la distancia  $Y$ , junta de concreto actuando a compresión, de la siguiente forma:

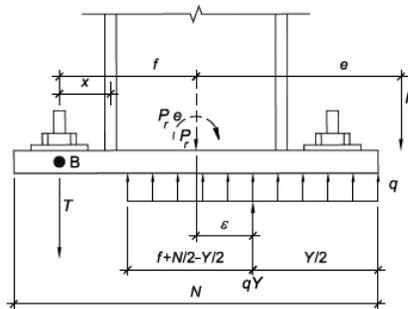
Cuando  $Y \geq m$ :

$$t_p = 1.5 \times m \times \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

Cuando  $Y \leq m$ :

$$t_p = 2.11 \times \sqrt{\frac{f_p \times Y \times (m - \frac{Y}{2})}{F_y}}$$

Momento grande.



**Figura 2-9. Placa base con momento grade.**

*Extraído de Design guide 1, AISC*

Se considera que un momento es grande cuando:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \geq e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

En este caso el espesor de la placa se analiza para dos casos, el primero es debido al contacto del concreto con esta, que se determina de acuerdo a la distancia  $Y$ , junta de concreto actuando a compresión, y el esfuerzo de tensión  $T_u$  generado por la barra de anclaje y se elige el mayor de los dos.

Debido a la junta de concreto en contacto con la base.

Cuando  $Y \geq m$ :

$$t_p = 1.5 \times m \times \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}}$$

Cuando  $Y \leq m$ :

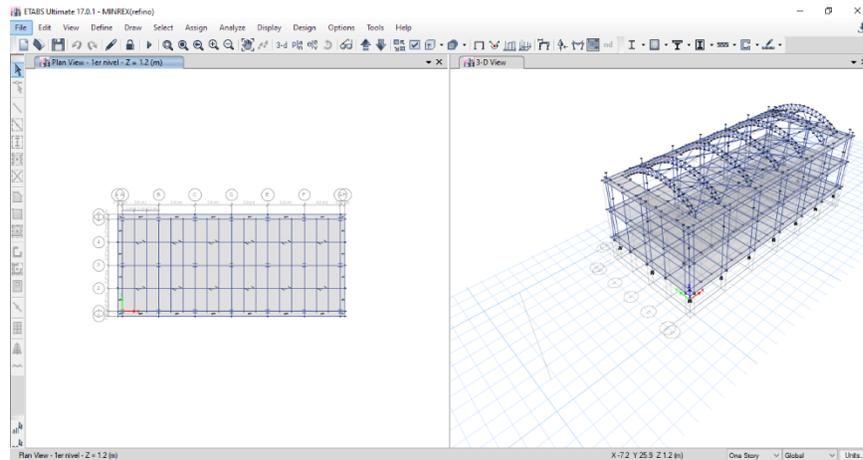
$$t_p = 2.11 \times \sqrt{\frac{f_{pmax} \times Y \times (m - \frac{Y}{2})}{F_y}}$$

Debido a la tensión  $T_u$ .

$$t_p = 2.11 \times \sqrt{\frac{T_u \times X}{B * F_y}}$$

### III. PROCESO DE DISEÑO EN ETABS 2017.

#### 3.1 Interfaz del programa ETABS 2017



**Figura 3-1.** Interfaz de ETABS 2017.

El programa ETABS nos permite elaborar modelos estructurales cercanos a la realidad de una forma más rápida, ya que cuenta con un catálogo de perfiles de acero y nos permite realizar desde un análisis estático, dinámico u otros no lineales como el pushover.

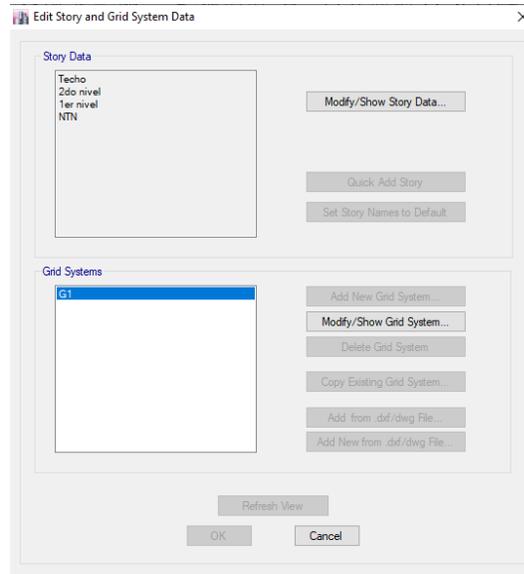
Como se puede observar en la figura en la parte superior de izquierda a derecha nos aparecen las diversas funciones con las que cuenta para crear los modelos.

#### 3.2 Caracterización del modelo.

El modelo tridimensional del edificio se realizó en la versión 17.0.1.18 de ETABS 17, incluyendo en este todas las características estructurales referidos en los planos arquitectónicos y perfiles propuestos.

El método utilizado por el programa para el diseño de las secciones consiste en un proceso de iteración de prueba y error hasta encontrar las secciones adecuadas de elemento, en base a la norma AISC 360-16. Además cada elemento estructural puede ser modificado según sea conveniente.

### 3.3 Definición de la Geometría.

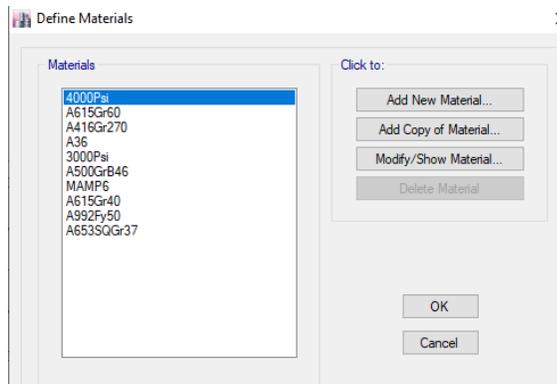


**Figura 3-2.** Definición de geometría. ETABS 2017

Para poder realizar el dibujo del modelo primero se tiene que definir la dimensión en planta, ejes necesarios y el número de pisos, estos datos se introducen de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos.

En la figura se muestra la interfaz edit story and grid system data, donde se introducen los pisos (add story) y los ejes en planta (add new grid system).

### 3.4 Definición de materiales.

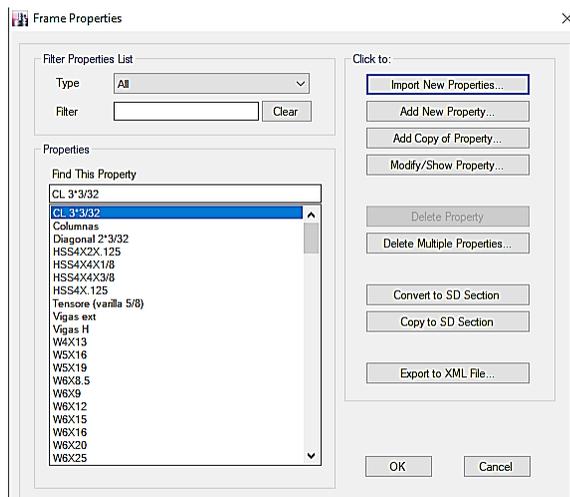


**Figura 3-3.** Define materials. ETABS 2017

Para agregar las propiedades de los materiales se abrió la ventana define materials, los materiales a utilizar en nuestro modelo corresponden a acero A36, A500GrB46, A653QGr37 y A615Gr40, además de concreto de 3000 Psi.

### 3.5 Definición de las secciones.

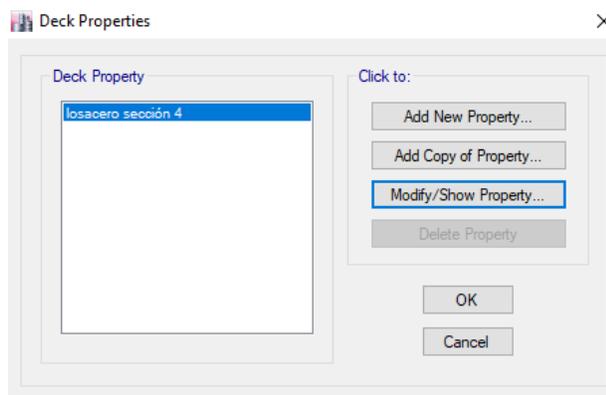
#### 3.5.1 Elementos frames



**Figura 3-4.** Frame properties. ETABS 2017

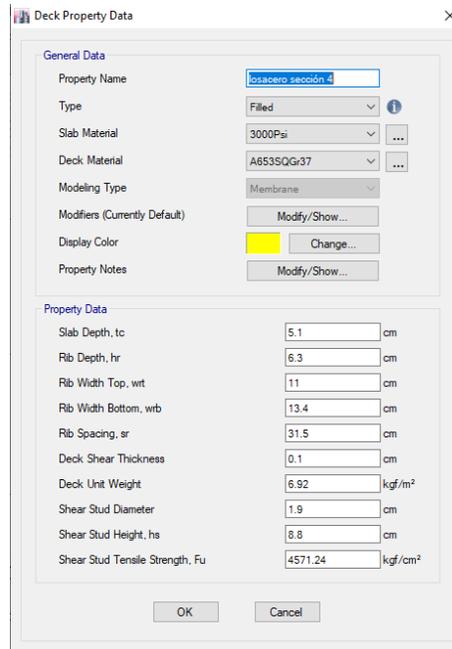
En frame properties establecimos las propiedades que tendrán las secciones que actuarán como vigas, columnas, además de los elementos de las cerchas.

#### 3.5.2 Losa tipo deck.



**Figura 3-5.** Deck properties. ETABS

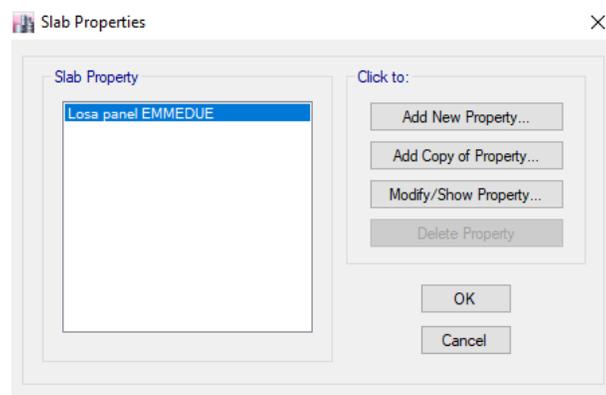
En Deck properties se creó un tipo de losa tipo deck con espesor de 5 cm que actuara en los primeros dos niveles.



**Figura 3-5.1.** Deck property data. ETABS

En la figura se puede observar las propiedades geométricas y mecánicas que presenta la lámina tales como su resistencia de concreto 3000 psi y su resistencia a fluencia (acero A653SQGr37) con fluencia de 37Ksi. Por defecto el programa modela la losa tipo deck con tipo membrana.

### 3.5.3 Losa EMMEDUE (techo)

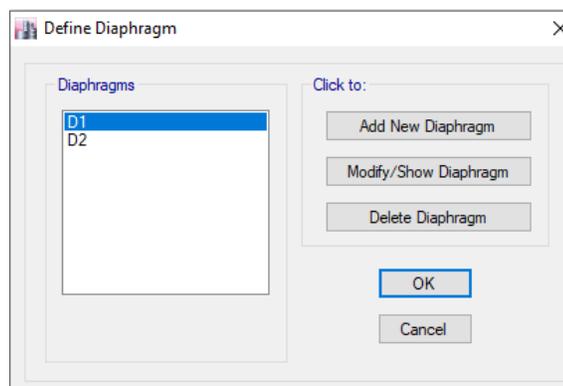


**Figura 3-6.** Slab property data. ETABS

En slab section definimos una losa maciza de 5 cm de espesor con concreto de 3000 psi se modelara con un elemento Shell-thin, por lo que, el programa no considera las deformaciones por corte.

A nivel de techo existe una losa de EMMEDUE en los borde, para modelar este tipo de losa se propuso diseñarla como una losa maciza y agregar el peso del núcleo de poroplast y acabado como carga externa.

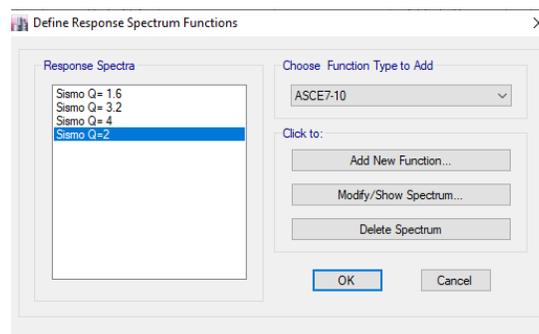
### 3.6 Definición de diafragma rígido.



**Figura 3-7.** Define diaphragm. Fuente: ETABS.

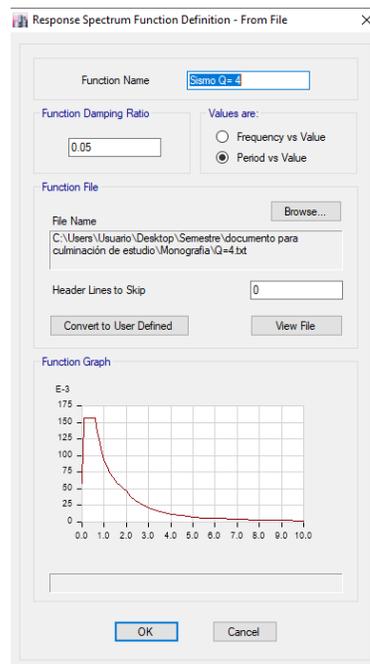
En menú define hicimos clic en diaphragms y generamos dos diafragmas rígidos, correspondiente a los niveles 1 y 2 debido a que estos poseen las losas tipo deck que estará conectadas con pernos a las vigas, mientras que a nivel de techo se realizara el análisis correspondiente para determinar si es rígido o flexible.

### 3.7 Definición del espectro de diseño.



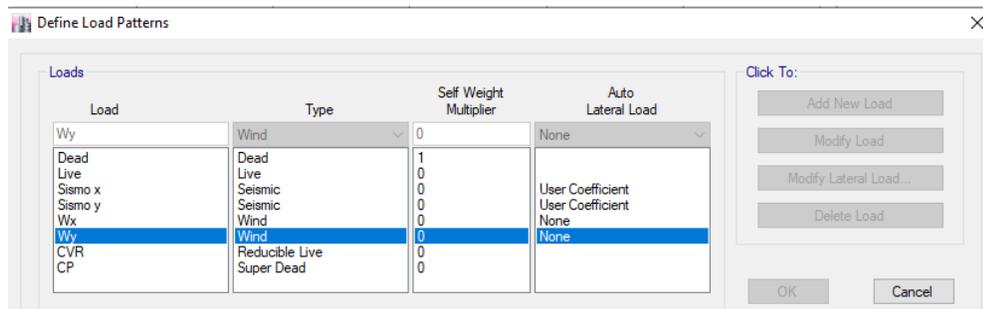
**Figura 3-8.** Define Response Spectrum Funtions. Fuente: ETABS

Para agregar el espectro de diseño es necesario calcularlo, debido a que el programa de ETABS no trae el espectro definido en el RNC-07, se tuvo que realizar en una hoja en Excel el espectro de diseño y luego pasarlo a un archivo de texto para introducirlo al programa, para ello se elige en choose function type to add la opción from file que nos permite agregar una función desde un documento y luego se agrega el block de texto en “add new function”.



**Figura 3-8.1.** Response spectrum function definition. ETABS

### 3.8 Definición patrones de carga.

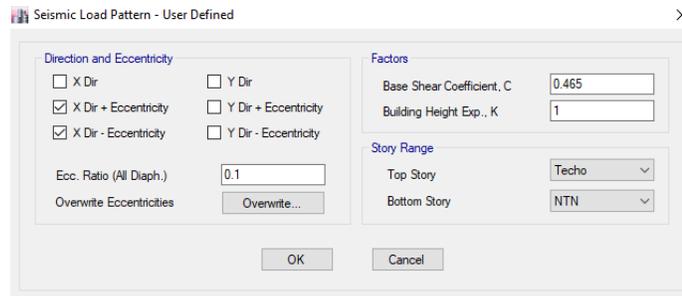


**Figura 3-9.** Define Load patterns.

Para crear las combinaciones de carga y que el programa nos genere los resultados de análisis que deseamos es necesario definir los patrones de carga

que actuaran en la estructura tales como carga muerta, carga viva reducida, viento en X, viento en Y, sismo en X y sismo en Y estos últimos para el calcular el cortante basal estático y compararlo con el dinámico.

### 3.9 Modificación de carga sísmica estática.

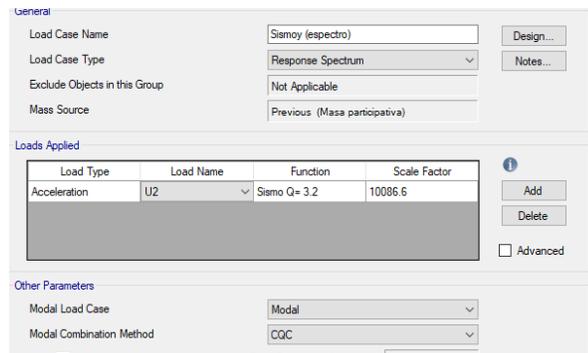


**Figura 3-10.** Seismic Load Pattern. ETABS

Para realizar el análisis sísmico estático se debe definir el coeficiente de cortante basal, este se determina de acuerdo al artículo 24 del reglamento nacional de construcción, para agregarlo se escribe el valor del coeficiente en la casilla Base shear coefficient. Además en este caso estamos definiendo el sismo en X por lo que se elige esta dirección de análisis, se eligen las casillas en la que se considera la excentricidad positiva y negativa.

En la casilla Ecc ratio se escribe el coeficiente de excentricidad, en nuestro caso el reglamento nacional de la construcción en su artículo 32 inciso d establece un coeficiente del 10% de la dimensión en planta, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

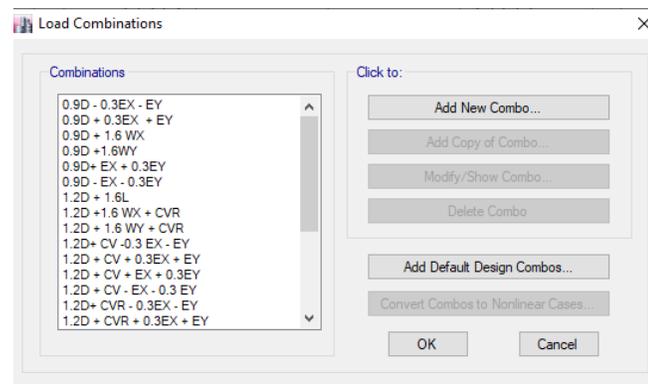
### 3.10 Definición del sismo dinámico.



**Figura 3-11.** Load Case Data. Fuente: ETABS

Para definir el sismo dinámico en la ventana define se elige la opción load case y se agrega un nuevo caso de carga y aparecerá la ventana load case data en esta se modifica el caso de carga en la opción load cases type y se elige la opción response spectrum (respuesta espectral), luego en loads applied escogemos la función de espectro de diseño que hemos creado sismo  $Q=3.2$  y asignamos la dirección del sismo en load name en este caso la dirección de análisis será en Y por lo que se elige la opción U2.

### 3.11 Combinaciones de carga.

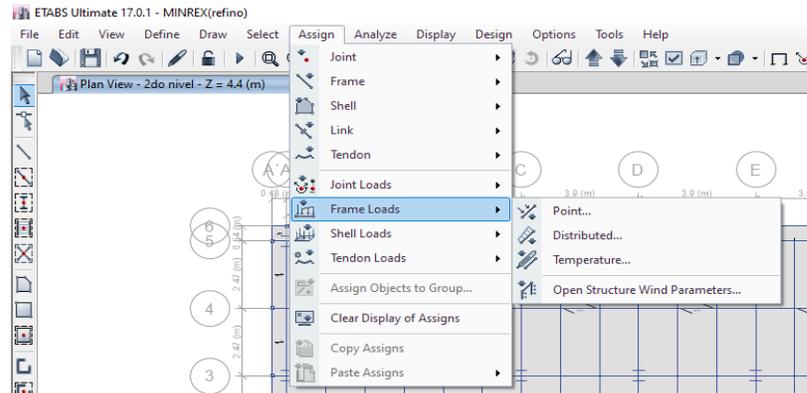


**Figura 3-12.** Load combinations. Fuente: ETABS

Las combinaciones de carga que se utilizaron son las establecidas en artículo 15 inciso II. “Diseño por métodos de resistencia última” del reglamento nacional de la

construcción esto se introducen en la opción add new combo y se generan la combinaciones necesarias.

### 3.12 Asignación de carga a los elementos.

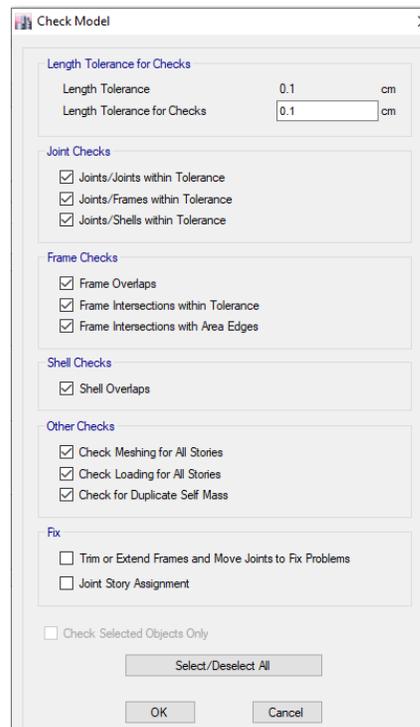


**Figura 3.13. Frame Loads. Fuente: ETABS**

ETABS nos permite añadirles cargas a cada elemento de forma independiente ya sea un nodo, viga, columna o losa. Para que el programa pueda realizar el análisis de los elementos correctamente debemos agregar las cargas gravitacionales que actúan en cada uno de ellos en este caso a la losa se le agrego cargas tipo Shell debido a las cargas vivas y sobrecargas permanentes. Y a los elementos de la cercha se le agrego cargas tipo frame loads debido a cargas vivas, muertas.

### 3.13 Chequeo del modelo

Al terminar de hacer el modelo en ETABS, este nos permite revisar si el modelo presenta errores.



**Figura 3-14.** Check Model. Fuente: ETABS

Para revisar si el modelo no presenta errores se seleccionan todas las casillas de joint, frame, sheel y other. Esto permitirá que el programa encuentre incongruencia como no haber unido adecuadamente la viga de nodo a nodo, algún elemento de área superpuesto en otros.



Figura 3-12. Warning. Fuente: ETABS

Una vez finalizado el chequeo el programa nos indicara que elementos deben ser corregidos, vea figura 4-9, no tenemos elementos que corregir ya que todo se encuentra debidamente digitado.

### 3.14 Parámetros de preferencia para el diseño de acero.

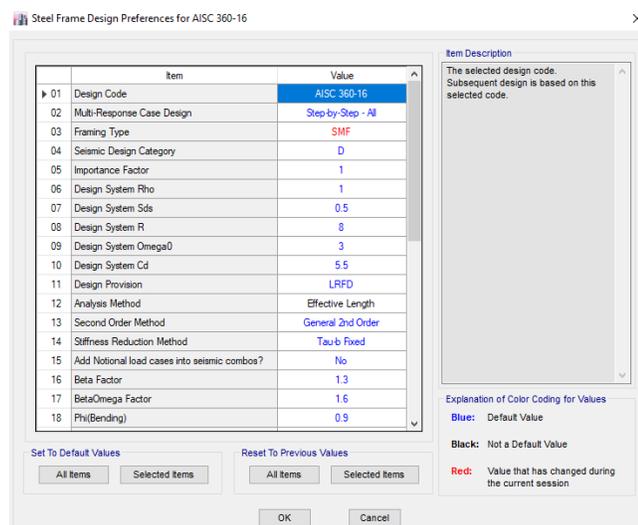
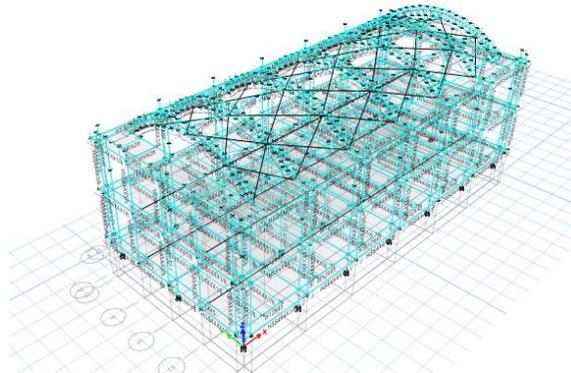


Figura 3-13. Steel Frame Design. Fuente: ETABS

El programa nos permite definir los parámetros con los que diseñara los elementos, en nuestro caso elegimos el código de diseño AISC 3.60-16 y el método de análisis el de longitud efectiva

### **3.15 Verificación de falla de los elementos por demanda capacidad.**



**Figura 3-14.** Demanda /capacidad en los marcos. Fuente: ETABS

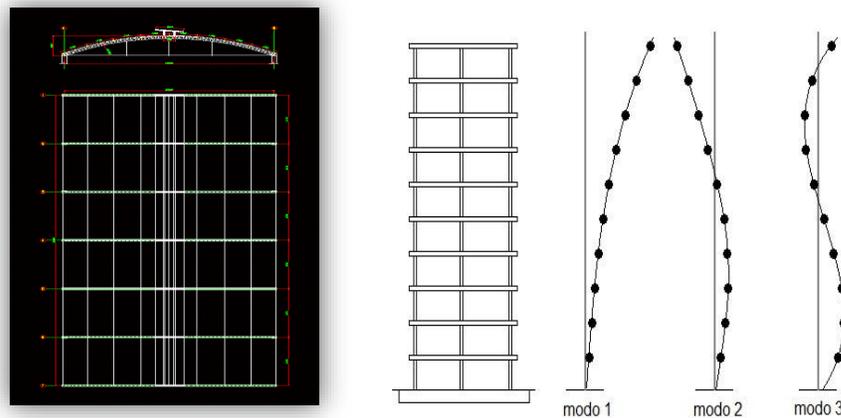
Después de haber definidos las variables de diseño, se procedió a analizar el modelo y revisar si los elementos cumplían con los requerimientos de demanda y capacidad con respecto a las especificaciones de diseño AISC 360-16

#### IV ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Antes de comenzar el diseño de una edificación se debe conocer cómo interactúan las cargas sobre la estructura para poder definir nuestro elemento más crítico y proceder a diseñarlo por flexión, cortante, axial, tensión u combinaciones de estas. Para desarrollar nuestro análisis acudimos a nuestro reglamento nacional de construcción (RNC-07) para establecer las cargas, fuerzas de viento y sismo que interactúan en cada elemento correspondiente.

Para elementos de la cerchas se utilizaron las cargas del arto 11, así como las presiones de vientos encontradas de acuerdo al título IV “Normas mínimas para determinar cargas debida a viento”.

Además se realizó un análisis sísmico aplicando el método de “análisis modal espectral” estipulado en el artículo 33 de nuestro reglamento, apoyados con el software de análisis estructural ETABS versión 17.0.1.1888.



**Figura 4-1. Análisis sísmico**  
*Fuente: es.linkedin.com*



## 4.1 Análisis de la estructura por viento

En esta sección se procederá, al análisis de viento de la estructura, haciendo uso del Título IV: Normas Mínimas para Determinar Cargas debida a Viento del, **Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07)**.

### 4.1.1. Clasificación de la Estructura Arto. 45

En este artículo el reglamento te provee cuatro diferentes tipos de clasificación de la estructura, en nuestro caso la estructura es de **Tipo I**, ya que es una construcción cerrada techada con sistemas de cubiertas rígidos, es decir que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varié esencialmente su geometría.

### 4.1.2 Determinación de la Velocidad de Diseño Arto. 49

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma, se determinaran con base en la velocidad de diseño, la cual se obtendrá de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$VD = FTR * Fa * VR$$

Dónde:

*FTR = Factor adimensional correctivo*

*Fa = Factor adimensional que considera la variación de la velocidad con la altura*

*VR = Velocidad Regional*

### 4.1.3 Determinación de la Velocidad Regional, VR Arto. 50

La velocidad regional es la máxima velocidad del viento que se presentan a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura.

Los Valores de dicha velocidad se obtendrán de la Tabla 5 del Reglamento. La zona, se determina tomando en cuenta la ubicación geográfica de la estructura haciendo uso de la Figura 7. Del Reglamento.

Debido a que la estructura se encuentra localizada en Managua, presenta una zonificación eólica, **zona 1**.

Según el arto. 20 del reglamento, la estructura es del **Grupo B**, considerada una estructura esencial, ya que es un edificio del gobierno, y según el arto. 50 las estructuras del grupo se diseñaran con los valores **50** años de periodo de retorno.

Una vez encontrados todos estos datos, se determina una velocidad regional.

$$V_R = 36 \text{ m/s} \quad \text{Velocidad regional}$$

#### 4.1.4 Factor de variación con la altura, $F_\alpha$ Arto. 51

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$ . Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$F_\alpha = 1.0 \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m}$$
$$F_\alpha = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta$$
$$F_\alpha = \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha \quad \text{si } z \geq \delta$$

El edificio presenta una altura de 10 m, por lo cual se obtiene un factor de

$$F_\alpha = 1.018 \quad \text{Factor de variación con la altura}$$

#### 4.1.5 Factor correctivo por topografía y rugosidad, $FTR$ Arto. 52

Este factor se determina haciendo uso de la tabla 6 y 7 del reglamento.

El lugar de ubicación del edificio presenta una rugosidad de tipo **R3** y una topografía tipo **T3**.

$$FTR = 0.88 \quad \text{Factor correctivo por topografía y rugosidad}$$



#### 4.1.6 Cálculo de la Velocidad de Diseño

Se tomara para el cálculo, la ecuación mostrada en el artículo 49.

$$VD = FTR * F\alpha * VR = 32.28 \text{ m/s} \quad \text{Velocidad de diseño}$$

#### 4.1.7 Determinación de la Presión de Diseño, Pz Arto. 53

La presión que ejerce el flujo del viento sobre construcción determinada, Pz en kg/m<sup>2</sup>, se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la siguiente ecuación:

$$Pz = 0.0479Cp * VD^2$$

Donde:

*Cp* = Coeficiente local de presión

*VD* = Velocidad de diseño

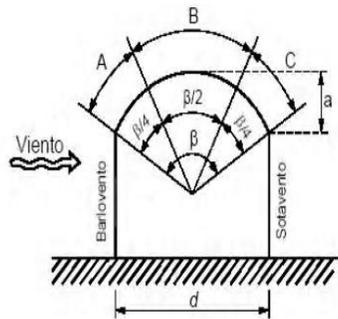
#### 4.1.8 Factores de Presión, Cp Arto. 54

El reglamento para el método estático, presenta 5 casos de clasificación, según el tipo y forma de la construcción.

La estructura clasifica en el caso I: edificios y construcciones cerradas, los coeficientes de presión se determinan haciendo uso de la tabla 8 y 9.

El edificio presenta un techo de cubierta en arco, por lo cual los factores de presión para el techo, se tomaran haciendo uso de la tabla 9, y para las paredes de barlovento y sotavento, la tabla 8.

#### 4.1.9 Calculo de los Factores y Presiones de Viento



$$a = 1.91 \text{ m}$$

$$d = 9.39 \text{ m}$$

$$r = \frac{a}{d} = 0.2034$$

**Figura 4-2.** Distribución de presión en cubierta techos de arco  
Fuente: Reglamento Nacional (RNC-07)

$$C_{p(A)} = 3(0.20) - 1 = -0.3897 \quad \text{Coeficiente local de presión en sector A}$$

$$C_{p(B)} = -0.7 - 0.2034 = -0.9034 \quad \text{Coeficiente local de presión en sector B}$$

$$C_{p(C)} = -0.5 \quad \text{Coeficiente local de presión en sector C}$$

$$C_{p(\text{Barlovento})} = 0.8 \quad \text{Coeficiente local de presión en pared de barlovento}$$

$$C_{p(\text{Sotavento})} = -0.4 \quad \text{Coeficiente local de presión en pared de sotavento}$$

$$P_{z(A)} = 0.0479C_{p(A)} * VD^2 = -19.46 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Presión de viento en sector A}$$

$$P_{z(B)} = 0.0479C_{p(B)} * VD^2 = -45.09 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Presión de viento en sector A}$$

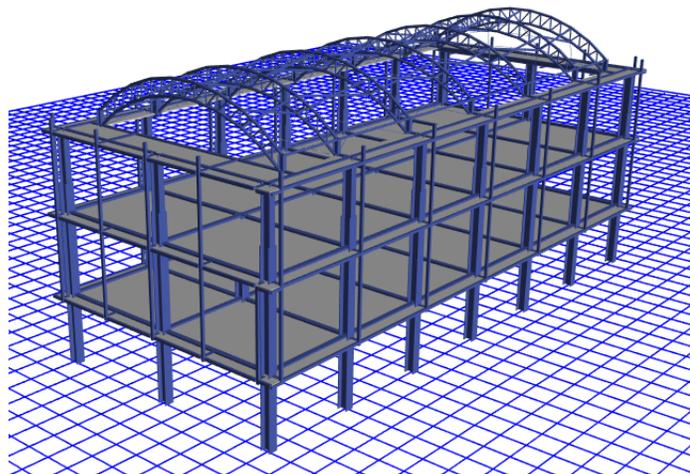
$$P_{z(C)} = 0.0479C_{p(C)} * VD^2 = -24.96 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Presión de viento en sector A}$$

$$P_{z(\text{Barlov.})} = 0.0479C_{p(\text{Barlov.})} * VD^2 = 39.93 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Presión de viento en pared de barlovento}$$

$$P_{z(\text{Sotav.})} = 0.0479C_{p(\text{Sotav.})} * VD^2 = -19.96 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Presión de viento en pared de sotavento}$$

#### **4.2 Descripción de la estructura.**

Se tomó como modelo un edificio construido en la ciudad de Managua, Nicaragua. El edificio consta de dos niveles y un sótano debido a que nuestra monografía no se planteó el diseño del sótano se modificó la altura del terreno natural, modificando la altura y los niveles a nuestro análisis. Por lo tanto la estructura analizada constara de tres niveles en los cuales el primero se utilizara para estacionamiento, el segundo para sala de despacho y el tercer nivel como sala de archivo.



**Figura 4-3.** Vista 3d del edificio. Fuente. ETABS

El edificio posee un sistema de marcos especiales en el sentido Y de la estructura para controlar los grandes desplazamientos, estos estarán ubicados sobre los ejes A, B, C, C, D, E y F del modelo.

En la dirección x los marcos serán ordinarios debido a que es la dirección de mayor rigidez de la estructura.

A nivel de techo se cuenta con una cubierta parabólica que estará arriostrada y tensionada para evitar que el sistema forme un diafragma flexible.

##### **4.2.1 Elementos metálicos principales.**

Todas las secciones utilizadas como miembros estructurales principales son perfiles rolados en caliente. Para vigas y columnas se utilizó secciones de patín ancho W y en algunos elementos perfiles tubulares HSS redondos y cuadrados.

#### 4.2.2 Diafragma.

La losa de entrepiso está formada por láminas troqueladas de acero, GALVADEK 15T/36 calibre 22 de acero ASTM A-653 con un esfuerzo mínimo a la cedencia de 37 Ksi.

Tiene un relleno de concreto de 5 cm de espesor, la cual esta reforzada con una malla electro soldada de 6 x 6 8/8 con conectores de corte.

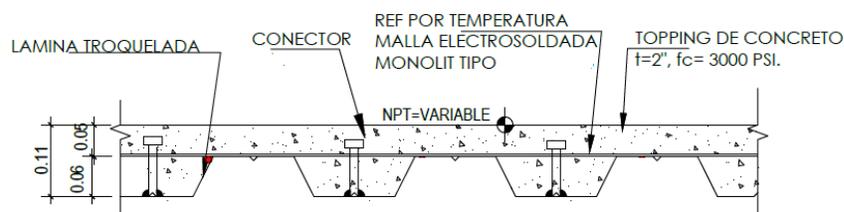


Figura 4-4, Lámina troquelada.

#### 4.2.3 Transferencia de cargas.

Las cargas son asignadas directamente a la losa, la cual le transmite a las viguetas las cargas gravitacionales (peso propio, sobrecarga y carga viva). Las viguetas a su vez transmiten las cargas a las vigas en los ejes tangenciales y estas últimas la transfieren a las columnas, las que se encargan de dirigirla hacia la fundación.

#### 4.2.4 Cargas gravitacionales.

##### Peso propio.

Debido a que el programa ETABS calcula los pesos propio de los elementos se procedió a calcular solamente las sobrecargas permanentes y vivas.

##### Sobrecarga

Los pesos de los materiales son tomados de las tablas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A y 6A del RNC-07

**Tabla 4-1.** Cargas vivas

	Kg/m <sup>2</sup>	CVR(kg/m <sup>2</sup> )	
<b>Carga viva 1er nivel =</b>	250	100	Oficina: despachos
<b>Carga viva 2do nivel =</b>	500	250	Oficina: sala de archivo
<b>Carga viva techo</b>	100	40	

**Tabla 4-2.** Cargas permanentes 1er y segundo nivel.

<b>Carga permanente (ETABS modelo) 1er nivel y 2do nivel</b>		
<b>Cielo falso</b>	5.0000	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Ladrillo cerámico</b>	30.0000	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Mortero</b>	22.0000	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Accesorios</b>	12.0000	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Particiones</b>	23.0000	Kg/m <sup>2</sup>
<b>CP</b>	92.0000	Kg/m <sup>2</sup>

**Tabla 4-3.** Cargas permanentes de techo.

<b>Carga permanente techo (EMMEDUE)</b>		
<b>impermeabilizante asfáltico</b>	10.0000	kg/m <sup>2</sup>
<b>Cielo falso de aluminio y plycem</b>	5.0000	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Accesorios</b>	10.0000	kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso de núcleo de poroplast (10cm)</b>	1.3.0000	kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso de doble malla electrosoldada <math>\Phi</math> 2.4mm</b>	3.0000	kg/m <sup>2</sup>
<b>2.5 cm de espesor de mortero parte inf.</b>	55.0000	kg/m <sup>2</sup>
<b>CP</b>	84.3.0000	kg/m <sup>2</sup>

La losa de EMMEDUE se modeló como una losa maciza los pesos de sus componentes se agregaron como carga externa.



### **4.3 Análisis sísmico.**

El reglamento nacional de la construcción establece en su artículo 17 que “*Toda estructura deberá ser diseñada y construida, para resistir, las cargas sísmicas determinadas según el presente*”, por lo cual, para realizar el análisis sísmico de la estructura se procedió a utilizar el método dinámico, este nos permite analizar todo tipo de estructura independientemente de sus características.

#### **4.3.1 Parámetros sísmicos según el RNC-07.**

##### **Grupo (Arto. 20).**

La estructura a analizar es de normal importancia por lo que pertenece al grupo B. Estas estructuras el reglamento las define como aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.

##### **Factor de Reducción por ductilidad (Arto. 21).**

En nuestro reglamento no se aclara que coeficiente de ductilidad se debe utilizar cuando existe una combinación de sistemas en diferentes direcciones que resisten las fuerzas sísmicas, en nuestro caso existen marcos OMF en el sentido longitudinal del edificio y SMF en el sentido transversal, por lo cual se consultó la ASCE 7-16 y se encontró en su capítulo 12.2.2 que donde están dichos sistemas se le debe aplicar el coeficiente Q que le corresponda.

Con lo mencionado anteriormente se procedió a elegir los coeficientes de ductilidad con respecto al sistema para su debido análisis, por tanto, se tiene que en la dirección donde se ubican los OMF se utilizara un  $Q = 2$  y en la dirección donde se encuentra los SMF se utilizara  $Q = 4$

### Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22).

En nuestra normativa este factor es constante.

$$\Omega = 2$$

### Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto. 25)

La edificación se encuentra en la ciudad de Managua por lo que la zona sísmica es C. Asumiendo un tipo de suelo II.

$$S = 1.5$$

### Espectro de diseño.

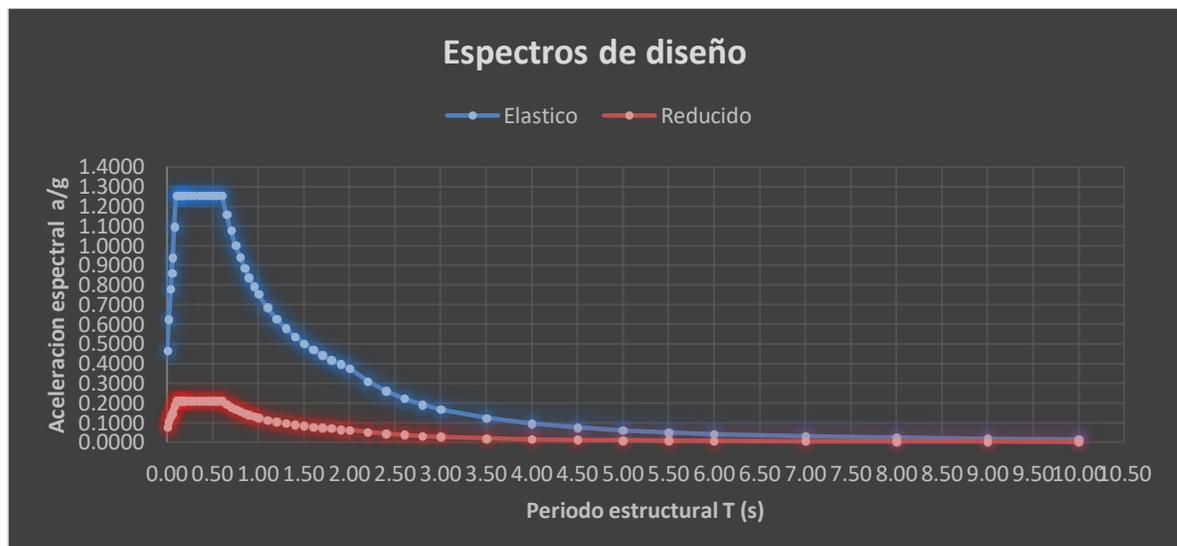


Figura 4-5. Espectro de diseño.

### 4.3.2 Condiciones de regularidad (Art.23)

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

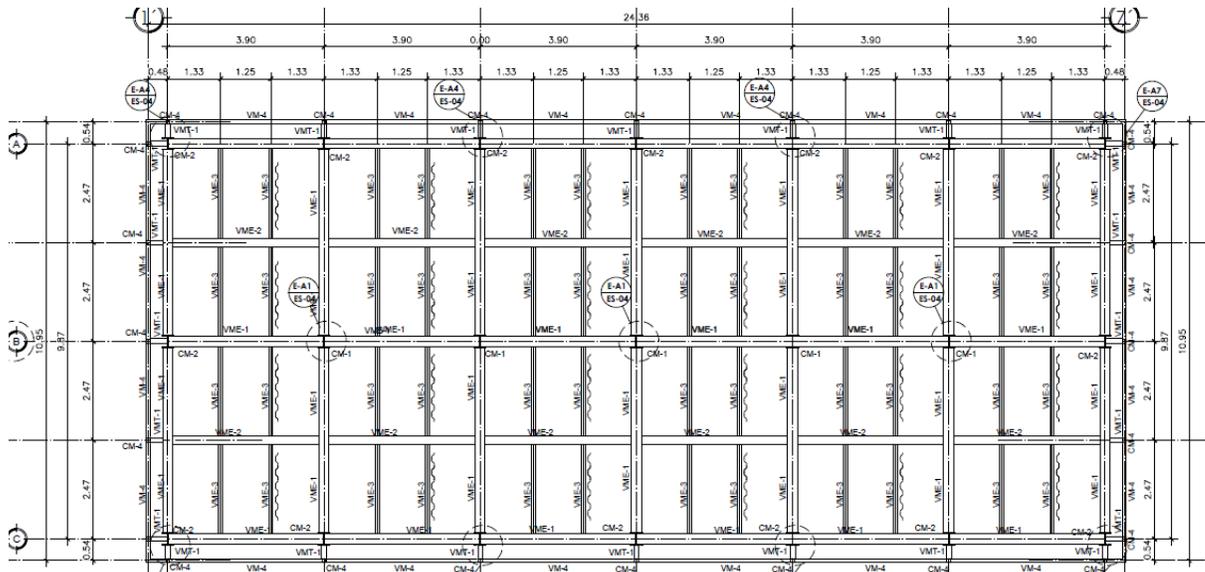


Figura 4-6. Vista en planta de entrespiso nivel 1 y 2.

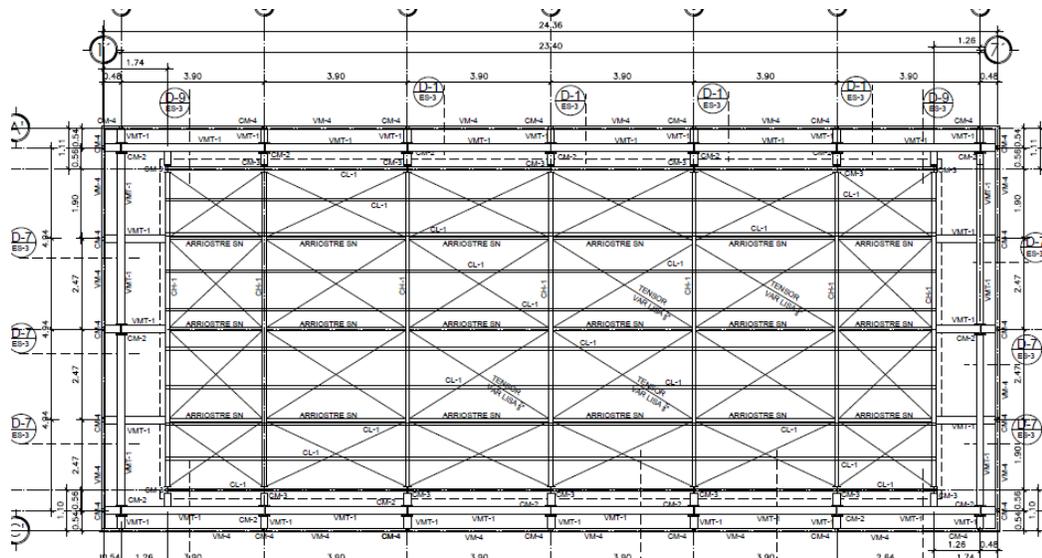
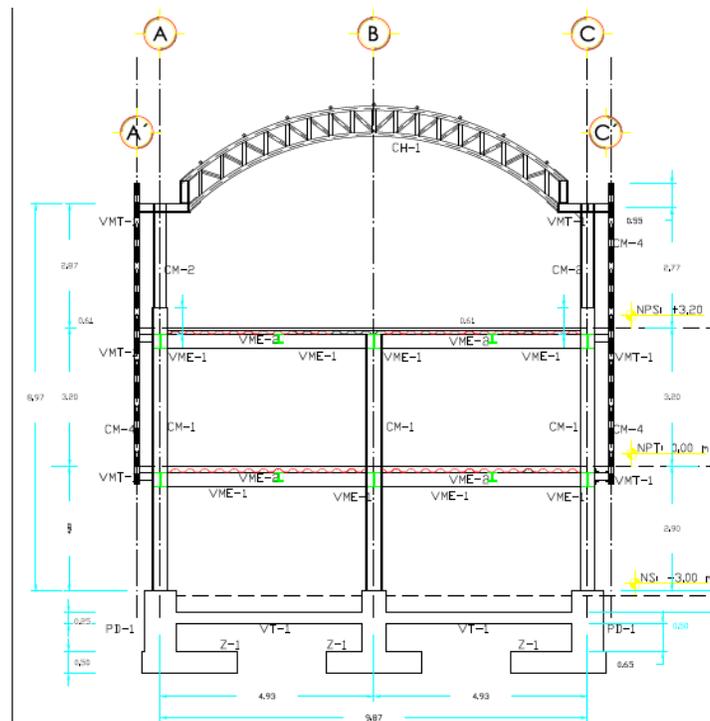


Figura 4-7. Vista en planta de techo.

Como se puede observar en la imagen la planta es simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales. **Cumple**

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.



**Figura 4-8.** Elevación del edificio con respecto a la dirección y.

H = 11.28 m altura desde el nivel del terreno natural hasta la altura media de la cercha.

B= 9.88 m

$$\frac{11.28 \text{ m}}{9.88 \text{ m}} = 1.14 < 2.5, \text{ cumple}$$

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

L = 24.36

A = 9.88

$$\frac{23.4 \text{ m}}{9.88 \text{ m}} = 2.37 < 2.5, \text{ cumple}$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. **Cumple**



5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. Tanto los entrepiso de losas compuesta como el techo son diafragma rígidos. Esto se comprobó en el análisis estructural. **Cumple**

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

En los planos se observa una abertura a nivel de techo mayor del 20%. **No Cumple.**

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

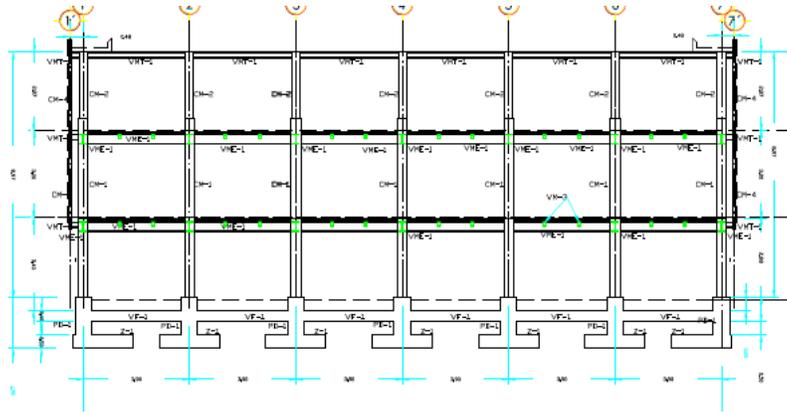
**Tabla 4-4.** Pesos por nivel.

Nivel	Altura (m)	w (ton)	W/Wn-1	Estado
Techo	8.98	60.2266	0.3043	Cumple
2do nivel	5.88	197.8876	1.38285	No cumple
1er nivel	2.68	143.1016		

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Los entrepisos y el techo tienen las mismas áreas, por lo tanto, **cumple**

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. **Cumple**



**Figura 4-9.** Elevación del edificio con respecto a la dirección x.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

**Tabla 4-5 Rigidez al corte de entrepiso (sismo x)**

Nivel	Rigidez x (Ton/mm)	Rigidez x (Ton/m)
<b>Techo</b>	4.58772	4587.72
<b>2do nivel</b>	11.97303	11973.03
<b>1er nivel</b>	26.47248	26472.48

**Tabla 4-6 Rigidez al corte de entrepiso (sismo y)**

Nivel	Rigidez y (Ton/mm)	Rigidez y (Ton/m)
<b>Techo</b>	4.36939	4369.39
<b>2do nivel</b>	11.91124	11911.24
<b>1er nivel</b>	30.56008	30560.08

**Datos obtenido de ETABS versión 17.0.1**

Como se puede observar ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la rigidez del entrepiso inmediatamente inferior. **Cumple**



11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Tabla 4-6. Resistencia al corte de entrepiso (sismo x)				
Nivel	V <sub>x</sub> (kg)	50% V <sub>x</sub>	V <sub>x</sub> -V <sub>n-1</sub> (kg)	Estado
Techo	30129.7229	15064.8615	-	-
2do nivel	108194.1464	54097.0732	19603.3866	Cumple
1er nivel	127797.533	63898.7665	-	-

Tabla 4-7. Resistencia al corte de entrepiso (sismo y)				
Nivel	V <sub>y</sub> (Kg)	50% V <sub>y</sub>	V <sub>y</sub> -V <sub>n-1</sub>	Estado
Techo	16336.2388	8168.1194	-	
2do nivel	53973.1846	26986.5923	8704.6061	Cumple
1er nivel	62677.7907	31338.8954	-	

#### Datos obtenido de ETABS versión 17.0.1

El segundo nivel no excede en más de 50% el cortante del primer nivel, por lo tanto, **cumple**.

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Nivel	Centro de masa (ETABS)		Centro de rigidez (ETABS)	
	X <sub>cm</sub>	Y <sub>cm</sub>	X <sub>cr</sub>	Y <sub>cr</sub>
2do nivel	11.7009	4.9399	11.702	4.9419
1er nivel	11.7216	4.948	11.7117	4.9444

Tabla 4-7 Excentricidad en el eje X				
Nivel	e <sub>x</sub> (m)	X (m)	10% X (m)	X <sub>cr</sub>
2do nivel	0.0011	24.3600	2.4360	Cumple
1er nivel	0.0099	24.3600	2.4360	Cumple

Tabla 4-8 Excentricidad en el eje Y				
Nivel	e <sub>y</sub> (m)	Y (m)	10% Y (m)	Y <sub>cr</sub>
2do nivel	0.0020	10.9600	1.0960	Cumple
1er nivel	0.0036	10.9600	1.0960	Cumple

Al verificar los criterios de regularidad de nuestra estructura se encontró que los criterios 6 y 7 no se cumplen, por lo que, el coeficiente de ductilidad  $Q$  debe ser corregido debido a la irregularidad de la estructura. Nuestro Reglamento nacional de construcción (2007) en su arto 23 inciso d, establece que en caso de no cumplirse dos criterios el coeficiente de ductilidad  $Q$  debe ser multiplicado por un factor de 0.8.

Se le aclara al lector que los criterios de regularidad 10, 11 y 12 se verifican una vez realizado el análisis sísmico. Por lo tanto nosotros para la verificación de dichos criterios ya contemplamos las modificaciones realizadas a los coeficientes de ductilidad y el incremento de la aceleración del espectro para que en la dirección de análisis correspondiente se cumpla que el cortante basal dinámico sea al menos el 80% del estático, esto último se aclara en el capítulo 4.3.3 Análisis modal espectral.

#### 4.3.3 Análisis modal espectral

##### 4.3.3.1 Análisis estático (validación del dinámico).

Al utilizar el análisis modal espectral como método de diseño se debe cumplir con lo establecido en el artículo 33 inciso a, revisión por cortante basal, por lo que para su validación se procedió a realizar el análisis estático en el programa ETABS.

Tabla 4-9 Parámetros sísmicos.		
<b>Grupo :</b>	B	Arto 20
<b>Zonificación sísmica:</b>	C	
<b>Tipo de suelo</b>	II	Arto 25
<b>S =</b>	1.5	Arto 25
<b>a0</b>	0.31	g
<b>d =</b>	0.837	
<b><math>\Omega</math> =</b>	2	

Para los OMF  $Q = 2 \times 0.8 = 1.6$  en la dirección X y para los SMF  $Q = 4 \times 0.8 = 3.2$  en la dirección Y.

**Determinando el coeficiente sísmico (art 24)**

$$C_x = \frac{S (2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} = 0.3924$$

$$C_y = \frac{S (2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} = 0.1962$$

Se debe comprobar que los coeficientes sísmico C es mayor que S x a<sub>0</sub>, en caso de no cumplirse esta relación el coeficiente a utilizar será el resultado que se obtenga del producto S x a<sub>0</sub>.

$$S \times a_0 = 1.5 \times 0.31 g = 0.465 g$$

Como se puede observar C<sub>x</sub> y C<sub>y</sub> son menores que S x a<sub>0</sub> por lo que el coeficiente a utilizar para el análisis será 0.465 g.

Fuerza cortante.

$$F_{si} = c \times W_i \times h_i \times \frac{\sum W_i}{\sum W_i \times h_i} \quad \text{Donde: } W_i: \text{Peso de cada nivel de entrepiso}$$

h<sub>i</sub>: Altura de entrepiso de cada nivel

**Tabla 4-10** Cortante basal estático.

Nivel	altura (m)	wi (ton)	wihi	Fsi (ton)	Momento de volteo
Techo	8.98	60.2214	540.7880	48.3223	433.9343
2do nivel	5.88	197.8828	1163.5511	103.9695	611.3408
1er nivel	2.68	143.1016	383.5123	34.2689	91.8406
	Σ	401.20583	2087.851406	186.5607	1137.115708

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf
Sismo x 1	-186560.7137	0
Sismo x 2	-186560.7137	0
Sismo y 1	0	-186560.7137
Sismo y 2	0	-186560.7137

**Figura 4-10.** Cortante basal estatico. ETABS .

Al realizar nuestro análisis con este coeficiente se está siendo demasiado conservador, lo cual conlleva incrementar los costó de nuestra estructura. Debido

a que nuestro reglamento (RNC-07) en su artículo 32 inciso b permite reducir la fuerza del sismo se procedió a determinar el periodo fundamental de la estructura.

**Reducción de fuerza sismica.**

De acuerdo al reglamento el periodo fundamental de la estructura se determina de la siguiente manera:

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_{s_i} x_i}}$$

Donde:  $x_i$  el desplazamiento del nivel  $i$ , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza calculados según la fuerza del artículo 32.

**Tabla 4-11** Análisis de periodo fundamental dirección X

Nivel	Despl x (m)	Wi (ton)	Fsi (ton)	WiXi^2	FsiXi
Techo	0.031533	60.2214	48.3223	0.0599	1.5237
2do nivel	0.020283	197.8828	103.9695	0.0814	2.1088
1er nivel	0.007617	143.1016	34.2689	0.0083	0.2610
			Σ =	0.1496	3.8936

$$T_x = 2\pi \times \sqrt{\frac{0.1496 \text{ ton} * m^2}{\frac{9.81m}{s^2} * 3.8936 \text{ ton} * m}} = 0.3932 \text{ seg}$$

**Tabla 4-12** Análisis de periodo fundamental dirección Y

Nivel	Despl y (m)	Wi (ton)	Fsi (ton)	WiYi^2	FsiYi
Techo	0.033854	60.2214	48.3223	0.0690	1.6359
2do nivel	0.021037	197.8828	103.9695	0.0876	2.1872
1er nivel	0.006762	143.1016	34.2689	0.0065	0.2317
			Σ =	0.1631	4.0548

$$T_Y = 2\pi \times \sqrt{\frac{0.1631 \text{ ton} * m^2}{\frac{9.81m}{s^2} * 4.0548 \text{ ton} * m}} = 0.4024 \text{ seg}$$

Como hemos encontrado el periodo fundamental de la estructura en ambas direcciones, debemos verificar lo establecido por el artículo 21 del RNC-07 donde Q' dependiera de si  $T > T_a$  o si  $T \leq T_a$  donde  $T_a$  es igual a 0.1 segundo. En nuestro caso ambos periodos son mayores que 0.1 segundo por lo que  $Q' = Q$ , es decir nuestro coeficiente de ductilidad elegido al inicio no será modificado.

Al realizar este paso podemos reducir la fuerza sísmica utilizando los coeficientes sísmicos calculado en cada dirección al inicio. Los resultados obtenidos son los siguientes.

Para  $C_x = 0.3924$  (Dirección x)

**Tabla 4-13** Fuerza sísmica reducida dirección X

Nivel	altura (m)	w (ton)	w <sub>ih</sub>	F <sub>si</sub> (ton)	Momento de volteo
Techo	8.98	60.2214	540.7880	40.7719	366.1321
2do nivel	5.88	197.8828	1163.5511	87.7243	515.8188
1er nivel	2.68	143.1016	383.5123	28.9144	77.4905
	Σ	401.2058	2087.8514	157.4106	959.4414

Para  $C_y = 0.1962$  (Dirección y)

**Tabla 4-14** Fuerza sísmica reducida dirección Y

Nivel	altura (m)	w <sub>i</sub> (ton)	w <sub>ih</sub>	F <sub>si</sub> (ton)	Momento de volteo
Techo	8.98	60.2214	540.7880	20.3860	183.0660
2do nivel	5.88	197.8828	1163.5511	43.8621	257.9094
1er nivel	2.68	143.1016	383.5123	14.4572	38.7453
	Σ	401.2058	2087.8514	78.7053	479.7207

Cortante basal (reducido).ETABS

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf
Sismo x 1	-157393.0494	0
Sismo x 2	-157393.0494	0
Sismo y 1	0	-78315.3792
Sismo y 2	0	-78315.3792

**Figura 4-11.** Cortante basal estatico reducido. Fuente: ETABS.

#### 4.3.3.2 Dinámico

Cortante basal dinámico.

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf
Sismox (espectro)...	127797.533	158.0817
Sismoy (espectro)...	79.0601	60934.1518

**Figura 4-11.** Cortante basal dinámico. ETABS 2017.

Revisión del cortante basal.

Cortante estático dirección X

$$0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0 = 0.8 \times 157.3930 \text{ Ton} = 125.9285 \text{ Ton}$$

Cortante estático dirección Y

$$0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0 = 0.8 \times 78.3154 \text{ Ton} = 62.6523 \text{ Ton}$$

Dinámico X (ETABS)	Vdx =	127.7975 Ton	Cumple
Dinámico Y (ETABS)	Vdy =	60.9342 Ton	No cumple

Debido a que el cortante dinámico en Y es menor que el 80% del cortante estático se debe incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que  $V_0$  iguale a este valor;  $a$  y  $Q'$  se calculan para el período fundamental de la estructura en la dirección de análisis. Ver art.33 inciso a.

Se procedió a calcular un factor para incrementar la aceleración espectral en la dirección Y, para ello se dividió el 80 % del cortante estático entre el cortante dinámico en Y.

$$\frac{0.8 \frac{a}{\Omega Q'}}{V_d} = f$$

Factor de incremento de la aceleración espectral.

$$f = \frac{62.6523 \text{ Ton}}{60.9342 \text{ Ton}} = 1.0282$$

Incremento de la aceleración.

$$1.0282 \times 0.31g = 0.3187g$$

Obteniendo el incremento de nuestro espectro en la dirección correspondiente se procedió a modificar el factor escalar en ETABS para obtener el nuevo cortante.

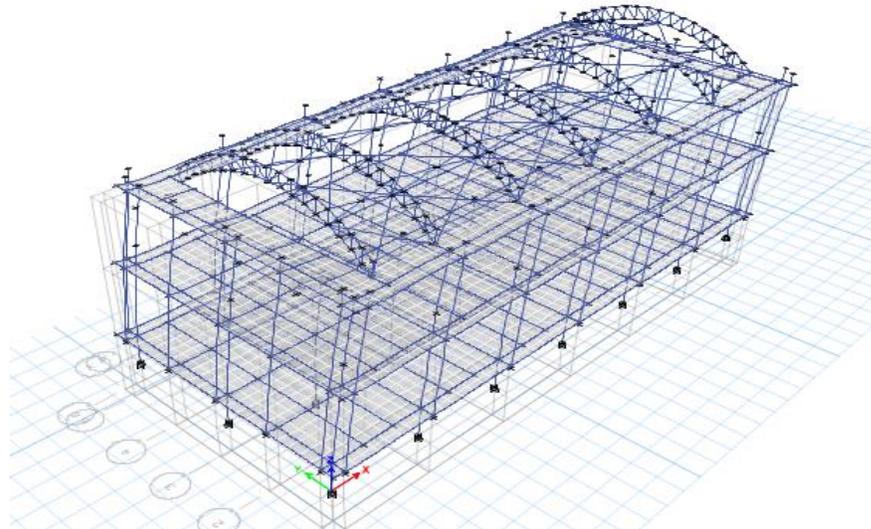
Cortantes obtenidos.

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf
Sismox (espectro)...	127797.533	158.0817
Sismoy (espectro)...	81.3225	62677.7907

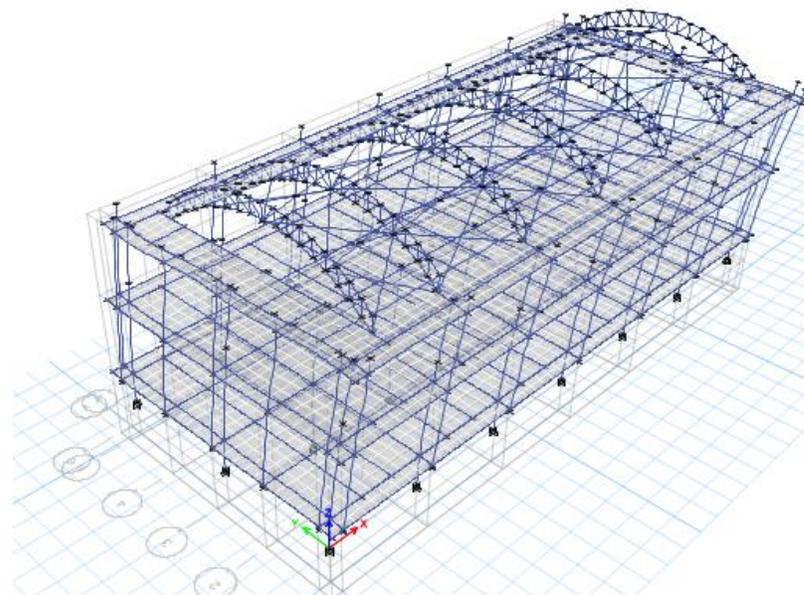
**Figura 4-12,** Cortante obtenido al incrementar la gravedad.

Fuente. ETABS 2017

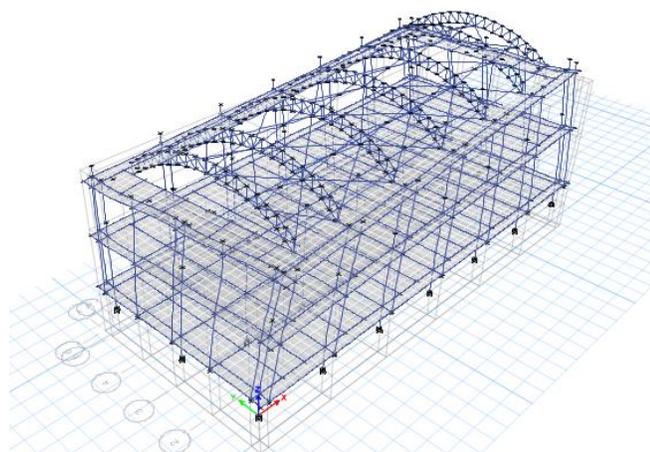
#### 4.3.3.2.1 Periodos de vibración dinámicos



**Figura 4-32.** Modo 1. Traslación en x, 0.386 seg



**Figura 4-14.** Modo 2. Traslación en y 0.365 seg



**Figura 4-15.** Modo 3. Rotación con respecto al eje z, 0.358 seg

#### 4.3.3.2 Participación de masas.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.386	0.7999	1.733E-06	0	0.7999	1.733E-06	0
Modal	2	0.365	5.024E-06	0.757	0	0.7999	0.757	0
Modal	3	0.358	0.0001	0.0049	0	0.8	0.7619	0
Modal	4	0.149	0.0982	1.711E-06	0	0.8981	0.7619	0
Modal	5	0.115	3.242E-05	0.0583	0	0.8982	0.8202	0
Modal	6	0.113	9.729E-06	0.0758	0	0.8982	0.8961	0
Modal	7	0.105	1.017E-05	0.0004	0	0.8982	0.8965	0
Modal	8	0.095	0	0.0024	0	0.8982	0.8989	0
Modal	9	0.083	0	0	0	0.8982	0.8989	0
Modal	10	0.08	0	0	0	0.8982	0.8989	0
Modal	11	0.079	0.1008	0	0	0.999	0.8989	0
Modal	12	0.078	0.0004	4.201E-06	0	0.9994	0.8989	0

**Figura 4-16.** Participación de masa. Fuente: ETABS

Como se puede observar en la imagen Fig. 4-16 la participación de masa en dirección X es del 99% y en dirección Y es de 89.89%, nuestro reglamento establece que para considerar nuestro análisis dinámico como valido al menos el 90% por ciento de la masa debe participar, por lo tanto nosotros consideramos que nuestro análisis es adecuado.

#### 4.3.3.2.1 Validación del periodo fundamental aproximado (ASCE 7-16).

El periodo fundamental de una estructura es una variable trascendental de la cual se debe tener certeza si los valores obtenidos son o no aceptables. Nuestro reglamento nacional presenta un vacío al respecto porque no nos indica una forma de validar los periodos obtenidos para asegurar el buen comportamiento de la

estructura, es por ello que se procede a utilizar la normativa de EEUU. A continuación se muestra el cálculo del período fundamental de vibración según el ASCE 7-16 capítulo 12.8.2, para el sistema estructural formado por marcos a momentos de Acero.

$$T_a = C_t h_n^x \text{ Ec. 12.8-7 (ASCE 7-16)}$$

$$\begin{aligned} C_t &= 0.0724 \\ x &= 0.8 \\ h_n &= 8.98 \text{ m} \\ T_a &= 0.4191 \text{ segundos} \end{aligned}$$

Los valores de  $C_t$  y  $x$  se obtuvieron de las tabla 12.8-2 (ASCE 7-16)

#### Límite máximo del periodo de vibración.

El límite máximo del periodo de vibración esta dado para 1 segundo (ASCE 7-16), por lo que se busca en nuestro espectro la aceleración que se generaría debido a este parámetro.

Como el valor está comprendido entre  $T_b < 1 \text{ seg} < T_c$  se tiene:

$$a = S * d * \frac{T_b}{T} = 1.5 * 0.837 * \frac{0.6 \text{ seg}}{1 \text{ seg}} = 0.753g$$

$$a = 0.753 \text{ g} > 0.4 \text{ g por lo tanto } C_u = 1.4 \text{ tabla 12.8-1 (ASCE 7-16)}$$

Periodo máximo.

$$T_{max} = C_u * T_a = 1.4 * 0.362 = 0.5867 \text{ seg}$$

Comparación de los periodos obtenidos con respecto al máximo.

Tabla 4-16 Periodos fundamentales			T (seg)	
ASCE 7-16			0.5867	
RNC-07	Estático	x	0.3932	cumple
		y	0.4024	cumple
	Dinámico	x	0.3860	cumple
		y	0.3650	cumple

#### 4.3.3.3 Revisión de desplazamientos laterales.

$$\Omega = 2$$

$$Q = 3.2 \text{ SMF } \text{ y } Q = 1.6 \text{ OMF}$$

**Límite de servicio.**

$$\Delta \text{ permisible} = 0.004$$

Nivel	altura	despl X acumulado ETABS (m)	despl X (m)	Deriva X (m)	Estado
Techo	3.1	0.022198	0.008055	0.0033259	cumple
2do nivel	3.2	0.014143	0.009205	0.003682	cumple
1er nivel	2.68	0.004938	0.004938	0.0023584	cumple

Nivel	altura	despl Y acumulado ETABS (m)	despl Y (m)	Deriva Y(m)	Estado
Techo	3.1	0.011854	0.004593	0.003793	cumple
2do nivel	3.2	0.007261	0.004968	0.003974	cumple
1er nivel	2.68	0.002293	0.002293	0.002190	cumple

**Estado límite de colapso.**

$$\Delta \text{ permisible} = 0.015 \quad Q = 1.6 \text{ OMF}$$

Nivel	altura	despl X acumulado ETABS (m)	despl X (m)	Deriva X (m)	Estado
Techo	3.1	0.022198	0.008055	0.008315	cumple
2do nivel	3.2	0.014143	0.009205	0.009205	cumple
1er nivel	2.68	0.004938	0.004938	0.005896	cumple

$$\Delta \text{ permisible} = 0.03 \quad Q = 3.2 \text{ OMF}$$

Nivel	altura	despl Y acumulado ETABS (m)	despl Y (m)	Deriva Y(m)	Estado
Techo	3.1	0.011854	0.004593	0.009482	cumple
2do nivel	3.2	0.007261	0.004968	0.009936	cumple
1er nivel	2.68	0.002293	0.002293	0.005476	cumple



#### **4.3.4 Sistema de piso y techo: Diafragma horizontales.**

Debido a que la ciudad de Managua está ubicada en una zona altamente sísmica es necesario conocer el comportamiento del entrepiso, ya que, estos transfieren las cargas generadas por el sismo y una configuración errónea podría ocasionar que estos se comportaran como diafragmas flexibles ocasionando grandes distorsiones de entrepiso.

El RNC-07 en su artículo 7 inciso m define dos tipos de diafragmas:

- Diafragmas flexibles

Es aquel sistema de techo o entrepiso que sólo tiene capacidad de transmitir fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma.

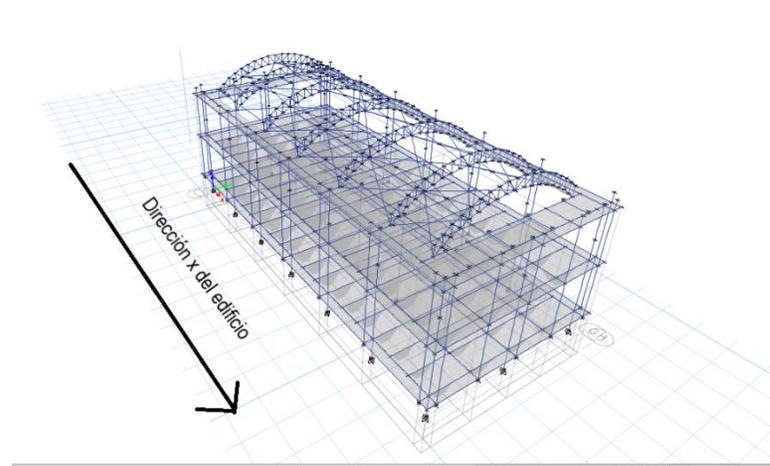
- Diafragma rígido

Diafragma, ya sea de techo o entrepiso que pueda distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo.

El edificio analizado presenta en su primer y segundo nivel un sistema de piso tipo Steel deck, en el cual la losa de concreto se une a la viga a través de conectores de corte, la losa posee 5 cm de espesor, por lo que, se puede considerar un diafragma rígido. Sin embargo a nivel de techo presenta una cercha que debido a su flexibilidad, aunque esté debidamente arriostrada y con sus contravientos, puede presentar dificultades para actuar como un diafragma rígido, por lo cual, se procederá a revisar si la máxima deflexión del diafragma (MDD) es menor que dos veces el desplazamiento máximo de piso de los elementos verticales (DMPEV).

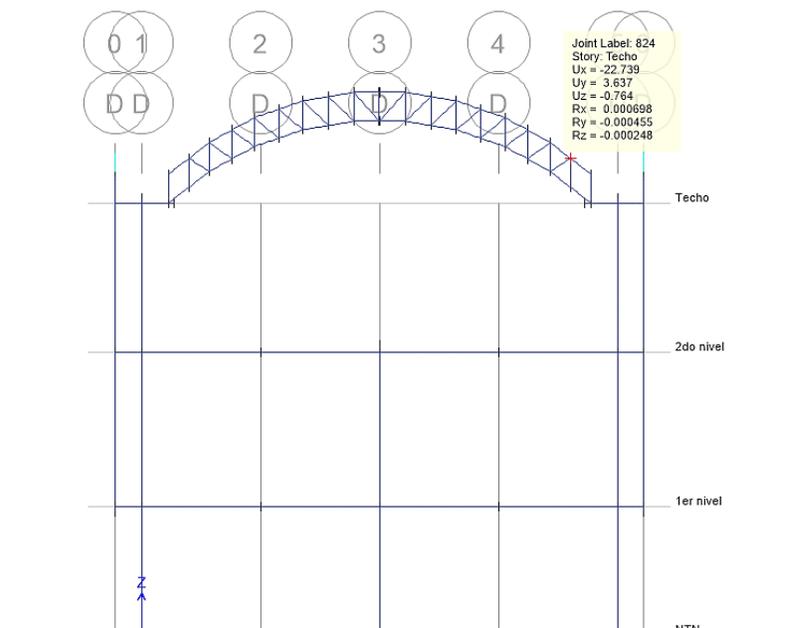
Revisión del diafragma de techo.

El desplazamiento del techo se encuentra en la dirección X del edificio.

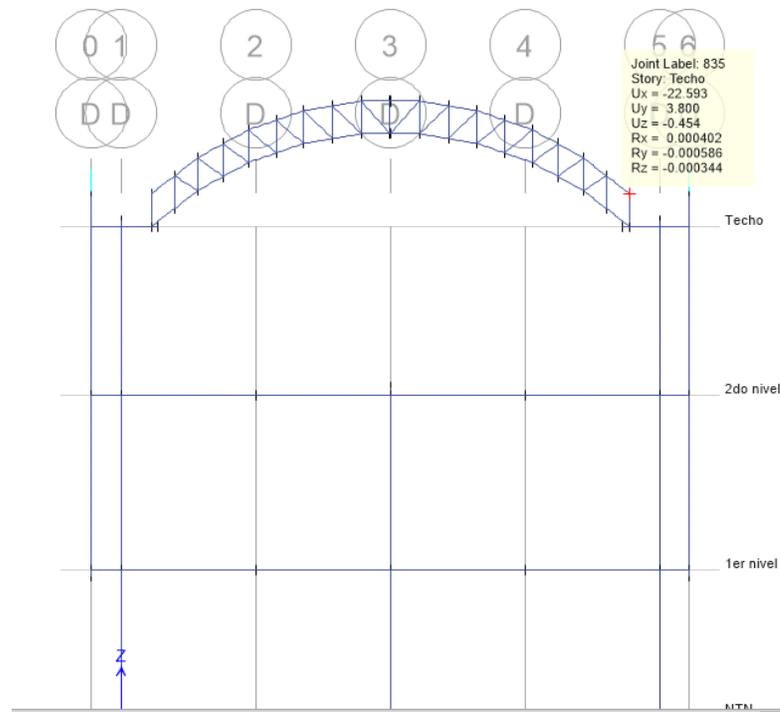


**Figura 4-16.** Perspectiva del edificio.

En la siguiente figura se aprecia el desplazamiento mayor del techo (nodo X= 11.7, Y= 8.89, Z= 9.91), por la combinación de carga crítica 1.2 CM +CVR + Ex +0.3Ey. El valor del desplazamiento máximo en dirección x es de 22.739 mm, mientras que el valor del desplazamiento del elemento vertical resistente (columna) es de 22.539 mm.



**Figura 4-17.** Desplazamiento máximo de la cercha.



**Figura 4-18.** Desplazamiento máximo del elemento vertical

Fuente: ETABS.

Por lo tanto, se tiene que

MDD: 22.739 mm

DMPEV: 22.539 mm

$2 \times \text{DMPEV} = 45.078 \text{ mm}$

$2 \times \text{DMPEV} > \text{MDD}$ , cumple. Diafragma rígido.

## V. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se aborda el diseño de los elementos estructurales considerando lo estipulado en las normas AISC 341, 358 y 360 del año 2016.

Las propiedades de los perfiles se consiguieron del manual de construcción de acero en su décima cuarta edición. Se considera que los perfiles W (ala ancha) serán de acero A36 y los perfiles tubulares redondo y cuadrado de acero ASTMGrB 42 y 46 Ksi respectivamente.

Las combinaciones de carga utilizadas para nuestro diseño son las estipuladas por nuestro reglamento nacional de construcción (RNC-07) para el método LRFD.



**Figura 5-1.** Diseño de estructuras de acero  
Fuente: EMPRESA Estructuras metálicas prefabricadas

## 5.1 Diseño de Largueros de Techo

### 5.1.1 Cargas Gravitacionales

Cubierta de Techo (Lamina TS-20)	= 12.7 Kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones Eléctricas	= 10 Kg/m <sup>2</sup>
Cielo Falso de Aluminio y Plycem	= <u>5 Kg/m<sup>2</sup></u>
Total de Carga Muerta (TCM)	= 27.7 Kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Uniforme (CVU) (Arto.11 RNC-07)	= <u>10 Kg/m<sup>2</sup></u>
<b>Carga Muerta + Carga Viva</b>	<b>= 37.7 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga Viva Puntual (Arto.11 RNC-07)</b>	<b>= 100 Kg</b>

### 5.1.2 Definición de perfil a utilizar

Propiedades:

$\varnothing = 7.62 \text{ cm}$	Diámetro de la sección
$t = 0.2381 \text{ cm}$	Espesor de la sección
$P_p = 5.17 \text{ Kg/m}$	Peso propio
$L = 3.9 \text{ m}$	Longitud
$S = 1.07 \text{ m}$	Separación
$F_y = 3235.03 \text{ Kg/cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del acero
$E = 2,039,477.8 \text{ Kg/cm}^2$	Modulo de elasticidad

### 5.1.3 Calculo de Fuerzas de Diseño

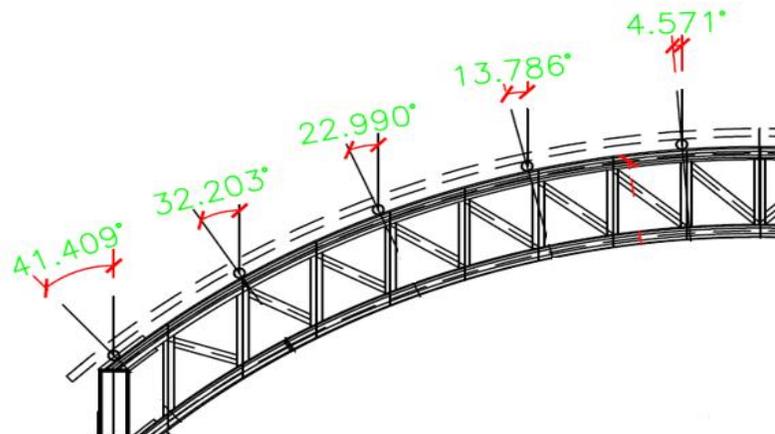
#### Cargas linealmente distribuidas

$$CM = (TCM * S) + P_p = 35.05 \text{ Kg/m} \quad \text{Carga muerta por metro lineal}$$

$CV = (CVU * S) = 10.7 \text{ Kg/m}$  Carga viva por metro lineal

$CV(\text{Puntual}) = 100 \text{ Kg}$  Carga viva puntual

$Pz = (Pz * S) = -48.64 \text{ Kg/m}$  Presión de viento



**Figura 5-2.** Detalle de la ubicación de los largueros sobre la armadura

Para las fuerzas de diseño se selecciona el larguero número 4 que presenta un ángulo de inclinación de 4.571 grados lo cual generara, la mayor componente de carga en el eje “y”.

#### Componentes de carga muerta

$$CM_x = (35.05 \text{ kg/m}) * \text{sen}(4.571^\circ) = 2.79 \text{ Kg/m}$$

$$CM_y = (35.05 \text{ kg/m}) * \text{cos}(4.571^\circ) = 34.94 \text{ Kg/m}$$

#### Componentes de carga viva

$$CV_x = (10.7 \text{ kg/m}) * \text{sen}(4.571^\circ) = 0.86 \text{ Kg/m}$$

$$CV_y = (10.7 \text{ kg/m}) * \text{cos}(4.571^\circ) = 10.75 \text{ Kg/m}$$

#### Componentes de carga viva (Puntual)

$$CV(\text{Puntual})_x = (100 \text{ kg/m}) * \text{sen}(4.571^\circ) = 7.97 \text{ Kg/m}$$

$$CV(Puntual)_y = (100 \text{ kg/m}) * \cos(4.571^\circ) = \mathbf{99.68 \text{ Kg/}}$$

**Tabla 5-1** Resumen de componentes de cargas de cada larguero

N° de Larguero	Componentes de CM		Componentes de CV		Componentes de Ptotal	
	CMx (kg/m)	CMy (kg/m)	CVx (kg/m)	CVy (kg/m)	Px (kg)	Py (kg)
1	23.18714886	26.29233096	7.134165824	8.089560735	66.1429684	75.0007182
2	18.680567	29.66423698	5.747591629	9.127020618	53.2876276	84.6193166
3	13.64117028	32.29317285	4.197082248	9.93588524	38.912395	92.1185406
4	8.353735262	34.04622808	2.570257041	10.47526103	23.8296158	97.1192536
<b>5</b>	<b>2.79316537</b>	<b>34.9446529</b>	<b>0.859394358</b>	<b>10.7516862</b>	<b>7.9677001</b>	<b>99.682073</b>

El cálculo de las componentes de las cargas, se realizó para un lado de la armadura debido a que es simétrica. Se observa que las mayores componentes se presentan en “y”, en el quinto larguero, por lo que se toman estos valores para el diseño del mismo.

Para la carga puntual, la combinación es (1.6 x Ptotal), ya sea en X o Y.

La factorización de cargas se realizara utilizando las combinaciones de carga del reglamento nacional de la construcción (RNC-07).

### Combinaciones de cargas según RNC-07

$$C_1^u = 1.4(CM)$$

$$C_2^u = 1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)$$

$$C_3^u = 1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + Fs + CV$$

$$C_5^u = 0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + Fs + 1.6(PS)$$

### Cargas Factorizadas para “y” (Wy)

C1 =	48.92251406	Kg/m
<b>C2 =</b>	<b>59.1362814</b>	<b>Kg/m</b>
C3 =	-25.13445208	Kg/m
C4 =	52.68526969	Kg/m
C5 =	-46.36953415	Kg/m
C6 =	31.45018761	Kg/m

### Cargas Factorizadas para “x” (Wx)

C1 =	3.910431512	Kg/m
C2 =	4.726829411	Kg/m
C3 =	-73.60852897	Kg/m
C4 =	4.211192796	Kg/m
<b>C5 =</b>	<b>-75.3058729</b>	<b>Kg/m</b>
C6 =	2.513848829	Kg/m

### Carga Puntual Factorizada (Pu)

<b>Puy =</b>	<b>159.491317</b>	<b>Kg</b>
<b>Pux =</b>	<b>12.7483202</b>	<b>kg</b>

#### 5.1.4 Calculo de los momentos de diseño

$$M_x = \frac{W_x * L^2}{8} + \frac{P_{ux} * L}{4} = -130.74 \text{ Kg.m} \quad \text{Momento en X}$$

$$M_y = \frac{W_y * L^2}{8} + \frac{P_{uy} * L}{4} = 267.93 \text{ Kg.m} \quad \text{Momento en y}$$

Estos son los momentos de diseño, los cuales se calcularon con la mayor combinación de cargas para los largueros.

### 5.1.5 Revisión por flexión biaxial

$$S = \frac{\pi * D^3}{32} = \mathbf{43.43 \text{ cm}^3} \quad \text{Módulo de sección}$$

$$fb = \frac{My}{Sy} + \frac{Mx}{Sx} = \mathbf{917.83 \text{ Kg/cm}^2} \quad \text{Esfuerzo actuante}$$

$$Fb = 0.6 * Fy = \mathbf{1,941.02 \text{ Kg/cm}^2} \quad \text{Esfuerzo resistente}$$

$$Fb > fb; \text{"Cumple"}$$

### 5.1.6 Revisión por deflexiones

Para el cálculo de las deflexiones se consideran únicamente las cargas gravitacionales factorizadas.

$$I = \frac{\pi * R^4}{4} = \mathbf{165.49 \text{ cm}^4} \quad \text{Inercia de la sección}$$

$$\Delta_{max} = -\frac{5WL^4}{384EI} - \frac{PL^3}{48EI} = \mathbf{-1.11 \text{ cm}} \quad \text{Deflexión máxima}$$

$$\Delta_{perm} = -\frac{L}{240} = \mathbf{-1.625 \text{ cm}} \quad \text{Deflexión permisible}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{perm}; \text{"Cumple"}$$

## 5.2 Diseño de elementos de cercha

### 5.2.1 Cargas gravitacionales transmitidas a la armadura por los largueros

$$CM = 27.7 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 10 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV \text{ (Puntual)} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso Propio} = 5.17 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Separación entre largueros} = 1.07 \text{ m y } 0.88 \text{ m}$$

$$CM1 = (CM * S1) + P_p = \mathbf{35.06 \text{ Kg/m}} \quad \text{Carga muerta por metro lineal}$$

$$CM2 = (CM * S2) + P_p = \mathbf{29.70 \text{ Kg/m}} \quad \text{Carga muerta por metro lineal}$$

$$CV1 = (CV * S1) = \mathbf{10.7 \text{ Kg/m}} \quad \text{Carga viva por metro lineal}$$

$$CV2 = (CV * S2) = \mathbf{8.8 Kg/m} \quad \text{Carga viva por metro lineal}$$

$$CV(\text{Puntual}) = \mathbf{100 Kg} \quad \text{Carga viva puntual}$$

Debido a que la presión de viento es negativa, esta va en sentido contrario a las cargas gravitacionales, por lo que reduciría las cargas de diseño para la armadura, lo cual no es conveniente ya que se estaría diseñando para cargas menores que las que actúan, tomando esto en consideración la presión de viento no se considerara en las cargas para la armadura.

### **Combinaciones de carga según RNC-07**

#### **Para un ancho de 1.07 m (Ancho para los largueros centrales)**

$$C1 = 1.4 * 35.06 \frac{Kg}{m} = 49.084 Kg/m$$

$$C2 = (1.2 * 35.06 Kg/m) + (1.6 * 10.7 Kg/m) = \mathbf{59.32 Kg/m}$$

$$C3 = (1.2 * 35.06 Kg/m) + 10.7 Kg/m = 52.772 Kg/m$$

#### **Para un ancho de 0.88 m (Ancho para los largueros extremos)**

$$C1 = 1.4 * 29.7 \frac{Kg}{m} = 41.58 Kg/m$$

$$C2 = (1.2 * 29.7 Kg/m) + (1.6 * 8.8 Kg/m) = \mathbf{49.81 Kg/m}$$

$$C3 = (1.2 * 29.7 Kg/m) + 8.8 Kg/m = 44.44 Kg/m$$

$$CV(\text{Puntual}) = 1.6 * 100 Kg = \mathbf{160 Kg}$$

$$CV (\text{Según RNC-07}) = 10 Kg/m^2$$

$$CV1 = 10 \frac{Kg}{m^2} * 1.07 m = \mathbf{10.7 Kg/m}$$

$$CV2 = 10 \frac{Kg}{m^2} * 0.88 m = \mathbf{8.8 Kg/m}$$

Separación entre armaduras: 3.9 m, 3.27 m y 1.32 m.

### Cargas puntuales transmitidas a la armadura

Para una separación de 3.9 m:

$$P1 = (59.32 \text{ Kg/m} + 10.7 \text{ Kg/m}) * 3.9 \text{ m} + 160 \text{ Kg} = \mathbf{433.43 \text{ Kg}}$$

$$P2 = (49.81 \text{ Kg/m} + 8.8 \text{ Kg/m}) * 3.9 \text{ m} + 160 \text{ Kg} = \mathbf{388.78 \text{ Kg}}$$

Para una separación de 3.27 m:

$$P1 = (59.32 \text{ Kg/m} + 10.7 \text{ Kg/m}) * 3.27 \text{ m} + 160 \text{ Kg} = \mathbf{389.26 \text{ Kg}}$$

$$P2 = (49.81 \text{ Kg/m} + 8.8 \text{ Kg/m}) * 3.27 \text{ m} + 160 \text{ Kg} = \mathbf{351.83 \text{ Kg}}$$

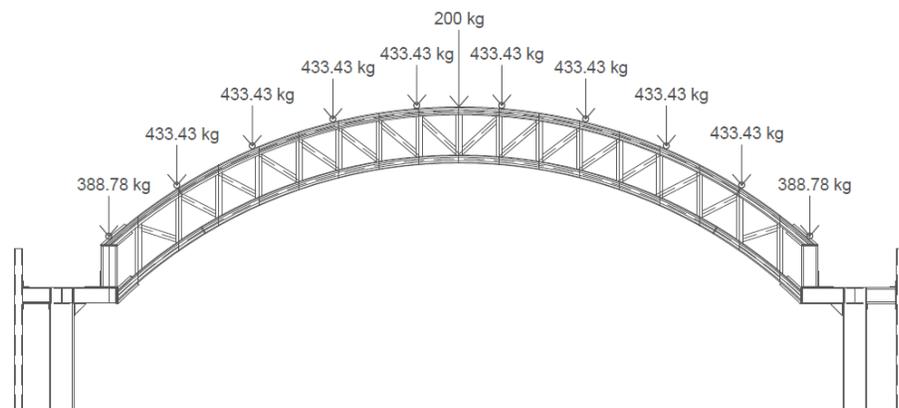
Para una separación de 1.32 m:

$$P1 = (59.32 \text{ Kg/m} + 10.7 \text{ Kg/m}) * 1.32 \text{ m} + 160 \text{ Kg} = \mathbf{252.55 \text{ Kg}}$$

$$P2 = (49.81 \text{ Kg/m} + 8.8 \text{ Kg/m}) * 1.32 \text{ m} + 160 \text{ Kg} = \mathbf{237.43 \text{ Kg}}$$

El RNC-07 en la Arto.11, indica que para el caso de elementos estructurales principales, dentro de los cuales están las armaduras, se considerara una carga concentrada de **200 Kg**, que se aplicara a la mitad del claro del elemento resistente.

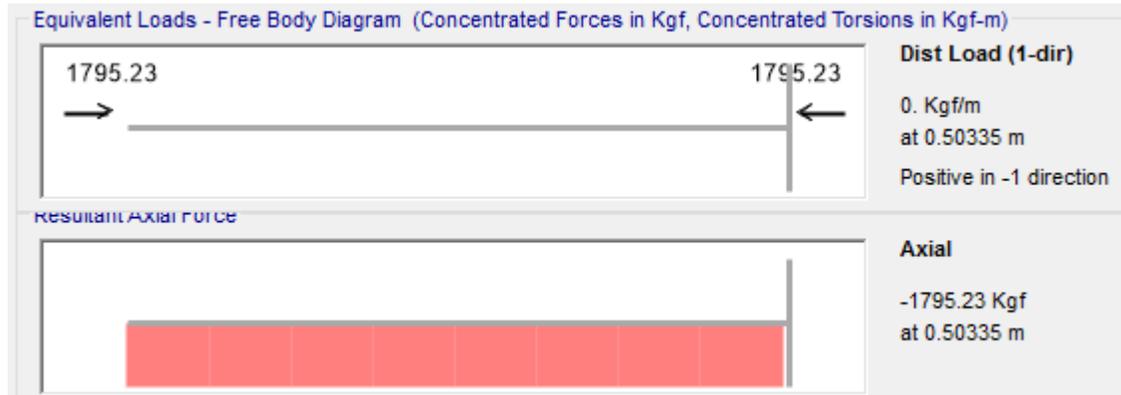
Se consideran en el análisis de la armadura las cargas generadas por una separación de 3.9 m.



**Figura 5-3. Cargas Superpuestas**

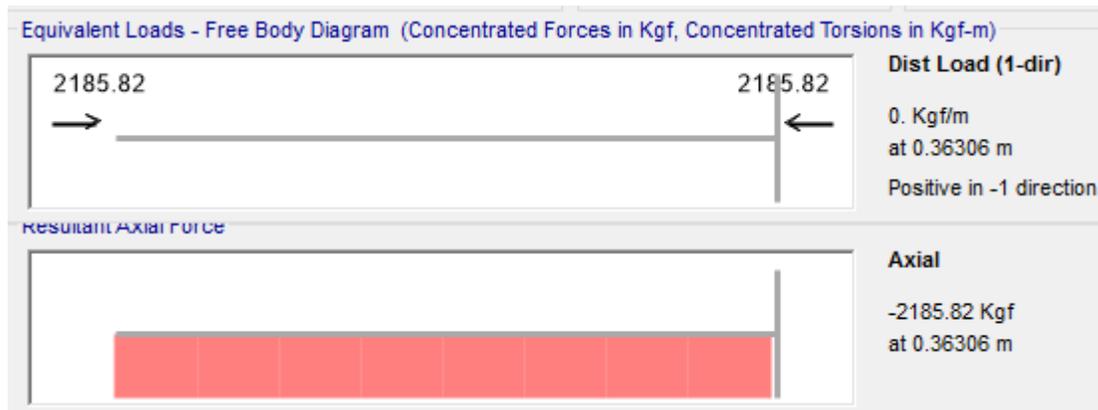
### 5.2.2 Diseño de cuerdas de la armadura

Fuerza axial de cuerda superior:



**Figura 5-4.** Mayor fuerza axial en cuerda superior de la armadura  
Fuente: Software SAP2000

Fuerza axial de cuerda inferior:



**Figura 5-5.** Mayor fuerza axial en cuerda inferior de la armadura  
Fuente: Software SAP2000

La cuerda superior e inferior, tendrán la misma sección de perfil, por lo tanto, se toma la mayor fuerza axial de las dos para el diseño.

Fuerza de diseño para las cuerdas **- 2185.82 Kg**

**Diseño preliminar**

La cuerda superior será un tubo redondo de acero ASTM A500

$L = 36.30 \text{ cm}$  Longitud

$\phi = 10.16 \text{ cm}$  Diámetro del tubo

$t = 0.3175 \text{ cm}$  Espesor del tubo

$I = 119 \text{ cm}^4$  Inercia del tubo

$A = 9.82 \text{ cm}^2$  Área del tubo

$F_y = 3231.39 \text{ Kgf/cm}^2$

$F_u = 4077.80 \text{ Kgf/cm}^2$

Según la tabla **B4.1 del AISC**, la relación ancho-espesor ( $D/t$ ) no debe exceder  $\lambda_r = 0.11 E/F_y$ , para que sea un elemento no esbelto, de lo contrario es esbelto.

$$\lambda_r = 0.11 \left( \frac{E}{F_y} \right) = 69.40$$

$$\frac{D}{t} = 32$$

$D/t < \lambda_r$ , el elemento se considera no esbelto.

$\phi = 0.9$  Factor de reducción (LRFD)

Para  $L_c/r > 25$ :

$K = 1$  Factor de longitud efectiva

$L_c = KL = 36.3 \text{ cm}$  Longitud efectiva

$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 3.48 \text{ cm}$  Radio de giro

$\frac{L_c}{r} = \mathbf{10.426}$  Relación de Esbeltez

**10.426 < 200**, Según AISC E.2 el límite de esbeltez debe ser menor que 200.

Cuando la relación de esbeltez es menor que:

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \mathbf{118.328}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \mathbf{185173.1 \text{ Kgf/cm}^2} \quad \text{Tensión de pandeo elástico}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = \mathbf{3207.87 \text{ Kgf/cm}^2} \quad \text{Tensión de pandeo por flexión}$$

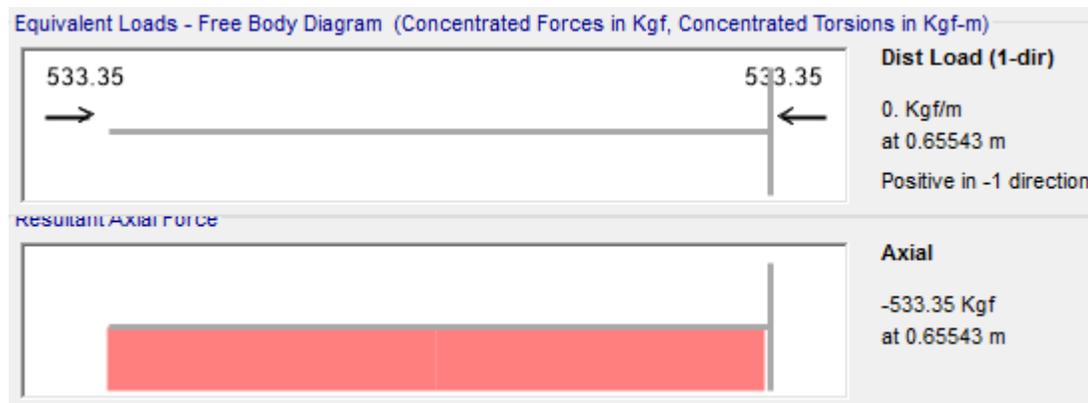
$$A_g = \mathbf{9.82 \text{ cm}^2} \quad \text{Área neta}$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g = \mathbf{28343.8 \text{ Kgf}} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$\phi P_n > \text{Fuerza de diseño}; "$ Cumple

### 5.2.3 Diseño de elementos verticales de la armadura

Fuerza axial en elementos verticales:



**Figura 5-6.** Mayor fuerza axial en elementos verticales de la armadura  
Fuente: Software SAP2000

Fuerza de diseño para elementos verticales: **- 533.35 Kg**

**Diseño preliminar**

La cuerda superior será un tubo redondo de acero ASTM A500

$L = 65.54 \text{ cm}$  Longitud

$\phi = 5.08 \text{ cm}$  Diámetro del tubo

$t = 0.238 \text{ cm}$  Espesor del tubo

$I = 10.64 \text{ cm}^4$  Inercia del tubo

$A = 3.62 \text{ cm}^2$  Área del tubo

$F_y = 3231.39 \text{ Kgf/cm}^2$

$F_u = 4077.80 \text{ Kgf/cm}^2$

Según la tabla **B4.1 del AISC**, la relación ancho-espesor ( $D/t$ ) no debe exceder  $\lambda_r = 0.11 E/F_y$ , para que sea un elemento no esbelto, de lo contrario es esbelto.

$$\lambda_r = 0.11 \left( \frac{E}{F_y} \right) = 69.40$$

$$\frac{D}{t} = 21.33$$

$D/t < \lambda_r$ , el elemento se considera no esbelto.

$\phi = 0.9$  Factor de reducción (LRFD)

Para  $L_c/r > 25$ :

$K = 1$  Factor de longitud efectiva

$L_c = KL = 65.54 \text{ cm}$  Longitud efectiva

$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 1.71 \text{ cm}$  Radio de giro

$\frac{L_c}{r} = \mathbf{38.30}$  Relación de Esbeltez

**38.30 < 200**, Según AISC E.2 el límite de esbeltez debe ser menor que 200.

Cuando la relación de esbeltez es menor que:

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \mathbf{118.328}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \mathbf{13719.41 \text{ Kgf/cm}^2} \quad \text{Tensión de pandeo elástico}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = \mathbf{2928.03 \text{ Kgf/cm}^2} \quad \text{Tensión de pandeo por flexión}$$

$$A_g = \mathbf{3.62 \text{ cm}^2} \quad \text{Área neta}$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g = \mathbf{9545.23 \text{ Kgf}} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$\phi P_n > \text{Fuerza de diseño; "Cumple"}$

### 5.2.4 Diseño de elementos diagonales de la armadura

Fuerza axial en elementos diagonales:



**Figura 5-7.** Mayor fuerza axial en elementos diagonales de la armadura

Fuente: Software SAP2000

Fuerza de diseño para elementos diagonales: **393.59 Kg**

**Diseño preliminar**

La cuerda superior será un tubo redondo de acero ASTM A500

$L = 65.46 \text{ cm}$	Longitud
$\phi = 5.08 \text{ cm}$	Diámetro del tubo
$t = 0.238 \text{ cm}$	Espesor del tubo
$I = 10.64 \text{ cm}^4$	Inercia del tubo
$A = 3.62 \text{ cm}^2$	Área del tubo

$$F_y = 3231.39 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_u = 4077.80 \text{ Kgf/cm}^2$$

**Fluencia por tracción del elemento:**

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$A_g = 3.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta}$$

$$\phi R_n = \phi * F_y * A_g = 10534.17 \text{ Kgf} \quad \text{Resistencia a fluencia por tracción}$$

$$\underline{\phi R_n > \text{Fuerza de diseño; "Cumple"}}$$

**Ruptura por tracción del elemento:**

$$A_n = 3.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta}$$

$$U = 1.00 \text{ segun Tabla D3.1 del AISC 360 - 16}$$

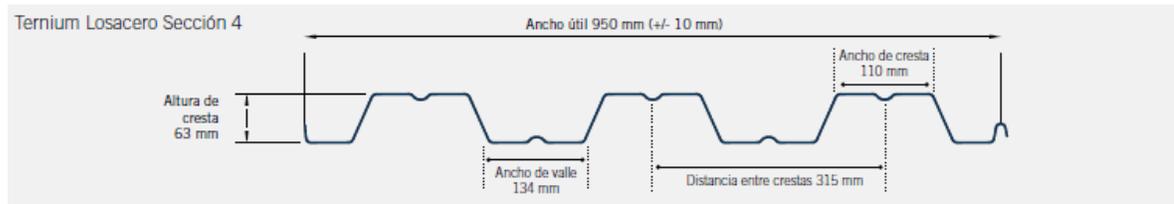
$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$A_e = A_n * U = 3.62 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta efectiva}$$

$$\phi R_n = \phi * F_u * A_e = 11077.85 \text{ Kgf} \quad \text{Resistencia a ruptura por tracción}$$

$$\underline{\phi R_n > \text{Fuerza de diseño; "Cumple"}}$$

### 5.3 Revisión de lámina troquelada



**Figura 5-8.** Losacero sección 4

Se revisara si la lámina seleccionada resiste los esfuerzos satisfactoriamente, para ello se analizara la lámina con las condiciones de carga de segundo nivel, ya que este es el más crítico. La lámina troquelada a utilizar será una losacero sección 4 calibre 22 que de acuerdo a la ficha técnica obtenida por la empresa Ternium posee las siguientes propiedades mecánicas.

Propiedades de la sección de acero						
Cal	Esp. Acero base		Peso Kg/ml	Propiedades efectivas		
	Plg.	mm		IX + CM4/MT	SX + CM3/MT	SX - CM3/MT
22	0.0274	0.70	6.92	59.32	14.89	15.44
20	0.356	0.90	8.84	81.22	20.85	21.77

**Tabla 5-2.** Propiedades de la sección de acero. Fuente: Ternium.

#### 5.3.1 Cargas que actúan.

Las cargas que actuaran en la losacero serán las cargas permanentes generados por las particiones livianas 23 kg/m<sup>2</sup>, el mortero 22 kg/m<sup>2</sup> (1cm espesor) y la cerámica de 30 kg/m<sup>2</sup>, la carga viva (CV) de 500 kg/m<sup>2</sup>, además del peso de la lámina y el concreto que de acuerdo a la ficha técnica por cada metro cuadrado hay 0.085 metros cúbicos de concreto.

Espesor de concreto CMS	Volumen de concreto
	M3/M2
5	0.085
6	0.095
8	0.115
10	0.135
12	0.155

**Tabla 5-3.** Volumen de concreto. Fuente: Ternium

$$W_{\text{concreto}} := 0.085 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 204 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CM := 23 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 6.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 204 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 285.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV := 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Factorizando las carga.

$$1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot CV = 1143.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

### 5.3.2 Esfuerzo requerido a flexión

$$S_x := 14.89 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección}$$

$$L := 1.3 \text{ m} \quad \text{Separación entre vigas}$$

$$b := 1 \text{ m} \quad \text{Ancho unitario}$$

$$F_y := 3516.3410 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia (50 Ksi)}$$

Determinando el momento actuante.

$$M := \frac{1143.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot (1.3 \text{ m})^2 \cdot 1 \text{ m}}{8} = 24148.0720 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzo de fluencia requerido.

$$Fb_x := \frac{M}{S_x} = 1621.7644 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo máximo de la lámina.

De acuerdo a la ficha técnica el esfuerzo máximo que se considera actuando como cimbra es de 0.6 F<sub>y</sub>.

$$0.6 \cdot F_y = 2109.8046 \frac{kg}{cm^2}$$

Este resultado se compara con el esfuerzo requerido, como se puede observar el esfuerzo requerido F<sub>b<sub>x</sub></sub> es menor que 0.6 F<sub>y</sub>, por lo que la lámina seleccionada es adecuada para resistir las cargas que se le inducen.

### 5.3.3 Diseño del refuerzo de la losa concreto.

La losa tendrá mallas electrosoldada con varillas de 70 ksi

Refuerzo mínimo a flexión.

$e = 5.08 \text{ cm}$  Espesor de losa

$b_{unitario} := 100 \text{ cm}$  Ancho unitario.

$F_y := 70000 \frac{lb}{in}$  Esfuerzo de fluencia de las varillas 70 Ksi

DATOS TÉCNICOS							TABLA DE CONVERSIÓN			
NOMENCLATURA	DIÁMETRO DE VARILLA	ÁREA DE VARILLA	PESO		ÁREA DE REFUERZO	TIPO DE VARILLA	Grado 60 F <sub>y</sub> = 4.218 kg/cm <sup>2</sup>		Grado 40 F <sub>y</sub> = 2.812 kg/cm <sup>2</sup>	
			kg/m <sup>2</sup>	kg/pl			cm <sup>2</sup> /m	Refuerzo que sustituye	(cm <sup>2</sup> /m)	Refuerzo que sustituye
Cuadro Calibre	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kg/pl	cm <sup>2</sup> /m		Refuerzo que sustituye	(cm <sup>2</sup> /m)	Refuerzo que sustituye	(cm <sup>2</sup> /m)
6" x 6"	10/10	3.43	0.98	13.87	0.616	Corrugada	No. 2 @ 43	0.733	No. 2 @ 29	1.100
6" x 6"	9/9	3.80	1.20	16.91	0.756	Corrugada	No. 2 @ 35	0.900	No. 2 @ 23	1.350
6" x 6"	8/8	4.11	1.40	19.76	0.884	Corrugada	No. 2 @ 30	1.052	No. 2 @ 20 ó No. 3 @ 0.45	1.579
6" x 6"	7/7	4.50	1.68	23.75	1.060	Corrugada	No. 2 @ 25	1.262	No. 2 @ 17 ó No. 3 @ 0.38	1.893
6" x 6"	6/6	4.88	1.98	27.93	1.247	Corrugada	No. 2 @ 21 ó No. 3 @ 0.48	1.485	No. 2 @ 14 ó No. 3 @ 0.32	2.227
6" x 6"	4.5/4.5	5.50	2.52	35.53	1.584	Corrugada	No. 2 @ 17 ó No. 3 @ 0.38	1.886	No. 3 @ 25 ó No. 4 @ 0.45	2.829
6" x 6"	4/4	5.72	2.72	38.38	1.713	Corrugada	No. 2 @ 16 ó No. 3 @ 0.35	2.039	No. 3 @ 23 ó No. 4 @ 0.41	3.059
6" x 6"	3/3	6.20	3.19	45.03	2.013	Corrugada	No. 2 @ 13 ó No. 3 @ 0.30	2.396	No. 3 @ 20 ó No. 4 @ 0.35	3.595
6" x 6"	2/2	6.65	3.68	51.87	2.315	Corrugada	No. 2 @ 12 ó No. 3 @ 0.26	2.756	No. 3 @ 17 ó No. 4 @ 0.31	4.134

**Tabla 5-4.** Especificaciones técnicas de malla electrosoldada.

Fuente: grupomolit.com

De acuerdo a la tabla 20.2.2.4a de la ACI 318-14 los refuerzos por flexión, fuerza axial y retracción y temperatura deben cumplir con un  $F_y$  máximo de 80 Ksi. Y además las normas ASTM aplicables para la elaboración de las mallas electrosoldada deben ser ASTM 1064M o ASTM 1022M. En este caso la norma utilizada en estas mallas es ASTM 1064M.

Encontrando el acero mínimo por flexión.

La losa analizada es bidireccional por lo que presentara flexión en las dos direcciones principales, en consecuencia deben reforzarse en ambas direcciones con lechos de varillas de refuerzo perpendiculares entre sí. Debido a que la losa estará soportada en parte por la losa de acero esta lámina absorberá parte de la flexión que ocurre, es por ello que a la losa solo se le agregara el acero mínimo establecido por la ACI 318-14 en su capítulo 8.6.

$$A_g := e \cdot b_{unitario} = 508 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de concreto.}$$

Cuantía mínima de acero.

$$\rho := \frac{0.0018 \cdot 60000}{70000} = 0.001543 \quad \text{Tabla 8.6.1.1 ACI 318-14}$$

$$A_{smin1} := \rho \cdot A_g = 0.783771 \text{ cm}^2 \quad \text{Área mínima de acero requerida.}$$

De acuerdo a la ficha técnica se elegirá mallas electrosoldadas de 6" x 6" de calibre 8/8. Además este refuerzo mínimo será el mismo para retracción y temperatura.

Verificando el espaciamiento mínimo entre varillas (8.7.2.2 ACI 318-14).

El menor de:

$$S_1 := 3 \cdot e = 15.24 \text{ cm} \quad S_2 := 45 \text{ cm}$$

Como se puede observar la separación mínima entre varilla debe ser de 15.24 cm, al revisar la fichas técnicas de monolit se encontró que la separación es de 15 cm por lo que la malla cumple.

## 5.4 Diseño de vigas

En el presente apartado se procederá a revisar la resistencia de las vigas propuesta con respecto a la demanda requerida haciendo uso de la normativa AISC 360-16.

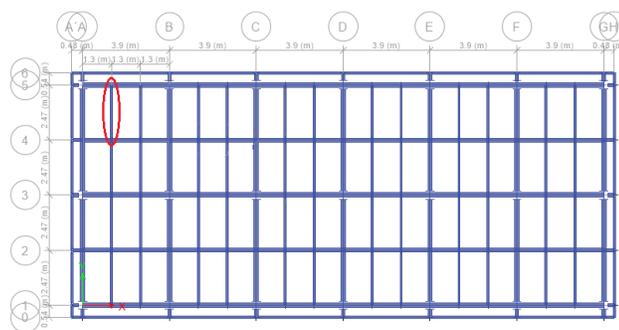
El cálculo de la deflexión para vigas simplemente apoyadas se realizara de acuerdo al manual de construcción de acero de la AISC que en su décima cuarta edición establece en su capítulo 3 que para casos comunes de viga de tramos simples y con miembros de sección I o canales, se puede determinar alternativamente la deflexión con la siguiente ecuación.

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x} \text{ Ecuación 3-3, (manual AISC)}$$

Donde el momento debe estar en Klb-ft, la longitud en ft y la inercia en in<sup>4</sup>.

C<sub>1</sub> es una constante de carga que incluye las constantes numéricas apropiadas para el patrón de carga dado, para una carga uniformemente distribuida es de 161 (ver figura 3-2 del manual).

### 5.4.1 Diseño de viguetas de entrepiso (HSS 4" X 4" X 1/8").



**Figura 5-9.** Viguetas. Fuente: ETABS

Este perfil es perpendicular a los nervios de la losacero y se le agregaran conectores de corte, por lo que el perfil trabajara como un sistema compuesto, de acuerdo al McCormac en su capítulo 16 la resistencia al corte de estos pernos no

debe ser menor al 25% del cortante necesario para una acción totalmente compuesta.

Además el elemento se encuentra simplemente apoyado por lo que no habrá flexión negativa descartándose este análisis.

El diseño de esta viga parcialmente compuesta se realizara en base al capítulo I “Diseño de miembros de sección compuesta” en sus apartados I3 “Flexión”, I4 “Corte” y para los pernos I8 “Anclaje de acero” del AISC 360-16.

Nodo inicial: X = 1.3 Y = 7.41 Z = 5.88 m

Nodo final: X = 1.3 Y = 9.88 Z = 5.88

Propiedades del perfil HSS 4 X 4 X 1/8					
A	11.4193	cm <sup>2</sup>	C	57.1909	cm <sup>3</sup>
tw	0.2946	cm	r	4.0132	cm
b/t	31.5		S	36.0515	cm <sup>3</sup>
h/t	31.5		Z	41.9509	cm <sup>3</sup>
I	183.1418	cm <sup>4</sup>	J	287.6159	cm <sup>4</sup>

Datos.

$L := 2.47 \text{ m}$  Claro

$S_{v1} := 1.3 \text{ m}$  Separación entre vigas

$E_a := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad del acero

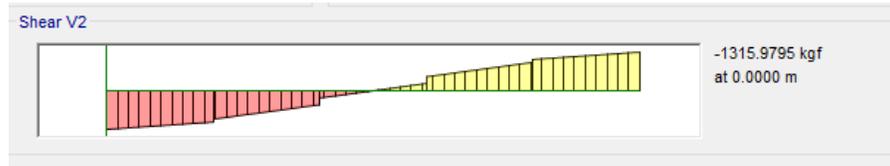
$F_y := 3235.0337 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (46Ksi)

$f_c := 210.9805 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de compresión del concreto (3Ksi)

$E_c := 233524.4901 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad del concreto.  $E_c = 33 \cdot W^{1.5} \cdot \sqrt{f_c}$   
ACI 318-14.

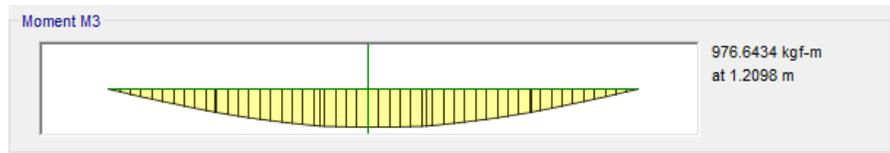
Cortante y momento último.

Combinación de carga crítica 1.2 CM + 1.6 CV.



$$V_{u,v1} := 1315.9795 \text{ kg}$$

Figura 5-10. Cortante para vigueta. Fuente: ETABS



$$M_{u,v1} := 976.6434 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Figura 5-11. Cortante para vigueta. Fuente: ETABS

Ancho efectivo de losa.

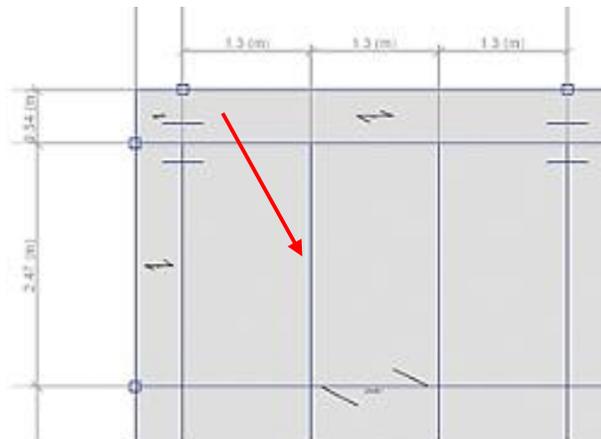


Figura 5-12. Vigueta HSS analizada. Fuente: ETABS

El ancho efectivo de losa será el menor de los siguientes:

1. 1/8 del claro de la viga medido entre centros de apoyos para claros simples y continuos.

$$b_{e,1} := \frac{1}{8} \cdot L \cdot 2 = 61.75 \text{ cm}$$

2.  $\frac{1}{2}$  de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente.

$$b_{e\_2} := \frac{1}{2} \cdot 1.3 \text{ m} \cdot 2 = 1.3 \text{ m}$$

3. La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa.

$$b_{e\_3} := 1.78 \text{ m}$$

El ancho efectivo de losa será de 61.75 cm.  $b_{e\_v1} = 61.75 \text{ cm}$

### Calculo del cortante nominal.

El AISC 360-16 explica en su capítulo I4 que para vigas compuesta con plancha colaborante de acero la resistencia al corte deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el capítulo G.

Como nuestro perfil es un HSS (caja cuadrada) el cálculo de nuestra resistencia al corte se realizara de acuerdo al capítulo G4 “*Tubos de sección rectangular y cajón, y otros miembros de simetría simple y doble*”.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \text{ Ecuación G4-1 (AISC 360-16)}$$

Determinando el cortante

$$h := 4 \text{ in} \cdot 2.54 \frac{\text{cm}}{\text{in}} = 10.16 \text{ cm} \quad \text{Altura del perfil}$$

$$t_{w_{v1}} = 0.2946 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma}$$

$$h_e := h - 3 \cdot t_{w_{v1}} = 9.2761 \text{ cm} \quad \text{Distancia libre entre las alas}$$

$$A_w := 2 \cdot h_e \cdot t_{w_{v1}} = 5.4662 \text{ cm}^2$$

Encontrando el coeficiente al corte del alma Cv2.

Esto se realiza de acuerdo al capítulo G2.2 por lo tanto se tiene.

$h_t = 31.5$  Relación ancho-espesor del alma dado en el manual AISC 14 ed.

$k_v := 5$

$$1.10 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E_a}{F_y}} = 61.7499$$

Debido a que la relación ancho-espesor del alma es menor que  $1.10 \sqrt{k_v \frac{E_a}{F_y}}$  el coeficiente Cv2 será igual a 1.

Cortante encontrado

$\phi_v := 0.9$  Factor de reducción

$V_{n_v1} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_{v2_v1} = 10610.0211 \text{ kg}$  Resistencia nominal

$\phi_v V_{n_v1} := \phi_v \cdot V_{n_v1} = 9549.019 \text{ kg}$  Resistencia reducida.

Como el cortante disponible 9549.019 Kg es mayor que el cortante ultimo 1315.9795 Kg el perfil cumple con la demanda requerida. El perfil se encuentra trabajando al 13.78% por corte.

### Resistencia a flexión positiva.

Para calcular la resistencia nominal a flexión positiva el AISC propone dos métodos uno es el de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico) el segundo es por la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamientos, para el estado límite de fluencia (momento de primera fluencia). La elección del método dependerá de la siguiente relación.

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

En donde si dicha desigualdad se satisface el método será el de la distribución de

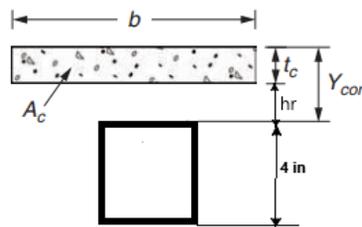
---

las tensiones plásticas de lo contrario será por la superposición de tensiones elásticas.

Para nuestro caso se tiene lo siguiente.

$$\frac{h}{tw} = 31.5 \qquad 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 94.3945$$

Como  $h/tw$  es menor que  $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  el método para calcular nuestro momento nominal será por medio de la distribución de las tensiones plásticas.



**Figura 5-13.** Viguela compuesta perpendicular al nervio.

Debido a que los nervios del soffito metálico están perpendiculares a las viguetas en el análisis solo se tomara en cuenta el área de concreto correspondiente al ancho efectivo de losa

Nota: se excluye del análisis el concreto existente dentro de los nervios. Revisar capítulo I3-2C “Resistencia de vigas compuestas con planchas colaborantes de acero” del AISC 360-16.

Transferencia de carga para momento positivo.

Para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$A_c := b_{e_{v1}} \cdot e_l = 313.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de concreto.}$$

$$V_1' := 0.85 \cdot f_c \cdot A_c = 56255.1021 \text{ kg}$$

Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero.

$$V_2' := F_y \cdot A_{v1} = 36941.9239 \text{ kg}$$

El cortante que deberán transferir los pernos para una acción totalmente compuesta es el menor de los dos casos anteriores, es decir, 36941.9239 Kg

Propiedades del perno tipo Nelson.

$$\phi_d := \frac{3}{4} \text{ in} \cdot 2.54 \frac{\text{cm}}{\text{in}} = 1.905 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del perno}$$

$$F_{u,p} := 65000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \cdot 1 \frac{\text{kg}}{2.204 \text{ lb}} \cdot 1 \frac{\text{in}^2}{(2.54 \text{ cm})^2} = 4571.2433 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a tracción}$$

$$A_{sa} := \pi \cdot \frac{\phi_d^2}{4} = 2.8502 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal del perno}$$

Determinando la resistencia de un perno.

$$E_c = 233524.4901 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto.}$$

$$f_c = 210.9805 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de compresión del concreto}$$

$$R_g := 1 \quad \text{Para un conector soldado al nervio.}$$

$$R_p := 0.75$$

$$Q_{n1} := 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} = 10003.1601 \text{ kg}$$

$$Q_{n2} := R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_{u,p} = 9771.8195 \text{ kg}$$

} Ecuación I8-1 AISC 360-16

La resistencia del conector será el menor de los resultados anteriores, por lo tanto la resistencia será de 9771.8195 kg.

Determinando la cantidad de conectores requeridos.

$$N := \frac{V_{v1}}{Q_{n,p}} = 3.7805$$

Para una acción totalmente compuesta se requiere de 4 conectores ubicados desde el momento cero al máximo, en total serán 8 conectores.

Espaciamiento de conectores.

$$S_{min} := 4 \cdot \phi_d = 7.62 \text{ cm}$$

$$S_{max} := 8 \cdot e_l = 40.64 \text{ cm}$$

Encontrando la ubicación del eje neutro plástico (ENP).

El esfuerzo de compresión en la losa se supone con un valor constante igual a  $0.85 f'_c$  sobre un área de profundidad  $a$  y ancho  $b_e$ . Para ubicar el ENP debemos encontrar  $a$ , para ello se iguala la tensión total del acero con la compresión total en la losa.

$$F_y = 3235.0337 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia (HSS)}$$

$$A_a := A_{v1} = 11.4193 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del perfil}$$

$$f_c := 210.9805 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de compresión}$$

$$b_{e,v1} = 61.75 \text{ cm} \quad \text{Ancho efectivo de losa}$$

$$e_l := 5.08 \text{ cm} \quad \text{Espesor de losa.}$$

$$h_r := 6.3 \text{ cm} \quad \text{Altura del nervio.}$$

$$A_a \times F_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b_{e_{v1}}$$

Encontrando la altura del bloque de compresión

$$a := \frac{F_y \cdot A_a}{0.85 \cdot f_c' \cdot b_{e_{v1}}} = 3.336 \text{ cm}$$

Como la altura del bloque de compresión es menor que el espesor de losa propuesto el eje neutro plástico se encontrara en la losa.

Encontrando el momento nominal.

$$d_{v1} := h = 10.16 \text{ cm} \quad \text{Peralte de la viga}$$

$$M_{n_{v1_2}} := A_a \cdot F_y \cdot \left( \frac{d_{v1}}{2} + t - \frac{a}{2} \right) = 5464.4561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b = 0.9 \quad \text{Factor de reducción}$$

$$\phi_b M_{n_{v1_2}} := \phi_b \cdot M_{n_{v1_2}} = 4918.0105 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia reducida (acción compuesta completa).}$$

### Propiedades de la sección transformada a acero.

$$\eta := \frac{E_a}{E_c} = 8.731 \quad \text{Relación modular}$$

Transformando el ancho efectivo de losa.

El ancho efectivo de losa se transforma a un ancho equivalente que poseerá las propiedades del acero.

$$b_{et} := \frac{b_{e_{v1}}}{\eta} = 7.0725 \text{ cm}$$

Encontrando el centroide de la sección transformada.

$h = 10.16 \text{ cm}$  Altura de la viga

$A_c := b_{et} \cdot e_l = 35.9283 \text{ cm}^2$  Área de concreto

$A_a := A_{v1} = 11.4193 \text{ cm}^2$  Área de acero

$y_{c1} := h + hr + \frac{e_l}{2} = 19 \text{ cm}$  Centroide del área de concreto

$y_{c2} := \frac{h}{2} = 5.08 \text{ cm}$  Centroide del área de acero.

Los centroides se midieron desde la parte inferior de la viga.

$A_T := A_c + A_a = 47.3476 \text{ cm}^2$  Área total.

$A_c \cdot y_{c1} = 682.6379 \text{ cm}^3$

$A_a \cdot y_{c2} = 58.0102 \text{ cm}^3$

Encontrando la ubicación del centroide.

$y_c := \frac{A_c \cdot y_{c1} + A_a \cdot y_{c2}}{A_T} = 15.6428 \text{ cm}$

Inercia de la losa.

$I_l := \frac{1}{12} \cdot b_{et} \cdot e_l^3 + A_c \cdot \left( h + hr + \frac{e_l}{2} - y_c \right)^2 = 482.2137 \text{ cm}^4$

Inercia de la sección de acero.

$I_a := I_{v1} + A_a \cdot \left( y_c - \frac{h}{2} \right)^2 = 1457.2199 \text{ cm}^4$

Inercia de la viga compuesta.

$I_t := I_l + I_a = 1939.4335 \text{ cm}^4$

Revisión de deflexión.

Datos.

$L = 8.1037 \text{ ft}$  Claro de la viga  $I_t = 46.5951 \text{ in}^4$  Inercia de la viga

$C_1 := 161$  Constante de carga (Manual de la AISC)

CM + CV



$$M = 4859.2631 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

**Figura 5-14.** Cargas de servicio CM + CV para vigueta HSS 4x4x1/8.

Fuente: ETABS

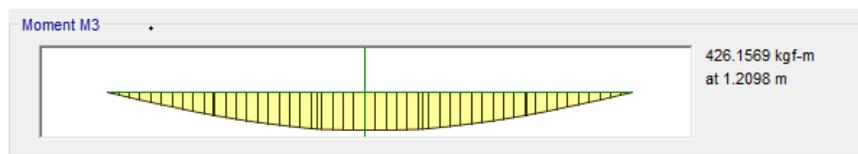
$$\Delta = \frac{4.8593 \text{ Klb} \cdot \text{ft} \times 8.1037 \text{ ft}^2}{161 \times 46.5951 \text{ in}^4} = 0.0425 \text{ in}$$

$\Delta = 1.0795 \text{ mm}$  Deflexión en mm

Deflexión permisible

$$\Delta_{\text{permisible}} := \frac{L}{240} = 10.2917 \text{ mm}$$

CV



$$M = 3082.3988 \text{ lb} \cdot \text{ft}$$

**Figura 5-15.** Carga de servicio CV para vigueta HSS 4x4x1/8. Fuente: ETABS

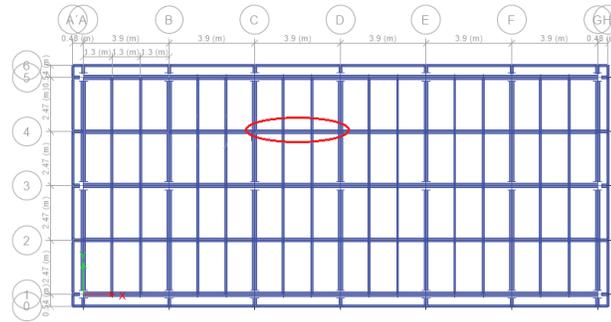
$$= \frac{3.0824 \text{ Klb} \cdot \text{ft} \times 8.1037 \text{ ft}^2}{161 \times 46.5951 \text{ in}^4} = 0.02698 \text{ in}$$

$\Delta = 0.6853 \text{ mm}$  Deflexión permisible

Deflexión permisible

$$\Delta_{permisible} := \frac{L}{360} = 6.8611 \text{ mm}$$

#### 5.4.2 Diseño de viga secundaria de entrepiso (W 8 X 28).



**Figura 5-16.** Viga W 8 X 28. Fuente ETABS

La función principal de esta viga es darle un soporte lateral a las vigas principales que conforman parte del SMF para que puedan desarrollar su máxima capacidad, es decir puedan trabajar en el rango plástico para lo cual se necesita restringir su pandeo lateral – torsional, además de acortar el claro de las viguetas (HSS) que son susceptible a sufrir deflexiones considerables en claros grandes.

Esta viga no será parte de un sistema compuesto por lo que se diseñara para que el perfil resista toda la carga, esto se hará a base al capítulo F “Diseño de miembros en flexión” y el capítulo G “Diseño de miembros en corte. Hay que tener en cuenta que antes de proceder al diseño debemos revisar si nuestro perfil es compacto o no en sus alas y el alma.

Nodo inicial: X = 7.8 m, Y = 7.41 m, Z = 5.88 m

Nodo Final: X = 11.7 m, Y = 7.41 m, Z = 5.88 m

Propiedades del perfil. (W 8 x 28)					
<b>A</b>	53.1612	cm <sup>2</sup>	ry	4.1148	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	20.4724	cm	Sx	398.2057	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	0.7239	cm	Sy	108.6462	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	16.6116	cm	Zx	445.7281	cm <sup>3</sup>
<b>tf</b>	1.1811	cm	Zy	165.5093	cm <sup>3</sup>
<b>Ix</b>	4079.068	cm <sup>4</sup>	J	22.3516	cm <sup>3</sup>
<b>Iy</b>	903.2222	cm <sup>4</sup>	K	2.1819	cm <sup>3</sup>
<b>rx</b>	8.763	cm			

Datos.

$L := 3.9 \text{ m}$  Claro

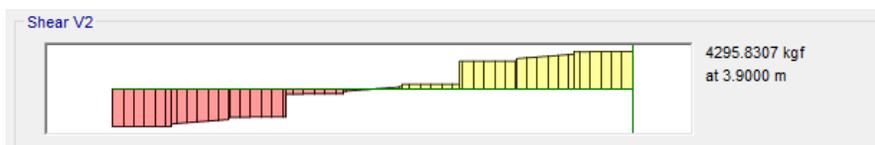
$S_{v1} := 2.47 \text{ m}$  Separación entre vigas

$E_a := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad del acero

$F_y := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (36Ksi)

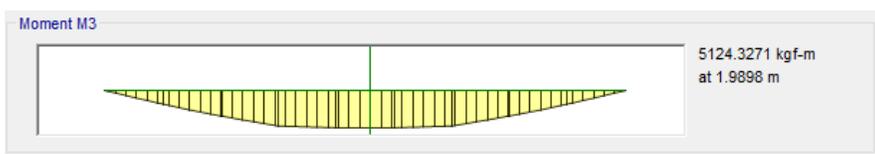
**Cortante y momento último.**

Combinación de carga crítica 1.2 CM + 1.6 CV.



$$V_{u_v2} := 4295.8307 \text{ kg}$$

**Figura 5-17.** Cortante actuando en viga W 8 x 28. Fuente: ETABS



$$M_{u_v2} := 5124.3271 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Figura 5-18.** Momento actuando en viga W8 x 28. Fuente: ETABS

Encontrando si el perfil es compacto de acuerdo a la tabla B4.1b de la AISC 360-16.

Determinando si las alas son compactas.

$$bf_{v2} = 16.6116 \text{ cm} \quad \text{Ancho del patín}$$

$$tf_{v2} = 1.1811 \text{ cm} \quad \text{Espesor del patín}$$

Relación ancho - espesor del patín

$$\frac{bf_{v2}}{2 \cdot tf_{v2}} = 7.0323$$

Relación ancho – espesor límite del patín

$$0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 10.7838$$

Como la relación ancho-espesor del ala es menor a la relación límite las alas de perfil seleccionado son compactas.

Determinado si el alma es compacta.

$$d_{v2} = 20.4724 \text{ cm} \quad \text{Peralte de la viga.}$$

$$k_{v2} = 2.1819 \text{ cm} \quad \text{Distancia desde la parte superior del patín al inicio del alma.}$$

$$h_{v2} := d_{v2} - 2 \cdot k_{v2} = 16.1087 \text{ cm} \quad \text{Altura del alma}$$

Relación ancho-espesor del alma

$$\frac{h_{v2}}{tw_{v2}} = 22.2526$$

Relación ancho – espesor límite del alma

$$3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 106.7024$$

Como se puede observar el alma también es compacta.

**Calculo del momento nominal Mn.**

Debido a que nuestro perfil es compacto se determinara el momento nominal con respecto al capítulo F2 “Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales fletados en torno a su eje mayor.

**Determinando las longitudes característica.**

Debido que al perfil se conectan los HSS la longitud  $L_b$  será de 1.3 m.

$L_b := 1.3 \text{ m}$  Longitud entre puntos arriostrados.

Encontrando la longitud límite para el estado límite de fluencia.

$$L_p := 1.76 \cdot r_{y_{v2}} \cdot \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 2.0552 \text{ m}$$

Como  $L_b$  es menor que  $L_p$  el estado límite para pandeo lateral-torsional no aplica y el momento nominal de la viga será su momento plástico.

**Momento nominal.**

$Z_{x_{v2}} = 445.7281 \text{ cm}^3$  Modulo plástico alrededor del eje x

$F_y = 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia.

$M_p := F_y \cdot Z_{x_{v2}} = 11284.7913 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Momento plástico

$\phi_b = 0.9$  Factor de reducción.

$\phi_b M_n := \phi_b \cdot M_p = 10156.3122 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Al comparar el momento disponible del perfil 10156.3122 kg-m con el momento ultimo actuante de 5124.3271 kg-m se encontró que el perfil resistirá la demanda impuesta y trabajara a un 50.45%.

**Calculo del cortante nominal.**

Debido a que nuestro perfil no estará sometido a cargas axiales que lo tensionen el cortante se encontrara de acuerdo al capítulo G2.1 “Resistencia al corte del alma sin acción de campo de tracciones” del AISC 360-16.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \text{ Ecuación G2-1, AISC 360-16}$$

$$h_{v2} := d_{v2} - 2 \cdot k_{v2} = 16.1087 \text{ cm} \quad \text{Altura del alma.}$$

$$t_{w_{v2}} = 0.7239 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma.}$$

$$A_{w_{v2}} := h_{v2} \cdot t_{w_{v2}} = 11.6611 \text{ cm}^2$$

Determinando el coeficiente de corte del alma.

Para encontrar el coeficiente se debe conocer si la relación ancho-espesor del alma es menor o mayor que  $2.24 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}}$ .

$$\frac{h_{v2}}{t_{w_{v2}}} = 22.2526 \qquad 2.24 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 63.5674$$

Como la relación ancho-espesor del alma es menor que  $2.24 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}}$  el coeficiente al corte del alma  $C_{v1}$  será igual a 1.

$$c_{v1_{v2}} = 1$$

Encontrando el cortante nominal.

$$\phi_v := 1 \quad \text{Factor de reducción.}$$

$$F_y = 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia}$$

$$V_{n_{v2}} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{w_{v2}} \cdot c_{v1_{v2}} = 17713.8621 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_{n_{v2}} := \phi_v \cdot V_{n_{v2}} = 17713.8621 \text{ kg}$$

Como el cortante ultimo actuante de 4295.8307 Kg es menor que el disponible 17713.8621 Kg el perfil no presentara problemas por corte. El porcentaje por corte al cual trabaja el perfil es de 24.25 %

## Deflexión

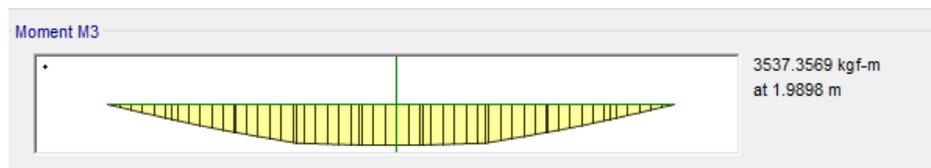
Datos.

$L = 12.7953 \text{ ft}$  Claro de la viga

$I_{x_v2} = 98 \text{ in}^4$  Inercia de la viga

$C_1 = 161$  Constante de carga

CM + CV



$M = 25585.7515 \text{ lb} \cdot \text{ft}$

**Figura 5-19.** Momento por carga de servicios CM + CV en viga W8 x 28.

Fuente: ETABS

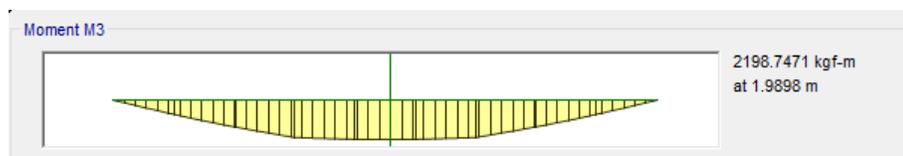
$$\Delta = \frac{25.5858 \text{ Klb} - \text{ft} \times 12.7953 \text{ ft}^2}{161 \times 98 \text{ in}^4} = 0.2655 \text{ in}$$

$\Delta = 6.7437 \text{ mm}$  Deflexión en mm

Deflexión permisible

$$\Delta_{\text{permisible}} := \frac{L}{240} = 16.25 \text{ mm}$$

CV



$M = 15903.5682 \text{ lb} \cdot \text{ft}$

**Figura 5-19.** Momento por carga de servicios CV en viga W8 x 28. Fuente: ETABS

$$\Delta = \frac{15.9036 \text{ Klb} - \text{ft} \times 12.7953 \text{ ft}^2}{161 \times 98 \text{ in}^4} = 0.1650 \text{ i}$$

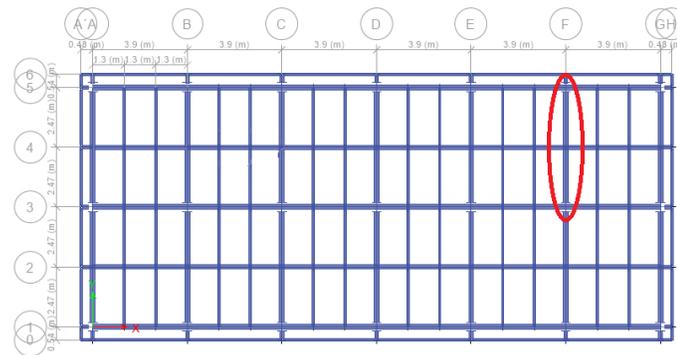
$\Delta = 4.191 \text{ mm}$

Deflexión permisible

$$\Delta_{permisible} := \frac{L}{360} = 10.8333 \text{ mm}$$

### 5.4.3 Diseño de viga principal de entrepiso (W 12 X 45).

**Viga transversal crítica.**



**Figura 5-20.** Viga transversal crítica. Fuente: ETABS

Las vigas principales transversales serán parte de marcos especiales a momentos por lo que se debe revisar su ductilidad.

Nodo inicial: X = 19.5 m, Y = 4.94 m, Z = 5.88 m

Nodo final: X = 19.5 m, Y = 9.88m, Z = 5.88 m

Propiedades del perfil W12 X 45					
<b>A</b>	84.516	cm <sup>2</sup>	ry	4.953	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	30.734	cm	Sx	945.5336	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	0.8509	cm	Sy	203.1996	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	20.447	cm	Zx	1052.0495	cm <sup>3</sup>
<b>tf</b>	1.4605	cm	Zy	311.3542	cm <sup>3</sup>
<b>Ix</b>	14484.8536	cm <sup>4</sup>	J	525.4452	cm <sup>3</sup>
<b>Iy</b>	2081.1571	cm <sup>4</sup>	K	2.7432	cm <sup>3</sup>
<b>rx</b>	13.081	cm			

Datos.

$L := 4.94 \text{ m}$  Claro

$S_{v3} := 3.9 \text{ m}$  Separación entre vigas

$E_a := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad del acero

$F_y := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (36Ksi)

$f_c := 210.9805 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de compresión del concreto (3Ksi)

$E_c := 233524.4901 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad del concreto.  $E_c = 33 \cdot W^{1.5} \cdot \sqrt{f_c}$   
ACI 318-14.

$R_y := 1.5$  Tabla A3.1, AISC 341-16)

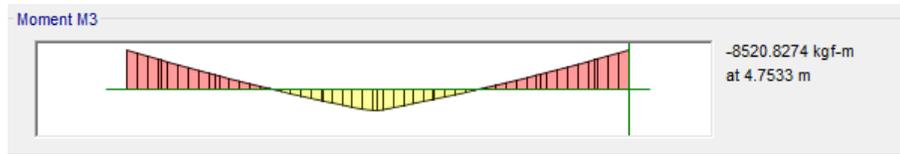
Cortante y momento último.

Combinación de carga crítica 1.2 CM + CV + 0.3 EX + EY.



$$V_{u,t,v3} := 6979.1059 \text{ kg}$$

**Figura 5-21.** Cortante último en viga W 12 x 45. Fuente: ETABS



$$M_{u,t,v3} := 8520.8274 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-22.** Momento último en viga W 12 x 45. Fuente: ETABS

### Revisión del pandeo local.

La viga formara parte de un SMF por lo que se debe verificar que cumpla con los criterios de alta ductilidad establecidos en la tabla D1.1 de la AISC 341-16.

a) Para las alas.

$$bf_{v3} = 20.447 \text{ cm} \quad \text{Ancho del patín}$$

$$tf_{v3} = 1.4605 \text{ cm} \quad \text{Espesor del patín}$$

Relación ancho-espesor del patín.

$$\lambda_{ala} := \frac{bf_{v3}}{2 \cdot tf_{v3}} = 7$$

Relación ancho-espesor límite.

$$\lambda_{ala,max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{R_y \cdot F_y}} = 7.4147$$

Como la relación ancho- espesor del patín es menor que la máxima posible, los patines son dúctiles.

b) Para el alma.

$$d_{v3} = 30.734 \text{ cm} \quad \text{Peralte de la viga}$$

$$tw_{v3} = 0.8509 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma}$$

$$k_{v3} = 2.7432 \text{ cm} \quad \text{Distancia desde la parte superior del patín al inicio del alma.}$$

$$h_{v3} := d_{v3} - 2 \cdot k_{v3} = 25.2476 \text{ cm} \quad \text{Altura libre del alma.}$$

Relación ancho-espesor del alma.

$$\lambda_{ama} := \frac{h}{tw_{v3}} = 11.9403$$

Relación ancho-espesor límite.

$$\lambda_{alma\_max} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{R_y \cdot F_y}} = 36.3781$$

La relación ancho-espesor del alma también es menor que la relación máxima y por lo tanto el alma también es dúctil. Debido a que el patín y el alma son dúctiles podemos considerar que nuestro perfil es elegible para formar parte de un marco especial a momento.

### Longitud no soportada.

Para miembros de alta ductilidad, conforme al criterio de la norma AISC 341-16, la viga debe cumplir con la longitud máxima soportada especificada, a fin de propiciar una falla dúctil. En este caso se tiene una viga transversal (W8 x 28) a mitad del claro que sirve de soporte lateral.

$$L_b := 2.47 \text{ m} \quad \text{Longitud arriostrada}$$

$$ry_{v3} = 4.953 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro}$$

Longitud no soportada máxima.

$$L_{b\_max} := 0.095 \cdot ry_{v3} \cdot \frac{E_a}{R_y \cdot F_y} = 2.5262 \text{ m}$$

La longitud no soportada  $L_b$  es aceptable para la viga que formara parte del SMF.

**Calculo del momento nominal.**

En el capítulo I3 “Flexión” se establece que la resistencia disponible al momento negativo de un sistema compuesto se puede determinar solo para la sección de acero, por lo tanto se procede a determinar la resistencia a flexión del perfil seleccionado.

Hay que tener en cuenta que nuestro perfil es dúctil y por lo tanto compacto, por lo que se omite la revisión para determinar si nuestro perfil es compacto con respecto a la tabla B4.1b del AISC 360-16.

Longitudes características.

$$L_b := 2.47 \text{ m} \quad \text{Longitud arriostrada.}$$

Longitud límite para

$$L_p := 1.76 \cdot r_{y_{v3}} \cdot \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 2.4738 \text{ m}$$

Como  $L_b < L_p$  el estado limite por pandeo lateral torsional no aplica.

Momento nominal.

$$Z_{x_{v3}} = 1052.0495 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo plástico alrededor del eje x}$$

$$F_y = 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia.}$$

$$M_p := F_y \cdot Z_{x_{v3}} = 26635.4265 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico}$$

$$\phi_b = 0.9 \quad \text{Factor de reducción.}$$

$$\phi_b M_n := \phi_b \cdot M_p = 23971.8839 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Al comparar el momento disponible del perfil 23971.8839 kg-m con el momento ultimo actuante de 8520.83 kg-m se encontró que el perfil resistirá la demanda impuesta y trabajara a un 35.54%.

### Calculo del cortante nominal.

Debido a que nuestro perfil no estará sometido a cargas axiales que lo tensionen el cortante se encontrara de acuerdo al capítulo G2.1 “Resistencia al corte del alma sin acción de campo de tracciones” del AISC 360-16.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \text{ Ecuación G2-1, (AISC 360-16)}$$

Altura del alma.

$$h_{v3} := d_{v3} - 2 \cdot k_{v3} = 25.2476 \text{ cm} \quad \text{Altura del alma}$$

$$t_{w_{v3}} = 0.8509 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma.}$$

$$A_{w_{v3}} := h_{v3} \cdot t_{w_{v3}} = 21.4832 \text{ cm}^2$$

Determinando el coeficiente de corte del alma.

Para encontrar el coeficiente se debe conocer si la relación ancho-espesor del alma es menor o mayor que  $2.24 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}}$ .

$$\frac{h_{v3}}{t_{w_{v3}}} = 29.6716 \qquad 2.24 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} = 63.5674$$

Como la relación ancho-espesor del alma es menor que  $2.24 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}}$  el coeficiente al corte del alma  $C_{v1}$  será igual a 1.

$$C_{v1\_v2} = 1$$

Encontrando el cortante nominal.

$\phi_v := 1$  Factor de reducción.

$$F_y = 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia}$$

$$V_{n_v3} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{w_v3} \cdot c_{v1_v2} = 32634.2287 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_{n_v3} := \phi_v \cdot V_{n_v3} = 32634.2287 \text{ kg}$$

Como el cortante ultimo actuante de 6979.1059 Kg es menor que el disponible 32634.2287 Kg el perfil no presentara problemas por corte. El porcentaje por corte al cual trabaja el perfil es de 21.38%.

### Deflexión

Debido a que la viga principal se encuentra empotrada presentara momentos negativos en los y su ancho tributario será 1.95 a ambos lados.

Ancho tributario.

$$a := 1.95 \text{ m}$$

Cargas actuantes.

$$W_{\text{concreto}} := 204 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{viga}_{8x28}} := 8.4373 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

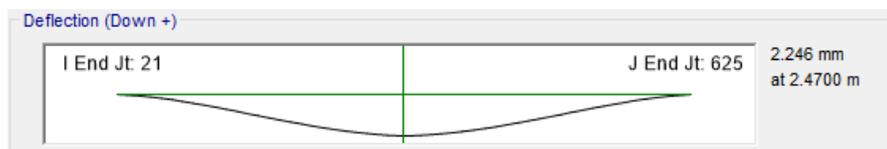
$$W_{\text{lamina}} := 6.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{viga}_{12x45}} := 45 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 66.9674 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cp} := 92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV := 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga viva segundo nivel}$$

CM + CV



**Figura 5-23.** Deflexión por carga CM + CV en viga transversal W 12 x 45.  
Fuente: ETABS.

Calculando la deflexión debido a la carga de servicio CM + CV

$$w_1 := (CM + CV) \cdot 2 \cdot a + W_{\text{viga}_{12x45}} = 3231.2608 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$L := 4.94 \text{ m}$  Claro de la viga.

$I := 14484.8536 \text{ cm}^4$  Inercia de la viga W 12 x 45

$E := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad del acero

$$\Delta := \frac{w_1 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1.6968 \text{ mm}$$

Deflexión permisible

$$\Delta_{\text{Permissible}} := \frac{L}{240} = 20.5833 \text{ mm}$$

CV



**Figura 5-24.** Deflexión por carga CV en viga transversal W 12 x 45. Fuente: ETABS.

Calculando la deflexión debido a la carga de servicio CV.

$$w_2 := CV \cdot a \cdot 2 = 1950 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \Delta := \frac{w_2 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1.024 \text{ mm}$$

Deflexión

$$\Delta_{\text{Permissible}} := \frac{L}{360} = 13.7222 \text{ mm}$$

Como se puede observar las deflexiones están por debajo de las permisibles por servicio, por lo que no habrá inconvenientes para los usuarios que utilizaran la edificación

## 5.5 Revisión de columnas sismorresistentes.

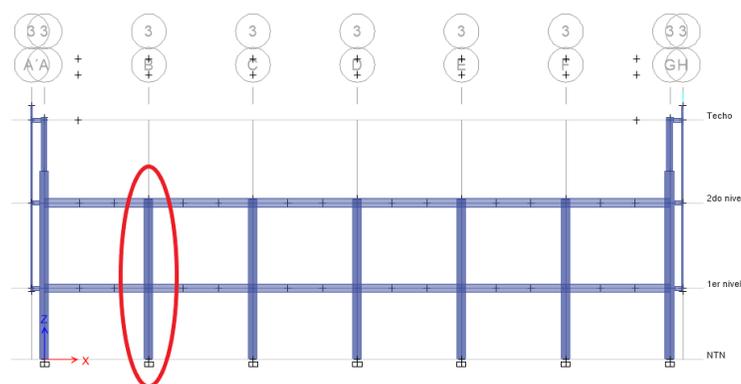
Las columnas que forman parte de una estructura de acero especialmente marcos rígidos deben soportar, casi siempre, momentos de flexión, además de sus cargas usuales de compresión, es por esto que nuestras columnas se diseñaran de acuerdo al capítulo H “*Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión*” del AISC 360-16.

Para poder realizar nuestro diseño en base al capítulo H necesitamos conocer la resistencia axial y a flexión disponible en el elemento, por lo que, acudimos al capítulo E3 “*Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos*” para determinar el esfuerzo axial y al capítulo F2 “*Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flexionados en torno a su eje mayor*” para encontrar la flexión disponible.

Para calcular los esfuerzos requeridos se hizo uso del Software ETABS versión 17.0.1.1888.

**Nota:** El método de análisis utilizado es el de la longitud efectiva.

### 5.5.1 Columna intermedia crítica W 14 x 132



**Figura 5-25.** Columna intermedia crítica. Fuente: ETABS

Propiedades de la sección W 14 x 132					
Área	250.3221	cm <sup>2</sup>	Módulo de sección en Y (eje débil) (S <sub>y</sub> )	1220.8363	cm <sup>3</sup>
Peralte (d)	37.338	cm	Radio de giro en X (r <sub>x</sub> )	15.9512	cm
Espesor del alma (t <sub>w</sub> )	1.6383	cm	Radio de giro en Y (r <sub>y</sub> )	9.5504	cm
Ancho de patín (b <sub>f</sub> )	37.338	cm	Modulo plástico en X (Z <sub>x</sub> )	3834.573	cm <sup>3</sup>
Espesor del patín (t <sub>f</sub> )	2.6162	cm	Modulo plástico en Y (Z <sub>y</sub> )	1851.7382	cm <sup>3</sup>
Momento de inercia en X (eje fuerte) (I <sub>x</sub> )	63683.4081	cm <sup>4</sup>	K	3.9688	cm
Momento de inercia en Y (eje débil) (I <sub>y</sub> )	22809.4821	cm <sup>4</sup>	Momento polar de inercia (J)	511.9647	cm <sup>4</sup>
Módulo de sección en X (eje fuerte) (S <sub>x</sub> )	3424.8964	cm <sup>3</sup>			

Datos.

$H_1 := 2.68 \text{ m}$  Altura del NTN al 1er nivel.

$H_2 := 3.2 \text{ m}$  Altura del 1er nivel al 2do nivel

$F_y := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (A36)

$E := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad.

$R_y := 1.5$  (Tabla A3.1, AISC 341-16)

$d_{v1} := 12.1 \text{ in} = 30.734 \text{ cm}$  Peralte de viga principal W 12 x 45

**Columna superior.**

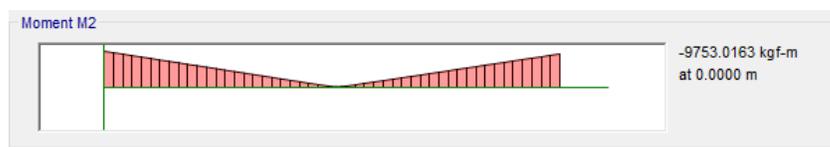
**Fuerza axial y momento ultimo entre 2do nivel y techo**

Combinación de carga crítica: 1.2 CM + CV + EX + 0.3EY



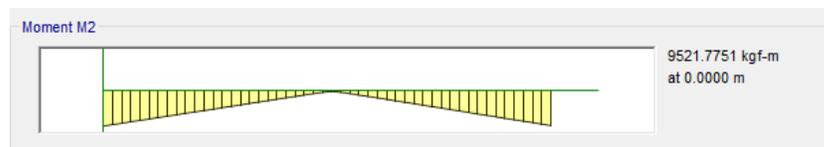
$$P_{u\_compresion\_c1} := 18963.4210 \text{ kg}$$

**Figura 5-26.** Carga axial ultima en columna W 14 x 132. Fuente: ETABS



$$M_{u\_traccion\_c1} := 9753.0163 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-27.** Momento último en tracción de columna W 14 x 132. Fuente: ETABS



$$M_{u\_compresion\_c1} := 9521.7751 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-28.** Momento último en compresión de columna W 14 x 132. Fuente: ETABS

El momento crítico a utilizar en el diseño será el mayor del momento en tracción y compresión, siendo el momento en compresión el mayor con 9753.0163 kg-m. Estos momentos actúan alrededor del eje débil de la columna.

**Revisión de ductilidad del elemento.**

La columna será parte de un SMF por lo que se debe verificar que cumpla con los criterios de alta ductilidad establecidos en la tabla D1.1 de la AISC 341-16.

Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 7.1359$$

$$\lambda_{max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.4147$$

Como la relación ancho- espesor de las alas es menor que la máxima, el perfil cumple con el criterio para alta ductilidad en sus alas.

Como nuestra columna estará sujeta a esfuerzos combinados axiales y flexionantes la ductilidad máxima del alma se deberá determinar en función de la carga ultima a compresión como sigue:

$$h := d - 2 \cdot k = 29.4005 \text{ cm} \quad \text{Altura libre del alma}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{tw} = 17.9457 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

$$P_y := R_y \cdot F_y \cdot A = 950635.209 \text{ kg} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna.}$$

$$\phi_c := 0.9 \quad \text{Factor de reducción por compresión}$$

$$C_a := \frac{P_{u \text{ compresion } c1}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.0222$$

Como el Factor  $C_a < 0.114$  la relación anchos-espesor que se permite en el alma para que sea dúctil se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_{max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 C_a) = 58.1763$$

Como se puede observar la relación ancho-espesor es menor que la máxima permitida por lo tanto satisface el criterio de ductilidad alta, debido a que el perfil propuesto cumple ambos límites se puede considerar dúctil y elegible para formar parte de un marco especial a momento.

Observación: Debido a que el perfil es dúctil no es necesario revisar los criterios de esbeltez para miembros en compresión establecido en la tabla B4.1a de la AISC 360-16, ya que esto sería redundante, por lo tanto con la revisión anterior consideramos que nuestro perfil no posee elementos esbeltos.

**Revisión de la relación de esbeltez.**

Para calcular los factores K de longitud efectiva se hizo uso del nomograma con ladeo no impedido dado en los comentarios del apéndice 7 de la AISC 360-16, para observar el proceso de obtención de estos factores revise el anexo.

$k_x := 2.21$  Factor de longitud efectiva con respecto al eje fuerte X

$k_y := 1.45$  Factor de longitud efectiva con respecto al eje débil Y

$L_{c1} := H_2 - d_{v1} = 289.266 \text{ cm}$  Longitud libre de la columna.

$r_x = 15.9512 \text{ cm}$  Radio de giro en x       $r_y = 9.5504 \text{ cm}$  Radio de giro en y

Relación de esbeltez.

$$\lambda_x := \frac{k_x \cdot L_{c1}}{r_x} = 40.0771 \qquad \lambda_y := \frac{k_y \cdot L_{c1}}{r_y} = 43.9181$$

La relación de esbeltez a utilizar para calcular la resistencia nominal a compresión de la columna debe ser la mayor de las dos direcciones analizadas en nuestro caso es  $\lambda_y$  que es igual a 43.9181.

**Revisión a compresión.**

$E_{max1} = 43.9181$  Esbeltez máxima obtenida

Determinando la esbeltez limite.

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.6618$$

Como la relación de esbeltez máxima obtenida es menor que la esbeltez limite el esfuerzo de compresión crítico  $F_{cr}$  debe ser determinado de la siguiente forma:  
Encontrando el esfuerzo de pandeo elástico.

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max1}^2} = 10432.981 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{F_y}{F_{e1}} = 0.2427 \quad \text{Relación del esfuerzo de fluencia entre el pandeo elástico.}$$

Esfuerzo critico obtenido:

$$F_{cr1} := \left( 0.658 \left( \frac{F_y}{F_{e1}} \right) \right) \cdot F_y = 2287.2438 \frac{kg}{cm^2} \quad \phi_c = 0.9 \quad \text{Factor de reducción}$$

Encontrando la resistencia nominal a compresión.

$$A = 250.3221 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal del perfil}$$

$$P_{n\_compresion\_c1} := F_{cr1} \cdot A = 572547.6265 \text{ kg}$$

$$\phi P_{n\_c1} := \phi_c \cdot P_{n\_compresion\_c1} = 515292.8639 \text{ kg} \quad \text{Resistencia reducida}$$

### Revisión de la resistencia a flexión.

Calculo de longitudes característica.

$$L_b := L_{c1} = 289.266 \text{ cm} \quad \text{Longitud libre de la columna}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 477.0025 \text{ cm} \quad \text{Longitud límite del comportamiento plástico}$$

Longitud límite para el pandeo lateral torsional inelástico.

$$h_0 := d - tf = 34.7218 \text{ cm} \quad \text{Distancia centro a centro de los patines.}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = 10.7528 \text{ cm}$$

$c := 1$  Para secciones I con simetría doble.

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 2309.6918 \text{ cm}$$

### Calculo de la resistencia nominal a flexión.

Como la longitud  $L_b < L_p$  el estado limite por pandeo lateral torsional no aplica, por lo cual la resistencia nominal a flexión de la columna será igual al momento plástico en la dirección correspondiente. En nuestro caso se determinara la resistencia a flexión en el eje fuerte y débil de la columna debido a que nuestra combinación crítica nos genera momentos en ambas direcciones.

$$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 97082.3957 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje X}$$

$$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 46881.6697 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje Y}$$

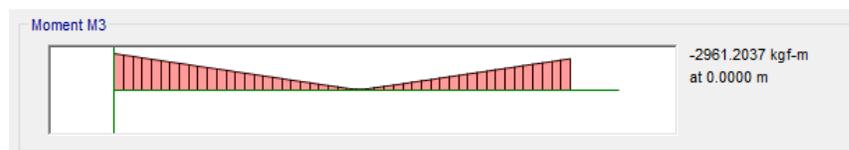
Resistencias reducidas a flexión.

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Factor de reducción.}$$

$$\phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

### Revisión a flexo-compresión.



**Figura 5-29.** Momento actuando alrededor del eje fuerte (x). Fuente: ETABS

$$M_{ny} := \phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_r := P_{u\_compresion\_c1} = 18963.421 \text{ kg}$$

$$M_{ry} := M_{u\_c1} = 9753.0163 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_c := \phi P_{n\_c1} = 515292.8639 \text{ kg}$$

$$M_{nx} := \phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{rx} := 2961.2037 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para determinar la iteración de los esfuerzos sobre la columna se debe verificar primero si la relación  $P_r$  (esfuerzo axial requerida) entre  $P_c$  (esfuerzo axial disponible) calculado en base al capítulo E de la AISC 360-16 es mayor o menor que 0.2.

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.0368$$

Como la relación  $P_r/P_c$  es menor que 0.2 la iteración de los esfuerzos sobre la columna se determina de la siguiente forma:

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{M_{ny}} \right) = 0.2834 \quad (\text{Ecuación H1-1b, AISC 360-16})$$

Como la iteración de los esfuerzos es menor que 1 la columna resistirá los efectos de flexo-compresión.

### Columna inferior

Dado que el perfil es el mismo el proceso de obtención de las resistencias nominales será igual, por lo cual a continuación solo se mostraran las cargas actuantes, la relación de esbeltez y la iteración de los esfuerzos por flexo-compresión.

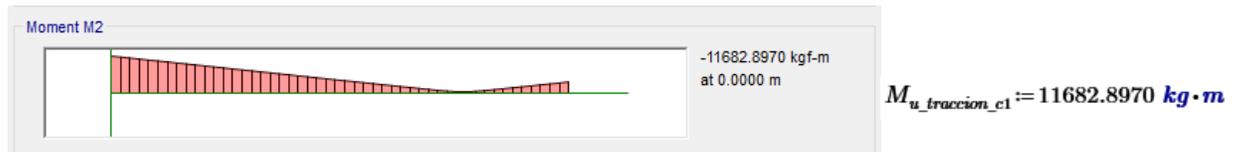
### Fuerza axial y momento ultimo entre NTN y 1er nivel.

Combinación de carga critica: 1.2 CM + CV + EX + 0.3EY



$$P_{u\_compresion\_c1} := 32312.4707 \text{ kg}$$

**Figura 5-30.** Momento último en compresión de columna inferior W 14 x 132.  
Fuente: ETABS



**Figura 5-31.** Momento último en compresión de columna inferior W 14 x 132.  
Fuente: ETABS



**Figura 5-32.** Momento último en compresión de columna inferior W 14 x 132.  
Fuente: ETABS

El momento crítico que actúa en la columna es de 11682.8970 kg-m.

### Relación de esbeltez.

Factor de longitud efectiva.

$$k_x := 1.81 \quad \text{Factor de longitud efectiva con respecto al eje fuerte x}$$

$$k_y := 1.46 \quad \text{Factor de longitud efectiva con respecto al eje débil y}$$

$$L_{c1} := H_1 - \frac{d_{v1}}{2} = 252.633 \text{ cm} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$r_x = 15.9512 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en x} \quad r_y = 9.5504 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en y}$$

Relación de esbeltez.

$$\lambda_x := \frac{k_x \cdot L_{c1}}{r_x} = 28.6665$$

$$\lambda_y := \frac{k_y \cdot L_{c1}}{r_y} = 38.6208$$

La esbeltez a utilizar para la revisión de la resistencia a compresión será  $\lambda_y$  con 38.6208.

### Resistencia a compresión.

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max1}^2} = 13491.2855 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo de pandeo elástico.}$$

$$F_{cr1} := \left( 0.658 \left( \frac{F_y}{F_{e1}} \right) \right) \cdot F_y = 2340.5174 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo crítico.}$$

$$P_{n\_compresion\_c1} := F_{cr1} \cdot A = 585883.1807 \text{ kg} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi_c = 0.9 \quad \text{Factor de reducción}$$

$$\phi P_{n\_c1} := \phi_c \cdot P_{n\_compresion\_c1} = 527294.8627 \text{ kg} \quad \text{Resistencia reducida}$$

### Resistencia a flexión.

$$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 97082.3957 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje X}$$

$$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 46881.6697 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje Y}$$

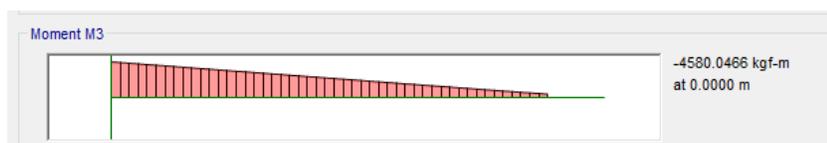
Resistencias reducidas a flexión.

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Factor de reducción.}$$

$$\phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Revisión a flexo-compresión.



**Figura 5-33.** Momento actuando alrededor del eje fuerte (x). Fuente: ETABS

$$M_{ny} := \phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P_r := P_{u\_compresion\_c1} = 32312.4707 \text{ kg}$$

$$M_{ry} := M_{u\_c1} = 11682.897 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P_c := \phi P_{n\_c1} = 527294.8627 \text{ kg}$$

$$M_{nx} := \phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{rx} := 4580.0466 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

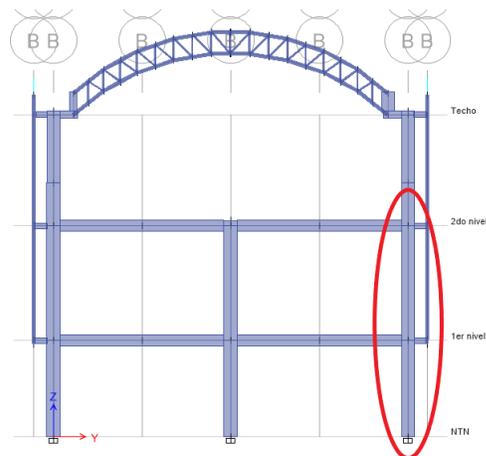
$$\frac{P_r}{P_c} = 0.0613$$

Como la relación es menor que dos se tiene:

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{M_{ny}} \right) = 0.3599$$

Debido a que la interacción de los esfuerzo es menor que 1 la columna resiste los efecto de flexo-compresión.

### 5.5.2 Columna de borde crítica W 14 x 132



**Figura 5-34.** Columna de borde crítica. Fuente: ETABS

**Propiedades de la sección W 14 x 132.**

Área	250.3221	cm <sup>2</sup>	Módulo de sección en Y (eje débil) (S <sub>y</sub> )	1220.8363	cm <sup>3</sup>
Peralte (d)	37.338	cm	Radio de giro en X (r <sub>x</sub> )	15.9512	cm
Espesor del alma (t <sub>w</sub> )	1.6383	cm	Radio de giro en Y (r <sub>y</sub> )	9.5504	cm
Ancho de patín (b <sub>f</sub> )	37.338	cm	Modulo plástico en X (Z <sub>x</sub> )	3834.573	cm <sup>3</sup>
Espesor del patín (t <sub>f</sub> )	2.6162	cm	Modulo plástico en Y (Z <sub>y</sub> )	1851.7382	cm <sup>3</sup>
Momento de inercia en X (eje fuerte) (I <sub>x</sub> )	63683.4081	cm <sup>4</sup>	K	3.9688	cm
Momento de inercia en Y (eje débil) (I <sub>y</sub> )	22809.4821	cm <sup>4</sup>	Momento polar de inercia (J)	511.9647	cm <sup>4</sup>
Módulo de sección en X (eje fuerte) (S <sub>x</sub> )	3424.8964	cm <sup>3</sup>			

Datos.

$H_1 := 2.68 \text{ m}$  Altura del NTN al 1er nivel.

$H_2 := 3.2 \text{ m}$  Altura del 1er nivel al 2do nivel

$F_y := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (A36)

$E := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad.

$R_y := 1.5$  (Tabla A3.1, AISC 341-16)

$d_{v1} := 12.1 \text{ in} = 30.734 \text{ cm}$  Peralte de viga principal W 12 x 45

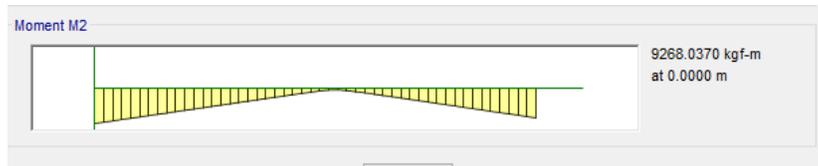
**Fuerza axial y momento ultimo entre 2do nivel y techo**

Combinación de carga critica: 1.2 CM + CV + EX + 0.3EY



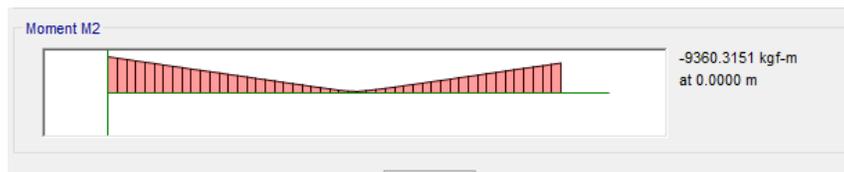
$$P_{u\_compresion\_c1} := 19796.4169 \text{ kg}$$

**Figura 5-35.** Carga axial de columna W 14 x 132. Fuente: ETABS



$$M_{u\_compresion\_c1} := 9268.0370 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-36.** Momento a compresión de columna W 14 x 132. Fuente: ETABS



$$M_{u\_traccion\_c1} := 9360.3151 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-37.** Momento a tracción de columna W 14 x 132. Fuente: ETABS

El momento crítico a utilizar en el diseño será el mayor del momento en tracción y compresión, siendo el momento en tracción el mayor con 9360.3151 kg-m. Estos momentos actúan alrededor del eje débil de la columna.

#### Revisión de ductilidad del elemento.

La columna será parte de un SMF por lo que se debe verificar que cumpla con los criterios de alta ductilidad establecidos en la tabla D1.1 de la AISC 341-16.

Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 7.1359 \qquad \lambda_{max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.4147$$

Como la relación ancho-espesor de las alas es menor que la máxima, el perfil cumple con el criterio para alta ductilidad en sus alas. Como nuestra columna estará sujeta a esfuerzos combinados axiales y flexionantes la ductilidad máxima del alma se deberá determinar en función de la carga última a compresión como sigue:

$h := d - 2 \cdot k = 29.4005 \text{ cm}$  Altura libre de la columna

$\lambda_{alma} := \frac{h}{tw} = 17.9457$  Esbeltez del alma de la columna

$P_y := R_y \cdot F_y \cdot A = 950635.209 \text{ kg}$  Resistencia cedente axial de la columna.

$\phi_c := 0.9$  Factor de reducción por compresión

$$C_a := \frac{P_{u\_compresion\_c1}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.0231$$

Como el Factor  $C_a < 0.114$  la esbeltez máxima que se permite en el alma para que sea dúctil se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_{max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 58.116$$

Como se puede observar la esbeltez del alma es menor que la máxima permitida por lo tanto satisface el criterio de ductilidad alta, debido a que el perfil propuesto cumple ambos límites se puede considerar dúctil y elegible para formar parte de un marco especial a momento.

Observación: Debido a que el perfil es dúctil no es necesario revisar los criterios de esbeltez establecido en la tabla B4.1a de la AISC 360-16, ya que esto sería redundante, por lo tanto con la revisión anterior consideramos que nuestro perfil no posee elementos esbeltos.

### **Revisión de la relación de esbeltez.**

Para calcular los factores K de longitud efectiva se hizo uso del nomograma con ladeo no impedido dado en los comentarios del apéndice 7 de la AISC 360-16, para observar el proceso de obtención de estos factores revise el anexo.

$k_x := 2.92$  Factor de longitud efectiva con respecto al eje fuerte X

$k_y := 1.48$  Factor de longitud efectiva con respecto al eje débil Y

$L_{c1} := H_2 - d_{v1} = 289.266 \text{ cm}$  Longitud libre de la columna.

$r_x = 15.9512 \text{ cm}$  Radio de giro en x       $r_y = 9.5504 \text{ cm}$  Radio de giro en y

Relación de esbeltez.

$$\lambda_x := \frac{k_x \cdot L_{c1}}{r_x} = 52.9526$$

$$\lambda_y := \frac{k_y \cdot L_{c1}}{r_y} = 44.8268$$

La relación de esbeltez a utilizar para calcular la resistencia nominal a compresión de la columna debe ser la mayor de las dos direcciones analizadas en nuestro caso es  $\lambda_x$  que es igual a 52.9526.

Revisión a compresión.

$E_{max1} = 52.9526$  Esbeltez máxima obtenida

Determinando la esbeltez límite.

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 133.6618$$

Como la relación de esbeltez máxima obtenida es menor que la esbeltez límite el esfuerzo de compresión crítico  $F_{cr}$  debe ser determinado de la siguiente forma:

Encontrando el esfuerzo de pandeo elástico.

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max1}^2} = 10432.981 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{F_y}{F_{e1}} = 0.3528 \quad \text{Relación del esfuerzo en fluencia entre el pandeo elástico.}$$

Esfuerzo crítico obtenido:

$$F_{cr1} := \left( 0.658 \left( \frac{F_y}{F_{e1}} \right) \right) \cdot F_y = 2184.2262 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi_c = 0.9 \quad \text{Factor de reducción}$$

Encontrando la resistencia nominal a compresión.

$$A = 250.3221 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal del perfil}$$

$$P_{n\_compresion\_c1} := F_{cr1} \cdot A = 546760.0568 \text{ kg}$$

$$\phi P_{n\_c1} := \phi_c \cdot P_{n\_compresion\_c1} = 492084.0511 \text{ kg} \quad \text{Resistencia reducida}$$

Revisión de la resistencia a flexión.

Calculo de longitudes característica.

$$L_b := L_{c1} = 289.266 \text{ cm} \quad \text{Longitud libre de la columna}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 477.0025 \text{ cm} \quad \text{Longitud límite del comportamiento plástico}$$

Longitud límite para el pandeo lateral torsional inelástico.

$$h_0 := d - tf = 34.7218 \text{ cm} \quad \text{Distancia centro a centro de los patines.}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = 10.7528 \text{ cm}$$

$c := 1$  Para secciones I con simetría doble.

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 2309.6918 \text{ cm}$$

**Calculo de la resistencia nominal a flexión.**

Como la longitud  $L_b < L_p$  el estado limite por pandeo lateral torsional no aplica, por lo cual la resistencia nominal a flexión de la columna será igual al momento plástico en la dirección correspondiente. En nuestro caso se determinara la resistencia a flexión en el eje fuerte y débil de la columna debido a que nuestra combinación crítica nos genera momentos en ambas direcciones.

$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 97082.3957 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Momento plástico alrededor del eje X

$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 46881.6697 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Momento plástico alrededor del eje Y

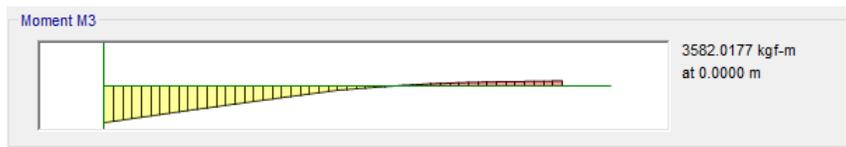
Resistencias reducidas a flexión.

$\phi_b := 0.9$  Factor de reducción.

$\phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$\phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Revisión a flexo-compresión.



**Figura 5-38.** Momento actuando alrededor del eje fuerte (x). Fuente: ETABS

$M_{ny} := \phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$P_r := P_{u\_compresion\_c1} = 19796.4169 \text{ kg}$

$M_{nx} := \phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$P_c := \phi P_{n\_c1} = 492084.0511 \text{ kg}$

$M_{ry} := M_{u\_compresion\_c1} = 9753.0163 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_{rx} := 3582.0177 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Para determinar si la columna resiste los esfuerzos combinado se debe verificar que  $P_r$  (esfuerzo axial requerida) entre  $P_c$  (esfuerzo axial disponible) calculado en base al capítulo E de la AISC 360-16 es mayor o menor que 0.2.

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.0402$$

/

Como la relación  $P_r/P_c$  es menor que 0.2 la iteración de los esfuerzos sobre la columna se determina de la siguiente forma:

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{M_{ny}} \right) = 0.283 \quad (\text{Ecuación H1-1b, AISC 360-16})$$

Como la iteración de los esfuerzos es menor que 1 la columna resistirá los efectos de flexo-compresión.

### Columna inferior.

Dado que el perfil es el mismo el proceso de obtención de las resistencias nominales será igual, por lo cual a continuación solo se mostraran las cargas actuantes, la relación de esbeltez y la iteración de los esfuerzos por flexo-compresión.

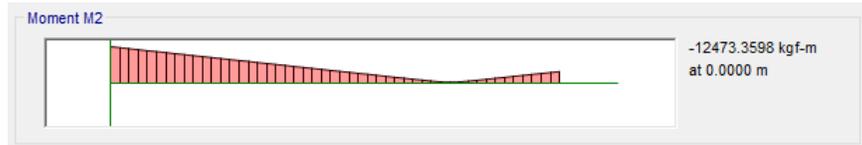
Fuerza axial y momento ultimo entre NTN y 1er nivel

Combinación de carga critica: 1.2 CM + CV + EX + 0.3EY



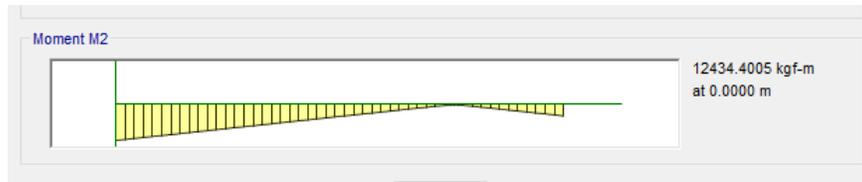
$$P_{u\_compresion\_c1} := 30923.7470 \text{ kg}$$

**Figura 5-39.** Carga axial). Fuente: ETABS



$$M_{u\_traccion\_c1} := 12473.3598 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Figura 5-40.** Momento de tracción). Fuente: ETABS



$$M_{u\_compresion\_c1} := 12434.4005 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Figura 5-41.** Momento de compresión. Fuente: ETABS

El momento crítico a utilizar en el diseño será el mayor del momento en tracción y compresión, siendo el momento en tracción el mayor con 12473.3598 kg-m. Estos momentos actúan alrededor del eje débil de la columna.

### Relación de esbeltez.

Factor de longitud efectiva.

$$k_x := 1.99 \quad \text{Factor de longitud efectiva con respecto al eje fuerte x}$$

$$k_y := 1.46 \quad \text{Factor de longitud efectiva con respecto al eje débil y}$$

$$L_{c1} := H_1 - \frac{d_{v1}}{2} = 252.633 \text{ cm} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$r_x = 15.9512 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en x} \quad r_y = 9.5504 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en y}$$

Relación de esbeltez.

$$\lambda_x := \frac{k_x \cdot L_{c1}}{r_x} = 31.5174$$

$$\lambda_y := \frac{k_y \cdot L_{c1}}{r_y} = 38.6208$$

La esbeltez a utilizar para la revisión de la resistencia a compresión será  $\lambda_y$  con 38.6208.

Resistencia a compresión.

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max1}^2} = 13491.2855 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo de pandeo elástico.}$$

$$F_{cr1} := \left( 0.658 \left( \frac{F_y}{F_{e1}} \right) \right) \cdot F_y = 2340.5174 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo crítico.}$$

$$P_{n\_compresion\_c1} := F_{cr1} \cdot A = 585883.1807 \text{ kg} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi_c = 0.9 \quad \text{Factor de reducción}$$

$$\phi P_{n\_c1} := \phi_c \cdot P_{n\_compresion\_c1} = 527294.8627 \text{ kg} \quad \text{Resistencia reducida}$$

Resistencia a flexión.

$$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 97082.3957 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje X}$$

$$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 46881.6697 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje Y}$$

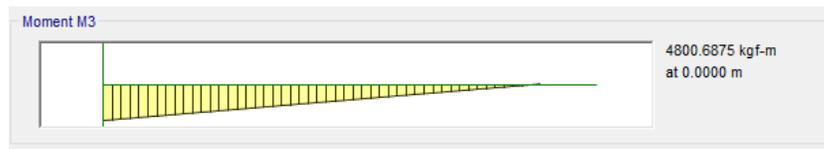
Resistencias reducidas a flexión.

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Factor de reducción.}$$

$$\phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Revisión a flexo-compresión.



**Figura 5-42.** Momento actuando alrededor del eje fuerte (x). Fuente: ETABS

$$M_{ny} := \phi_b \cdot M_{py} = 42193.5027 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_r := P_{u\_compresion\_c1} = 30923.747 \text{ kg}$$

$$M_{nx} := \phi_b \cdot M_{px} = 87374.1561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_c := \phi P_{n\_c1} = 527294.8627 \text{ kg}$$

$$M_{ry} := M_{u\_c1} = 11682.897 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{rx} := 4580.0466 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

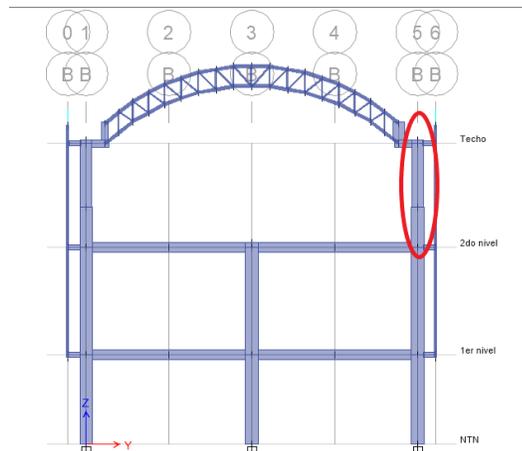
$$\frac{P_r}{P_c} = 0.0586$$

Como la relación es menor que dos se tiene:

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{M_{ny}} \right) = 0.3799$$

Como se puede observar la interacción de los esfuerzo es menor que 1, por lo tanto la columna resistirá el efecto de los esfuerzo combinados.

### 5.5.2 Columna de segundo nivel critica W 14 x 68



**Figura 5-** Columna de borde critica. Fuente: ETABS 2017

Propiedades de la sección (W 14 x 68)					
Área	129.032	cm <sup>2</sup>	Módulo de sección en Y (eje débil) (S <sub>y</sub> )	396.5669	cm <sup>3</sup>
Peralte (d)	35.56	cm	Radio de giro en X (r <sub>x</sub> )	15.2654	cm
Espesor del alma (t <sub>w</sub> )	1.0541	cm	Radio de giro en Y (r <sub>y</sub> )	6.2484	cm
Ancho de patín (b <sub>f</sub> )	25.4	cm	Modulo plástico en X (Z <sub>x</sub> )	1884.5124	cm <sup>3</sup>
Espesor del patín (t <sub>f</sub> )	1.8288	cm	Modulo plástico en Y (Z <sub>y</sub> )	604.6827	cm <sup>3</sup>
Momento de inercia en X (eje fuerte) (I <sub>x</sub> )	30051.9089	cm <sup>4</sup>	K	2.6988	cm
Momento de inercia en Y (eje débil) (I <sub>y</sub> )	5036.4002	cm <sup>4</sup>	Momento polar de inercia (J)	125.2857	cm <sup>4</sup>
Módulo de sección en X (eje fuerte) (S <sub>x</sub> )	1687.8676	cm <sup>3</sup>			

Datos.

$H_2 := 3.10 \text{ m}$  Altura del 1er al 2do nivel.

$F_y := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (A36)

$E := 2038901.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Módulo de elasticidad.

$R_y := 1.5$  (Tabla A3.1, AISC 341-16)

$d_{v2} := 8.06 \text{ in} = 20.4724 \text{ cm}$  Peralte de viga principal W 8 x 28 tercer nivel

$d_{v1} := 12.1 \text{ in} = 30.734 \text{ cm}$  Peralte de viga principal W 12 x 45

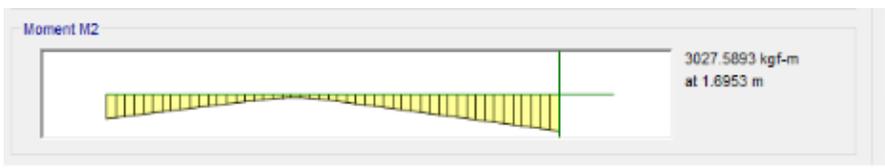
### Fuerza axial y momento ultimo entre 2do nivel y techo

Combinación de carga critica: 1.2 CM + CV + EX + 0.3EY



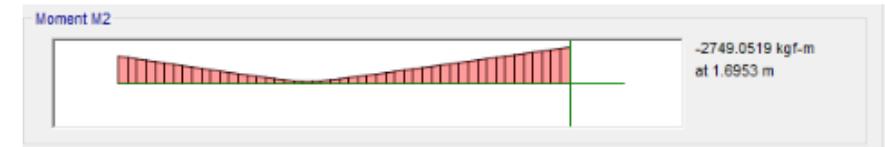
$$P_{u\_compresion\_c2} := 5716.1321 \text{ kg}$$

**Figura 5-43.** Carga axial Fuente: ETABS



$$M_{u\_compresion\_c2} := 3027.593 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-44.** Momento de compresión. Fuente: ETABS



$$M_{u\_traccion\_c2} := 2749.0519 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**Figura 5-45.** Momento de tracción Fuente: ETABS

El momento crítico a utilizar en el diseño será el mayor del momento en tracción y compresión, siendo el momento en compresión el mayor con 3027.593 kg-m. Estos momentos actúan alrededor del eje débil de la columna.

**Revisión de ductilidad del elemento.**

La columna será parte de un SMF por lo que se debe verificar que cumpla con los criterios de alta ductilidad establecidos en la tabla D1.1 de la AISC 341-16.

Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 6.9444 \qquad \lambda_{max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.4147$$

Como la relación ancho-espesor de las alas es menor que la máxima, el perfil cumple con el criterio para alta ductilidad en sus alas. Como nuestra columna estará sujeta a esfuerzos combinados axiales y flexionantes la ductilidad máxima del alma se deberá determinar en función de la carga ultima a compresión como sigue:

$$h := d - 2 \cdot k = 30.1625 \text{ cm}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{tw} = 28.6145 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

$$P_y := R_y \cdot F_y \cdot A = 490018.149 \text{ kg} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna.}$$

$$\phi_c := 0.9 \quad \text{Factor de reducción por compresión}$$

$$C_a := \frac{P_{u\_compresion\_c2}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.013$$

Como el Factor  $C_a < 0.114$  la esbeltez máxima que se permite en el alma para que sea dúctil se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_{max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 58.7462$$

Como se puede observar la esbeltez del alma es menor que la máxima permitida por lo tanto satisface el criterio de ductilidad alta, debido a que el perfil propuesto cumple ambos límites se puede considerar dúctil y elegible para formar parte de un marco especial a momento.

Observación: Debido a que el perfil es dúctil no es necesario revisar los criterios de esbeltez establecido en la tabla B4.1a de la AISC 360-16, ya que esto sería redundante, por lo tanto con la revisión anterior consideramos que nuestro perfil no posee elementos esbeltos.

### Revisión de la relación de esbeltez.

Debido a que la columna es parte de un marco atípico se utilizó los factores de longitud efectiva encontrados por el programa ETABS.

$$k_x := 3.602 \quad \text{Factor de longitud efectiva con respecto al eje fuerte X}$$

$k_y := 2.154$  Factor de longitud efectiva con respecto al eje débil Y

$$L_{c1} := H_2 - \frac{d_{v1}}{2} - \frac{d_{v2}}{2} = 284.3968 \text{ cm} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$r_x = 15.2654 \text{ cm}$  Radio de giro en x       $r_y = 6.2484 \text{ cm}$  Radio de giro en y

Relación de esbeltez.

$$\lambda_x := \frac{k_x \cdot L_{c1}}{r_x} = 67.1058 \qquad \lambda_y := \frac{k_y \cdot L_{c1}}{r_y} = 98.0396$$

La relación de esbeltez a utilizar para calcular la resistencia nominal a compresión de la columna debe ser la mayor de las dos direcciones analizadas en nuestro caso es  $\lambda_y$  que es igual a 98.0396.

### Revisión a compresión.

$E_{max1} = 98.0396$  Esbeltez máxima obtenida  
Determinando la esbeltez limite.

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.6618$$

Como la relación de esbeltez máxima obtenida es menor que la esbeltez limite el esfuerzo de compresión crítico  $F_{cr}$  debe ser determinado de la siguiente forma:  
Encontrando el esfuerzo de pandeo elástico.

$$F_{e2} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max1}^2} = 2093.5962 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\frac{F_y}{F_{e2}} = 1.2093$  Relación del esfuerzo en fluencia entre el pandeo elástico.

Esfuerzo crítico obtenido:

$$F_{cr1} := 0.658 \left( \frac{F_y}{F_{c2}} \right) \cdot F_y = 1526.1802 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Factor } \phi_c = 0.9 \quad \text{de reducción}$$

Encontrando la resistencia nominal a compresión.

$$A = 129.032 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal del perfil}$$

$$P_{n\_compresion\_c2} := F_{cr1} \cdot A = 196926.0855 \text{ kg}$$

$$\phi P_{n\_c2} := \phi_c \cdot P_{n\_compresion\_c2} = 177233.477 \text{ kg} \quad \text{Resistencia reducida}$$

### Revisión de la resistencia a flexión.

Calculo de longitudes característica.

$$L_b := L_{c1} = 284.3968 \text{ cm} \quad \text{Longitud libre de la columna}$$

$$L_p := 1.79 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 317.401 \text{ cm} \quad \text{Longitud límite del comportamiento plástico}$$

Longitud límite para el pandeo lateral torsional inelástico.

Distancia centro a centro de los patines.

$$h_0 := d - tf = 33.7312 \text{ cm}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = 7.094 \text{ cm}$$

$c := 1$  Para secciones I con simetría doble.

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left( \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \right)^2 + 6.76 \cdot \left( \frac{0.7 \cdot F_y}{E} \right)^2}} = 1164.598 \text{ cm}$$

### Calculo de la resistencia nominal a flexión.

Como la longitud  $L_b < L_p$  el estado limite por pandeo lateral torsional no aplica, por lo cual la resistencia nominal a flexión de la columna será igual al momento plástico en la dirección correspondiente. En nuestro caso se determinara la resistencia a flexión en el eje fuerte y débil de la columna debido a que nuestra combinación crítica nos genera momentos en ambas direcciones.

$$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 47711.4338 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje X}$$

$$M_{py} := F_y \cdot Z_y = 15309.147 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico alrededor del eje Y}$$

Resistencias reducidas a flexión.

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Factor de reducción.}$$

$$\phi_b \cdot M_{px} = 42940.2904 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_{py} = 13778.2323 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

### Revisión a flexo-compresión.



**Figura 5-46.** Momento actuando alrededor del eje fuerte (x).

$$M_{ny} := \phi_b \cdot M_{py} = 13778.2323 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_r := P_{u\_compresion\_c2} = 5716.1321 \text{ kg}$$

$$M_{ry} := M_{u\_compresion\_c2} = 3027.593 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_c := \phi P_{n\_c2} = 177233.477 \text{ kg}$$

$$M_{nx} := \phi_b \cdot M_{px} = 42940.2904 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{rx} := 1824.1340 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para determinar si la columna resiste los esfuerzos combinado se debe verificar que  $P_r$  (esfuerzo axial requerida) entre  $P_c$  (esfuerzo axial disponible) calculado en base al capítulo E de la AISC 360-16 es mayor o menor que 0.2.



$$\frac{P_r}{P_c} = 0.0323$$

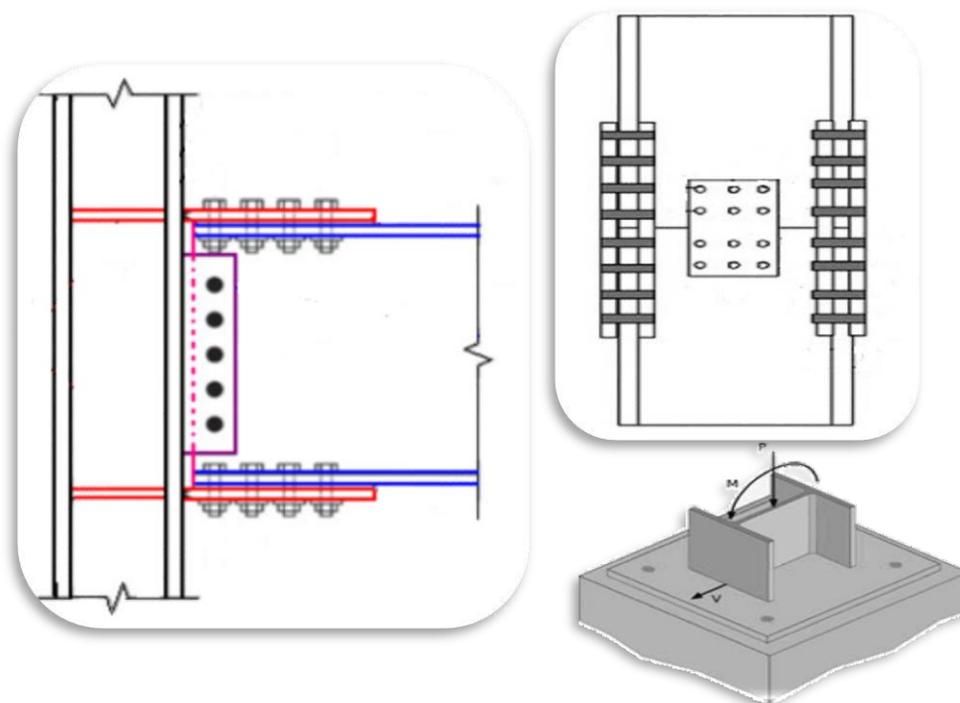
Como la relación  $P_r/P_c$  es menor que 0.2 la iteración de los esfuerzos sobre la columna se determina de la siguiente forma:

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{M_{ny}} \right) = 0.2783 \quad (\text{Ecuación H1-1b, AISC 360-16})$$

Como la interacción de los esfuerzos es menor que 1 la columna resistirá los efectos de flexo-compresión.

## VI. DISEÑO DE CONEXIONES, UNIONES Y PLACA BASE

En este capítulo se realizara el diseño de las conexiones viga-columna, viga principal-viga secundaria, las cuales se mencionan a continuación; para la conexión viga-columna se propone una “**Bolted Flange Plate Moment Connection**” la cual es una conexión para marcos especiales a momento, indicada en la **AISC 358-16**, para la conexión viga principal-viga secundaria, se propone una “**Conexión Simple de Placa Extendida de Corte**”, ya que los esfuerzos que deberá resistir no son elevados. Además de las conexiones se desarrollara el diseño de las uniones de las columnas, los cuales al igual que las conexiones se diseñaran de manera sísmica, como se indica en la **AISC 341-16**; y para finalizar se realizara el diseño de la placa base de las columnas, para las cuales se seleccionara la más crítica de la estructura. Todos los diseños abarcados en este capítulo se realizaran de acuerdo a lo indicado en la **AISC 360-16**.



**Figura 6-1.** Conexión, empalmes y placa base  
Fuente: [Boldsteelinc.com](http://Boldsteelinc.com) y [es.Slideshare.net](http://es.Slideshare.net)

## 6.1 CONEXIÓN PRECALIFICADA A MOMENTO “BOLTED FLANGE PLATE”

Las conexiones de momento (BFP) utilizan placas soldadas al ala de la columna y atornilladas al ala de la viga. Las placas superior e inferior deben ser idénticas. Las placas se sueldan al ala de la columna utilizando soldaduras de ranura CJP y las conexiones al ala de la viga se realizan con pernos de alta resistencia. El alma de la viga se conecta al ala de la columna utilizando una placa de corte atornillada.

### 6.1.1 Definición de perfiles a utilizar en la conexión.

#### 6.1.1.1 Viga (W 12 x 45):

Propiedades:

$d_b = 30.7 \text{ cm}$                       Altura de la sección

$b_{fb} = 20.4 \text{ cm}$                       Ancho del ala

$t_{fb} = 1.5 \text{ cm}$                       Espesor del ala

$t_{wb} = 0.9 \text{ cm}$                       Espesor del alma

$Z_{xb} = 1038.7 \text{ cm}^3$                       Modulo plástico

$L = 4.56 \text{ m}$                       Longitud de la viga entre las caras de la columna

Material:

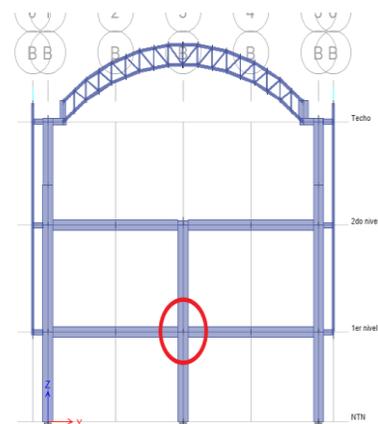
Acero ASTM A36

$F_{yb} = 2531.05 \text{ Kg/cm}^2$

$F_{ub} = 4077.80 \text{ Kg/cm}^2$

$R_y = 1.5$

$C_{pr} = 1.305 > 1.2$                        $C_{pr} = 1.2$



**Figura 6-2.** Vista frontal de conexión  
Fuente: Modelo de ETABS

### 6.1.1.2 Columna (W 14 x 132):

Propiedades:

$d_c = 37.33 \text{ cm}$	Altura de la sección
$b_{fc} = 37.33 \text{ cm}$	Ancho del ala
$t_{fc} = 2.61 \text{ cm}$	Espesor del ala
$t_{wc} = 1.63 \text{ cm}$	Espesor del alma
$Z_{xc} = 3424.89 \text{ cm}^3$	Modulo plástico
$A_c = 250.32 \text{ cm}^2$	Área de la sección

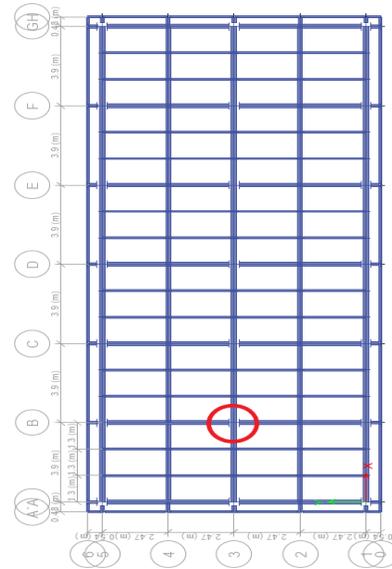
Material:

Acero ASTM A992

$$F_{yb} = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_{ub} = 4077.8 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$



**Figura 6-3.** Vista en planta de conexión  
Fuente: Modelo de ETABS

### 6.1.1.3 Placas de tensión, compresión y cortante:

Material:

Acero ASTM A36

$$F_{yb} = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_{ub} = 4077.80 \text{ Kgf/cm}^2$$

### 6.1.1.4 Pernos:

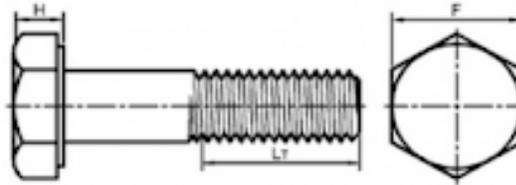
Material:

Pernos ASTM A490,

Grupo B, con rosca excluida del plano de corte

$F_{nt} = 7950 \text{ Kgf/cm}^2$  Tensión de tracción nominal

$F_{nv} = 5900 \text{ Kgf/cm}^2$  Tensión de corte nominal



**Figura 6-4.** Perno de alta resistencia ASTM A490  
Fuente: *Spanish.screws-bolt.com*

#### 6.1.1.5 Definición de los factores de resistencia según ANSI/AISC 358-16:

$\phi_d = 1.00$  Para estados límites dúctiles

$\phi_n = 0.90$  Para estados límites no dúctiles

#### 6.1.2 Diseño de la Conexión

##### 6.1.2.1 Máximo momento probable en la rótula plástica

El momento máximo esperado, ( $M_{pr}$ ), en el último tornillo alejado de la cara de la columna en la placa de tensión o compresión. Las alas de la viga deben tener una mayor resistencia a la fractura en la sección neta que su resistencia a la fluencia, porque la resistencia a tracción de la placa es un mecanismo dúctil y la ruptura de la sección neta es una falla frágil.

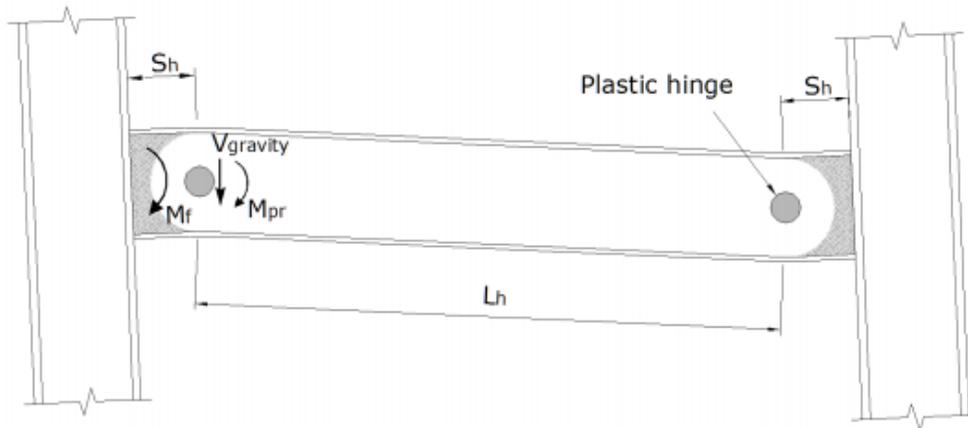
$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e; \text{ segun seccion 2.4.3 AISC 358 - 16}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2; \text{ segun seccion 2.4.2 AISC 358 - 16}$$

$$C_{pr} = 1.31, \text{ ya que este valor es mayor a 1.2 se toma } C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.5, \text{ segun Tabla A3.1 del AISC 341 - 16}$$

$$M_{pr} = 47322.03 \text{ Kgf.m}$$



**Figura 6-5.** Momento probable de viga en rotula plástica  
Fuente: pdfslide.net

### 6.1.2.2 Diámetro máximo del perno

$$dp_{max} \leq \frac{bfb}{2} \left( 1 - \frac{RyFy}{RtFu} \right) - 3 \text{ mm} = 1.98 \text{ cm}$$

$$Rt = 1.2, \text{ segun Tabla A3.1 del AISC 341 - 16}$$

$$dp_{max} = 1.98 \text{ cm}$$

Se seleccionan pernos de 3/4 de pulgadas.

$$dp = 1.905 \text{ cm}$$

$$Ap = 2.85 \text{ cm}^2$$

### 6.1.2.3 Resistencia al corte del perno

La resistencia al corte de los pernos de la placa es la menor resistencia permitida en función del perno con rosca excluida del plano de corte, el soporte del perno en la placa del ala, el soporte del perno en el ala de la viga y las consideraciones del bloque de corte.

$$rn1 = 1.0Fnv * Ap = 16816.35 \text{ Kgf}$$

$$rn2 = 2.4Fub * dp * t_{fb} = 27965.55 \text{ Kgf}$$



$$rn3 = 2.4Fup * dp * tp = 59193.75 \text{ Kgf}$$

Se estima un espesor de placa de 3/2 de pulgadas ( $tp = 3.81 \text{ cm}$ ).

#### 6.1.2.4 Numero de prueba de pernos

Es una evaluación aproximada de la cantidad de pernos necesarios para desarrollar la conexión de momento BFP. El momento para los pernos es mayor que  $Mpr$  porque el centroide del grupo de pernos está en una dirección diferente a la ubicación de la rótula primaria. Sin embargo, este no se puede determinar con precisión hasta que se establezca la geometría de la placa y el espacio entre los pernos. El factor 1.25 se usa como aumento empírico en este momento para proporcionar esta estimación inicial para el número de pernos necesarios. Los pernos se aprietan para cumplir con los criterios de deslizamiento, pero la conexión no es crítica. Los pernos están diseñados como pernos de apoyo.

$$n \geq \frac{1.25Mpr}{\phi n * rn1 * (db + tp)} = 11.53$$

$$n = 12$$

El valor "n" se redondea al número par superior.

#### 6.1.2.5 Ubicación de la rótula plástica desde la cara de la columna

La ubicación de la rótula se realiza definiendo las dimensiones críticas de la placa, como la separación del primer perno a la cara de la columna ( $S1$ ) y la separación o espaciado entre los pernos ( $s$ ).

$$Sh = S1 + s * \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 33.5 \text{ cm}$$

$$S1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$s = 6 \text{ cm}$$

Tanto (**S1**), como (**s**), se toman considerando las secciones **J3.3, J3.4 y J3.5 de la Especificación AISC 360-16.**

$$Sh = 33.5 \text{ cm}$$

### 6.1.2.6 Fuerza cortante en la rótula plástica de la viga

La fuerza de corte de la rótula plástica se basa en el corte máximo alcanzado con los momentos máximos esperados en la rótula plástica en ambos extremos de la viga, más el corte asociado con las cargas de gravedad apropiadas en la viga.

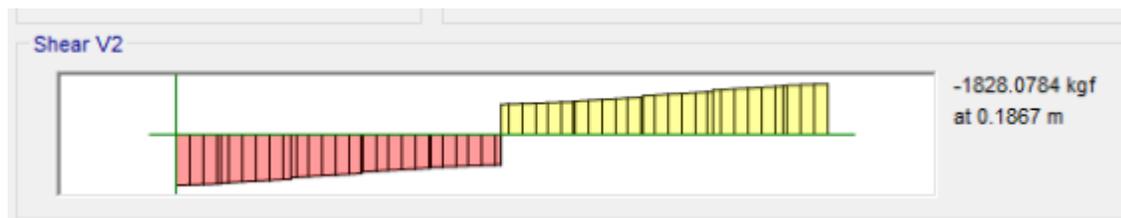
$$Vu = V_p + V_g$$

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad \text{Corte por capacidad en la rótula plástica}$$

$$V_g = \frac{w \cdot L_h}{2} \quad \text{Corte gravitacional en la rótula plástica}$$

Para la determinación de las cargas vivas y cargas muertas que se consideran, se hace uso del modelo de ETABS, en donde se muestran los diagramas de corte de carga viva y carga muerta. El cortante se multiplica por dos y se divide entre la longitud de la viga, para determinar las cargas que soporta la viga en kilogramos por metro lineal.

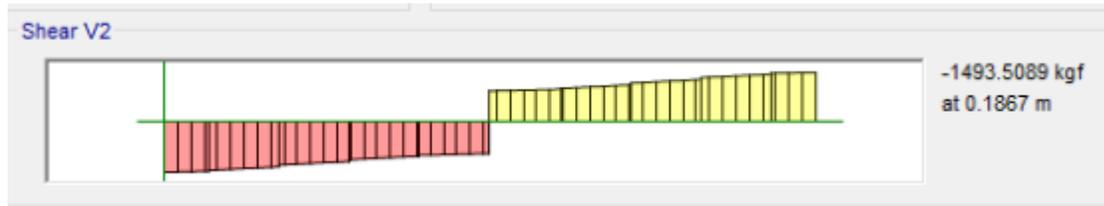
Carga muerta según ETABS:



**Figura 6-6.** Diagrama de cortante para carga muerta en viga  
Fuente: Software ETABS

$$CM = \frac{1926.97 \text{ kgf} \cdot 2}{4.56} = 845.16 \text{ Kg/m}$$

Carga viva según ETABS:



**Figura 6-7.** Diagrama de cortante para carga viva en viga  
Fuente: Software ETABS

$$CV = \frac{1481.5 \text{ kgf} * 2}{4.56} = 649.78 \text{ Kg/m}$$

La fuerza cortante en la rótula plástica por cargas gravitacionales, se calcula para la siguiente combinación de cargas:

$$W = 1.2CM + 1.6CV$$

$$W = 2053.84 \text{ Kg/m}$$

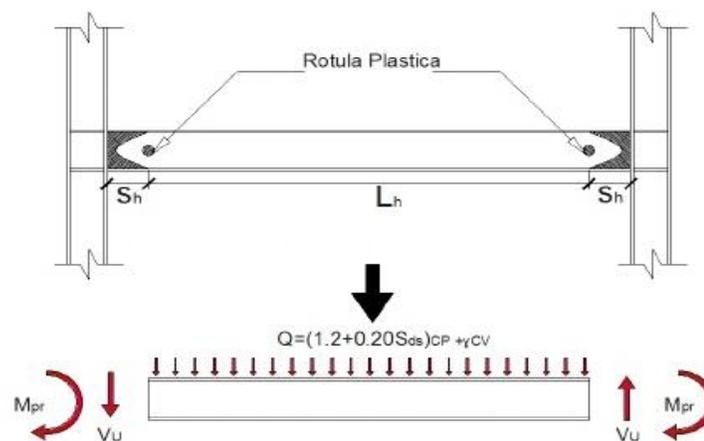
Carga distribuida

$$L = 4.56 \text{ m}$$

Longitud de la viga

$$Lh = L - 2Sh = 3.89 \text{ m}$$

Longitud entre las rotulas plásticas



**Figura 6-8.** Fuerza cortante de viga en rotula plástica  
Fuente: pdfslide.net

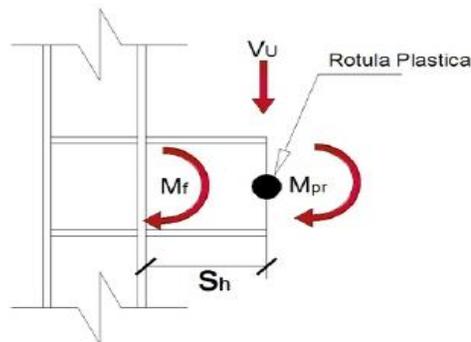
$$V_p = 24288.88 \text{ Kgf}$$

$$V_g = 4001.496 \text{ Kgf}$$

$$V_u = 28290.38 \text{ Kgf}$$

### 6.1.2.7 Momento esperado en la cara de la columna

Utilizando la geometría establecida en la ubicación de la rótula plástica, y la fuerza cortante máxima establecida anteriormente, se determina el momento máximo esperado en la cara de la columna.



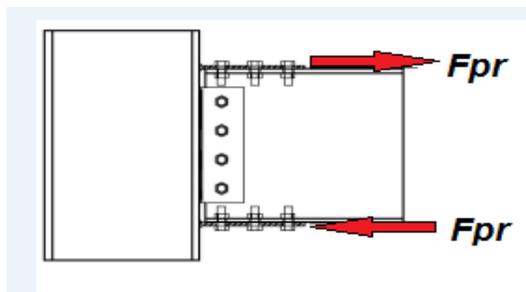
$$M_f = M_{pr} + V_u * S_h$$

$$M_f = 56799.31 \text{ Kg.m}$$

**Figura 6-9.** Momento probable, fuerza cortante y brazo de momento en rotula  
Fuente: Pdfslide.net

### 6.1.2.8 Fuerza en placa de tensión y placa de compresión

Una vez se tiene el momento en la cara de la columna, se determina la fuerza máxima esperada en las placa de tensión y placa de compresión.



$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d_b + t_p)}$$

$$F_{pr} = 164588 \text{ Kgf}$$

**6-10.** Fuerza en placa de tensión y placa de compresión  
Fuente: Pdfslide.net



### 6.1.2.9 Verificación del número de pernos

Los pernos de la placa de tensión no pueden experimentar una fuerza de tensión mayor que  $F_{pr}$ , por lo que se verifica que la cantidad de pernos sea la adecuada para evitar una posible falla. Si este número es mayor que el estimado anteriormente, puede ser necesario cambiar el número de pernos y repetir los cálculos, partiendo del número de pernos fijados nuevamente.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi n * r n 1}$$

$$n = 10.87$$

El número de pernos establecido inicialmente es mayor que el número de pernos calculado por lo que:

$$\underline{12 > 10.87; "Cumple"}$$

Se proponen pernos de  $\frac{3}{4}$  pulg., con un diámetro de agujero ( $\phi_{\text{Aguj}} = 2.06 \text{ cm}$ )

### 6.1.2.10 Verificación de placas de tensión y compresión

Al igual que los números de pernos, el ancho y el espesor de la placa deben ser verificados para asegurar que la resistencia a la tracción y la resistencia a la ruptura por tracción, respectivamente, excedan la fuerza de tracción máxima esperada en la placa.

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi d * F_{yp} * b_{fp}}$$

$$t_p = 3.18 \text{ cm}; "Cumple"$$

El espesor de placa establecido inicialmente es mayor que el espesor de placa calculado por lo que:

$$\underline{3.81 \text{ cm} > 3.18 \text{ cm}; "Cumple"}$$

Se estima un ancho de placa igual al ancho del patín ( $b_{fp} = 20.4 \text{ cm}$ )



### Estado límite de ruptura por tracción:

El cálculo de la resistencia a ruptura en tracción de la placa se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.1 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * F_{up} * A_e$$

$$A_e = A_n * U; \quad A_n = A_g - A_{aguj.}$$

$$A_g = Bfp * tp; \quad A_{aguj.} = \phi_{aguj.} * tp$$

$$A_{aguj.} = 15.6972 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de agujeros}$$

$$A_g = 77.724 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta}$$

$$A_n = 62.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta}$$

$$U = 1.00 \text{ segun Tabla D3.1 del AISC 360 - 16}$$

$$A_e = 62.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta efectiva}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 189699.7 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > F_{pr}; \text{ "Cumple"}$$

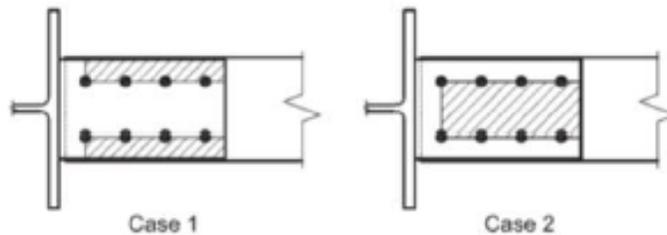
### Estado límite de ruptura del bloque de corte:

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte de la placa se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.



**Figura 6-11.** Posibles bloques de corte de la placa  
Fuente: pdfslide.net

Se calcula la resistencia al bloque de corte, para los dos posibles planos de falla, y se toma el menor valor de los dos, en estos casos el área bruta por corte y el área neta por corte en ambos casos no varía, el área neta a tensión si varía por lo que se calculara para ambos casos, y las demás áreas permanecerán igual.

$$A_{gv} = (L_p - S_1) * t_p * 2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (5.5 * \phi_{aguj.} * t_p * 2)$$

$$Ant1 = [(Dist. Al borde * t_p) - (0.5 * \phi_{aguj.} * t_p)] * 2$$

$$Ant2 = [(B_{fp} - 2 * Dist. Al borde) * t_p] - [(\phi_{aguj.} * t_p)]$$

$L_p = 37 \text{ cm}$

Longitud de la placa

$Dist. Al borde = 4.875 \text{ cm}$

Longitud de la placa

$Ant1 = 29.2989 \text{ cm}^2$

Área neta solida a tracción (Caso 1)

$Ant2 = 32.7279 \text{ cm}^2$

Área neta solida a tracción (caso 2)

$A_{nv} = 168.9354 \text{ cm}^2$

Área neta solida a corte

$A_{gv} = 255.27 \text{ cm}^2$

Área bruta solida a corte

Debido a que en el caso 1 se tiene menor área a tracción que en el caso 2, predomina el caso 1, por lo tanto Ant1 se evaluara para el cálculo.

$U_{bs} = 1.00$ , si la tension de traccion es uniforme **Factor utilizado**

$U_{bs} = 0.5$ , si la tension de traccion es no uniforme



$$Rn = 532805.92 \text{ Kgf}$$

$$Rn = 507135.73 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 380351.8 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Fpr; \text{ "Cumple"}$$

### Estado límite de pandeo por compresión:

El cálculo de la resistencia al pandeo por compresión de la placa se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.4 del AISC 360-16**.

a) Para  $Lc/r \leq 25$ :

$$\phi Pn = \phi * F_{yp} * Ag$$

$$Ag = Bfp * tp$$

b) Para  $Lc/r > 25$ :

Aplican las disposiciones del capítulo E.

La **AISC 358-16** te indica, que al verificar el pandeo por compresión de la placa, lo longitud efectiva, KL, puede tomarse como 0.65S1.

$$r = \frac{tp}{\sqrt{12}}$$

$$Lc = 2.275 \text{ cm}$$

Longitud efectiva

$$r = 1.09 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$\frac{Lc}{r} = 2.07 \text{ cm}$$

Debido a que la relación de la longitud efectiva y el radio de giro, es menor que 25, la resistencia a compresión de la placa, se calcula como se indica en el inciso a.

$$A_g = 77.724 \text{ cm}^2$$

Área bruta solida a corte

$$\phi = 0.90$$

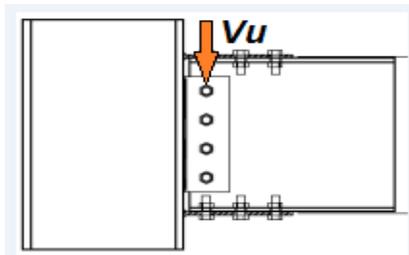
Factor de reducción (LRFD)

$$\phi P_n = 177051 \text{ Kgf}$$

$$\phi P_n > F_{pr}; \text{ "Cumple"}$$

### 6.1.2.11 Resistencia al corte requerido “Vu” de la viga y la conexión viga-alma-columna

Se establece la fuerza al corte en la rótula de la viga, en la cara de la columna, y esta fuerza de corte se usa para dimensionar y diseñar la conexión de placa de corte.



$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} = 28290.38 \text{ Kgf}$$

**Figura 6-12.** Fuerza cortante para diseño de placa de corte  
Fuente: Pdfslide.net

### 6.1.2.12 Diseño de una conexión de placa de corte para “Vu”

Es una conexión a base de una sola placa, un tipo bastante económico de conexión flexible para cargas ligeras. Los agujeros para los tornillos se barrenearn de antemano en la placa y en el alma de la viga.

Para esta conexión se proponen los siguientes materiales:

La placa de corte será de acero ASTM A36.

Los pernos a utilizar serán pernos ASTM A490.

$$F_{yb} = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_{ub} = 4077.80 \text{ Kgf/cm}^2$$

**Resistencia cortante de los pernos**

$$\phi Rn = \phi * n_v * F_{nv} * A_b$$

Se proponen 3 pernos de ¾ Pulgadas.

$F_{nv} = 5900 \text{ Kgf/cm}^2$  Tensión de corte nominal

$n_v = 3$  Numero de pernos

$d_{perno} = 1.905 \text{ cm}$  Diámetro del perno

$A_{perno} = 2.85 \text{ cm}^2$  Área del perno

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 37836.8 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > V_u; \text{"Cumple"}$$

**Diseño preliminar**

El diseño preliminar de la placa de corte, se realiza partiendo de la cantidad de pernos necesarios para resistir el cortante impuesto, de ahí las separaciones entre pernos y las separaciones a los bordes se realizan de acuerdo a la **Sección J3 del AISC 360-16**.

Placa de corte:

$L_p = 17.62 \text{ cm}$  Longitud de la placa

$b_{fp} = 10.16 \text{ cm}$  Ancho de la placa

$t_p = 1.5875 \text{ cm}$  Espesor de la placa

Propiedades geométricas:

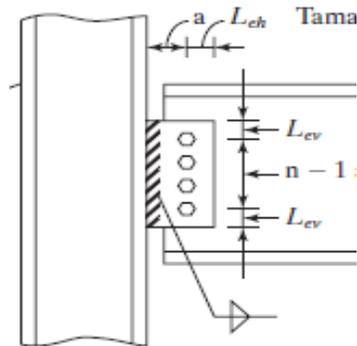
$S = 5 \text{ cm}$  Separación entre pernos de centro a centro

$L_{ev} = 3.81 \text{ cm}$  Longitud vertical de la perforación al borde de la placa

$L_{eh} = 5.08 \text{ cm}$  Longitud horizontal de la perforación al borde de la placa

$d(\text{perf.}) = 2.06 \text{ cm}$       Diámetro de la perforación

$a = 5.08 \text{ cm}$       Longitud horizontal de la perforación a la cara de columna



Las longitudes horizontales y verticales de las placas se realizan de acuerdo a la **Tabla J3.4 AISC 360-16**.

**Figura 6-13.** Detalle de una conexión de placa de corte  
Fuente: Libro de diseño estructural McCormac

### Aplastamiento del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = n_v * \phi * 2.4 * d_{\text{perno}} * t_p * F_{up}$$

$\phi = 0.75$       Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 66592.97 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

### Fluencia en corte de placa de corte

El cálculo de la resistencia a la fluencia en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.a del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yp} * A_{gv}$$

$$A_{gv} = L_p * t_p$$

$A_{gv} = 27.97 \text{ cm}^2$       Área bruta a corte

$\phi = 1.0$       Factor de reducción (LRFD)



$$\phi R_n = 42478.74 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

### Fluencia en corte del alma de la viga

El cálculo de la resistencia a la fluencia en corte del alma de la viga, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.a del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yb} * A_w * C_{v1}$$

$$A_w = (d_b - 2t_{fb}) * t_{wb}$$

$$C_{v1} = 1.0$$

Coefficiente de corte por resistencia del alma

$$A_w = 24.93 \text{ cm}^2$$

Área del alma de la viga

$$\phi = 1.0$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 37859.45 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

### Ruptura en corte de placa de corte

El cálculo de la resistencia a la ruptura en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.b del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{up} * A_{nv}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (d_{(perf.)} * t_p * n_v)$$

$$A_{nv} = 18.161 \text{ cm}^2$$

Área neta a corte

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 33325.62 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$



### Ruptura del bloque de corte en placa de corte

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte de la placa de corte, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$Rn = 0.6 * Fup * Anv + Ubs * Fu * Ant$$

$$Rn = 0.6 * Fyp * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.

$$Agv = (Lp - Lev) * tp$$

$$Anv = Agv - (2.5 * d_{(perf.)} * tp)$$

$$Ant = [Leh - (0.5 * d_{(perf.)})] * tp$$

$$Agv = 21.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta solida a corte}$$

$$Anv = 13.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a corte}$$

$$Ant = 6.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a tracción}$$

$$Ubs = 1.00, \text{ si la tension de traccion es uniforme} \quad \text{Factor utilizado}$$

$$Ubs = 0.5, \text{ si la tension de traccion es no uniforme}$$

$$Rn = 59854.05 \text{ Kgf}$$

$$Rn = 59511.2 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi Rn = 44633.4 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Vu; \text{ "Cumple"}$$

**Ruptura del bloque de corte en alma de la viga**

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte del alma de la viga, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.

$$y = \frac{d_b - 2t_f - L_p}{2}$$

$$A_{gv} = (d_b - 2t_f - y - L_{ev}) * t_{wb}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (2.5 * d_{(perf.)} * t_{wb})$$

$$A_{nt} = [L_{ev} - (0.5 * d_{(perf.)})] * t_{wb}$$

$$A_{gv} = 16.965 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta sólida a corte}$$

$$A_{nv} = 12.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta sólida a corte}$$

$$A_{nt} = 3.645 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta sólida a tracción}$$

$$U_{bs} = 1.00, \text{ si la tensión de tracción es uniforme} \quad \text{Factor utilizado}$$

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

$$R_n = 45031.15 \text{ Kgf}$$

$$R_n = 40627.14 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 30470.35 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{ "Cumple"}$$

### 6.1.3 Verificación de la relación viga-columna

De acuerdo a lo indicado en la Sección E3.4a del AISC 341-16, la conexión viga-columna, deberá satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

Donde:

- ✓  $\sum M_{pc}$  = Es la suma de las proyecciones de las resistencias nominales a la flexión de las columnas, por encima y por debajo de la junta con la línea central de la viga, con una reducción de la fuerza axial en la columna.
- ✓  $\sum M_{pb}$  = Es la suma de las proyecciones de las resistencias nominales a la flexión esperadas de las vigas, en las ubicaciones de las rotulas plásticas, hasta la línea central de la columna.

#### 6.1.3.1 Cortes y momentos en la rótula plástica

Estos son los resultados obtenidos en los cálculos anteriores, los cuales serán de utilidad para la verificación de la relación viga-columna.

$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e = 47322.03 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$  Máximo momento probable en la

rótula plástica

$Sh = S_1 + s * \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 33.5 \text{ cm}$  Ubicación de la rótula plástica desde la cara de la columna

$W = 1.2CM + 1.6CV = 2053.84 \text{ Kgf/m}$  Carga distribuida

$Lh = L - 2Sh = 3.89 \text{ m}$  Longitud entre las rotulas plásticas

$V_p = \frac{2M_{pr}}{Lh} = 24288.88 \text{ Kgf}$  Corte por capacidad en la rótula plástica

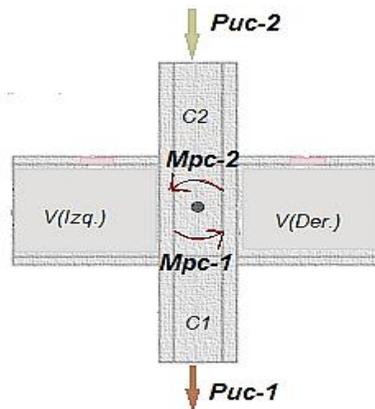
$V_g = \frac{w * Lh}{2} = 4001.496 \text{ Kgf}$  Corte gravitacional en la rótula plástica

$d_c = 37.33 \text{ cm}$       Altura de la sección

$A_{gc} = 250.32 \text{ cm}^2$       Área de la sección

### 6.1.3.2 Sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas

$$\sum M_{pc} = \sum Zx * \left( F_{yc} - \frac{P_r}{A_{gc}} \right)$$



**Figura 6-15.** Sumatoria de momentos producidos en la junta por la columna  
Fuente: Docplayer.es

Columna inferior:

$P_{r-1} = 40060.82 \text{ Kgf}$       Fuerza axial de la combinación 1.2CM+1.6CV  
para la columna W14X132

Columna superior:

$P_{r-2} = 24145.56 \text{ Kgf}$       Fuerza axial de la combinación 1.2CM+1.6CV  
para la columna W14X132

Momentos máximos probables esperados en la junta:

$$M_{pc-1} = 81197.67 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pc-2} = 83378 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de Momentos máximos probables en la junta:

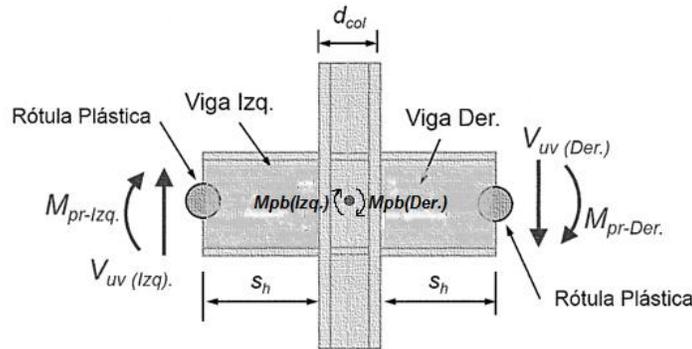
$$\sum M_{pc} = M_{pc-1} + M_{pc-2}$$

$$\sum M_{pc} = 164575.7 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

### 6.1.3.3 Sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las vigas

$$\sum M_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha S M_v)$$

$$M_v = V_u * (Sh + 0.5d_c)$$



**Figura 6-14.** Sumatoria de momentos producidos en la junta de la viga  
Fuente: Docplayer.es

Viga de la izquierda:

$$V_{u(Izq.)} = V_p + V_g = 28290.38 \text{ Kgf} \quad \text{Corte esperado en la rótula plástica}$$

$$M_{v(Izq.)} = 14757.67 \text{ Kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento adicional por la amplificación del cortante}$$

$$M_{pr(Izq.)} = 47322.03 \text{ Kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Máximo momento probable en la rótula plástica}$$

Viga de la derecha:

$$V_{u(Der.)} = V_p - V_g = 20287.39 \text{ Kgf} \quad \text{Corte esperado en la rótula plástica}$$

$$M_{v(Der.)} = 10583.73 \text{ Kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento adicional por la amplificación del cortante}$$

$$M_{pr(Der.)} = 47322.03 \text{ Kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Máximo momento probable en la rótula plástica}$$

Momentos máximos probables esperados en la junta:

$$M_{pb(Izq.)} = 62080.84 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pb(Der.)} = 57905.76 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de Momentos máximos probables en la junta:

$$\sum M_{pb} = M_{pb(Izq.)} + M_{pb(Der.)}$$

$$\sum M_{pb} = 119986.6 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

#### 6.1.3.4 Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas

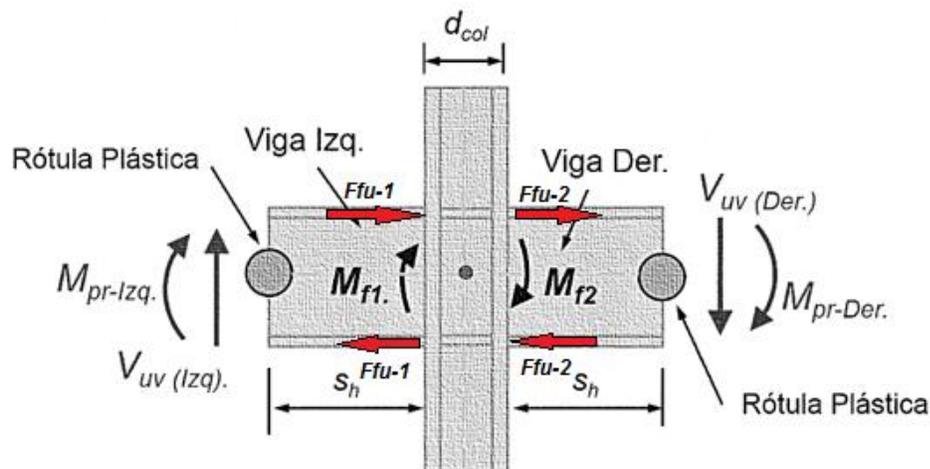
A los efectos de asegurar el mecanismo de viga débil-columna fuerte en el diseño de los pórticos especiales, se debe cumplir con la siguiente relación, basada en conceptos del diseño por capacidad:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.37, \text{ "Cumple"}$$

#### 6.1.4 Revisión de la zona del panel

De acuerdo a lo indicado en la **Sección E3.6e del AISC 341-16**, la resistencia al cortante requerido de la zona del panel se determinara a partir de la suma de los momentos en las caras de las columnas, según se determine mediante la proyección de los momentos esperados en los puntos donde se encuentra la rótula plástica, hacia las caras de las columnas.



**Figura 6-16.** Demanda en los nodos del panel  
Fuente: Docplayer.es

### 6.1.4.1 Demanda por corte en la zona del panel

Para este cálculo se pueden usar los datos calculados anteriormente en la **Sección 6.1.3.3**, donde se muestran los cortantes y momentos máximos en la rótula plástica.

a) Cargas concentradas debido a los momentos esperados de las vigas en la cara de la columna:

Viga de la izquierda:

$$M_{f(Izq.)} = M_{pr(Izq.)} + V_{u(Izq.)} * Sh$$

$$F_{f(Izq.)} = \frac{M_{f(Izq.)}}{(d_b - t_{fb})}$$

$M_{f(Izq.)} = 56799.31 \text{ Kgf.m}$  Momento esperado en la cara de la columna

$F_{f(Izq.)} = 194518.2 \text{ Kgf}$  Fuerza en la cara de la columna

Viga de la derecha:

$$M_{f(Der.)} = M_{pr(Der.)} + V_{u(Der.)} * Sh$$

$$F_{f(Der.)} = \frac{M_{f(Der.)}}{(d_b - t_{fb})}$$

$M_{f(Der.)} = 54118.3 \text{ Kgf.m}$  Momento esperado en la cara de la columna

$F_{f(Der.)} = 185336.7 \text{ Kgf}$  Fuerza en la cara de la columna

b) Cortante último que actúa en la columna, debido a los momentos de las columnas y a los momentos máximos probables que puedan transferir las vigas:

$L = 3.20 \text{ m}$  Longitud de la columna

$L_L = L - d_b = 2.893 \text{ m}$  Longitud libre de la columna

$d_b = 30.7 \text{ cm}$  Altura de la sección de la viga

Corte debido a los momentos probables de las vigas:

$$V_{uc(vigas)} = \frac{\sum M_{pb}}{L_L}$$

$$V_{uc(vigas)} = \mathbf{41474.80\ Kgf}$$

Corte debido a los momentos probables de las columnas:

$$V_{uc(Columnas)} = 2 \cdot \frac{M_{pc}}{L_L}$$

$$V_{uc-1} = \mathbf{56133.89\ Kgf}$$

$$V_{uc-2} = \mathbf{57641.2\ Kgf}$$

El cortante último que actúa en la columna, será el menor valor de los tres cortantes calculados.

$$V_{uc} = \mathbf{41474.80\ Kgf}$$

La demanda por corte en la zona del panel se determina haciendo sumatoria, con las fuerzas obtenidas en el inciso a y b, como se muestra a continuación:

$$R_u = F_{f(Izq.)} + F_{f(Der.)} - V_{uc}$$

$$R_u = \mathbf{338380\ Kgf}$$

#### 6.1.4.2 Resistencia al corte en la zona del panel

El cálculo de la resistencia al corte en la zona del panel, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J10.6.a del AISC 360-16**.

Para  $\alpha P_{r-1} < 0.4 P_{yc}$ :

$$\phi R_v = \phi * 0.6 * F_{yc} * d_c * t_{wc}$$

$$P_{r-1} = \mathbf{40060.82\ Kgf} \quad \text{Fuerza axial de la combinación 1.2CM+1.6CV para la columna W14X132}$$

$$\alpha = 1.0 \quad \text{Coeficiente de corte por resistencia del alma}$$

$$P_{yc} = F_{yc} * A_g = \mathbf{632762.5\ Kgf} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna}$$



$$0.4P_{yc} = 253105 \text{ Kgf}$$

Ya que la condición  $P_{uc-1} < 0.4P_{yc}$  se cumple, aplica la ecuación del inciso a de la sección J10.6.

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi R_v = 83606.29 \text{ Kgf}$$

#### 6.1.4.3 Revisión de la relación demanda/capacidad

Si la relación demanda/capacidad es superior a la unidad, significa que la zona del panel necesita refuerzo.

$$\phi = 1.0 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_v} = 4.05 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\phi R_v < R_u; \text{ "Requiere refuerzo"}$$

#### 6.1.4.4 Demanda requerida para planchas adosadas al alma

Según la **Sección E3.6e del AISC 341-16**, en caso de que la resistencia requerida de la zona del panel exceda la resistencia de diseño, se deberán proporcionar placas dobles adosadas al alma de la columna, la resistencia que deberán proveer dichas placas se calcula haciendo la diferencia entre la resistencia al corte en la zona del panel y la demanda por corte en la zona del panel.

$$R_{dp \text{ Req.}} = R_u - \phi R_v$$

$$R_{dp \text{ Req.}} = 254773.7 \text{ Kgf}$$

#### 6.1.4.5 Espesor requerido de planchas adosadas al alma

De acuerdo a la **Sección E3.6e del AISC 341-16**, alternativamente, el espesor requerido de la zona del panel se determinara de acuerdo con el método utilizado para proporcionar la zona del panel de la conexión probada o precalificada.

El espesor requerido de las planchas, se calcula de acuerdo a lo indicado en la **Sección G4 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yc} * A_w * C_{v2}$$

$$A_w = 2h * t_{pa}$$

$$h = d_b - 2t_{fc}$$

$$h = \mathbf{32.11 \text{ cm}}$$

Cv2, es un coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo, que se calcula de acuerdo a lo indicado en la **Sección G2.2 del AISC 360-16**.

Cuando:

$$\frac{h}{tw} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}; C_{v2} = 1.0$$

$$1.1 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}; C_{v2} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}}{\frac{h}{tw}}$$

$$\frac{h}{tw} > 1.37 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}; C_{v2} = \frac{1.51 K_v * E}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 * F_y}$$

El valor de Kv, se considera como 5.

$$\frac{h}{tw} = \mathbf{19.69}$$

$$1.1 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} = \mathbf{69.82}$$

Los valores cumplen en la primera condición, por lo que el valor Cv2, se toma como 1.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yc} * 2h * t_{pa} * C_v2$$

De esta fórmula se despeja el valor de  $t_{pa}$ , el cual será el espesor de una de las placas, y  $\phi R_n$  se considera como la resistencia requerida de las planchas.

$$t_{pReq.} = \frac{R_{dpReq.}}{\phi * 0.6 * F_{yc} * 2h * C_v2}$$

$$t_{pReq.} = 2.49 \text{ cm}$$

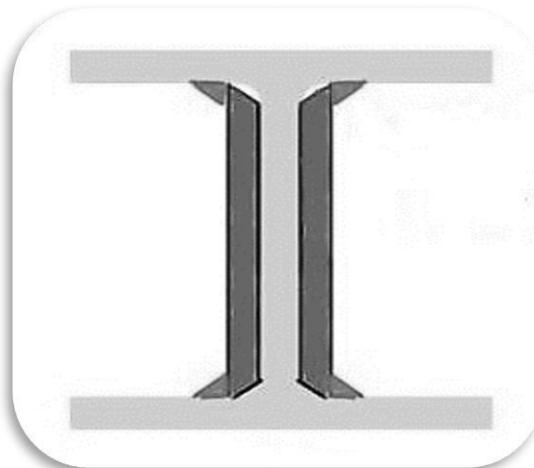
Se proponen placas de 1 pulgada o 2.54 cm.

$$t_{Total} = t_{wc} + 2(t_{pProp.}) = 6.7183 \text{ cm}$$

#### 6.1.4.6 Espesor mínimo de la zona del panel

De acuerdo a la **Sección E3.6e del AISC 341-16**, los espesores individuales,  $t$ , del alma de la columna y placas dobles, si se utilizan, deberán cumplir con el siguiente requisito:

$$t_{min} = \frac{(d_z + w_z)}{90}$$



**Figura 6-17.** Esquema de planchas adosadas al alma

Fuente: Docplayer.es

$$d_z = d_c - 2t_{fc} = 32.1056 \text{ cm} \quad \text{Altura de la zona del panel}$$

$$w_z = d_b - 2t_{fb} = 27.7 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la zona del panel}$$

$$t_{min} = \frac{(d_z + w_z)}{90} = 0.66 \text{ cm} \quad \text{Espesor mínimo de la zona del panel}$$

$$t_{Total} > t_{min}; \text{ "Cumple"}$$

### 6.1.5 Revisión de alas y almas con cargas concentradas

Esta revisión se realiza de acuerdo con la **Sección E3.6f del AISC 341-16** y la **Sección J10 del AISC 360-16**.

#### 6.1.5.1 Fuerza en la placa que conecta la viga con la columna

$$Pf = \frac{M_f}{\alpha_s * d^*}$$

$$\alpha_s = 1 \quad \text{Factor de ajuste del nivel de fuerza}$$

$$d^* = d_p + t_p = 34.51 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre los centroides de las placas de conexión}$$

$$Pf = 164588 \text{ Kgf}$$

En caso de que las resistencias locales por cargas concentradas en las alas y almas de la columna sean menores a la fuerza requerida en la cara de la columna, deberán utilizarse placas de continuidad.

#### 6.1.5.2 Flexión local del ala de la columna

El cálculo de la resistencia a la flexión local del ala de la columna, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J10.1 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 6.25 * F_{yf} * t_f^2$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 97446.25 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n < Pf; \text{ "No Cumple"}$$



Por lo tanto se necesitan placas de continuidad.

### 6.1.5.3 Fluencia local del alma de la columna

El cálculo de la resistencia a la flexión local del ala de la columna, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J10.2 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

Donde:

$k$  = Distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma.

$L_b$  = Longitud del apoyo

$K = 4.14 \text{ cm}$ , del perfil de la columna del **Manual del AISC 360-16**.

$L_b = 37 \text{ cm}$ , Longitud de la placa de tensión

$\phi = 1.0$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 196342.4 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > P_f; \text{"Cumple"}$$

### 6.1.5.4 Aplastamiento del alma de la columna

El cálculo de la resistencia a la flexión local del ala de la columna, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J10.3 del AISC 360-16**.

$$\frac{d_c}{2} = 18.669 \text{ m}$$

Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es menor a  $d/2$ , se calcula de la siguiente manera, considerando la relación de la longitud de la placa y el peralte de la columna.

$$\frac{L_b}{d_c} = 0.99$$

Para:

$$\frac{l_b}{d_c} > 0.2$$

$$\phi R_n = 0.40 * t_w^2 * \left[ 1 + \left( \frac{4l_b}{d} - 0.2 \right) * \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$Q_f = 1.0$  Para secciones de ala ancha y secciones tubulares

$$\phi R_n = 209460 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > P_f; \text{"Cumple"}$$

#### 6.1.5.5 Pandeo lateral del alma de la columna

El cálculo de la resistencia a la flexión local del ala de la columna, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J10.4 del AISC 360-16**.

Si el ala en compresión no está restringida de rotar:

$$h = d_c - 2(k) = 29.058 \text{ cm}$$

$$\frac{\left( \frac{h}{t_w} \right)}{\left( \frac{l_b}{b_f} \right)} = 17.89$$

Si  $\frac{\left( \frac{h}{t_w} \right)}{\left( \frac{l_b}{b_f} \right)} > 1.7$  No aplica el estado límite de pandeo lateral del alma

#### 6.1.5.6 Pandeo del alma comprimida de la columna

El cálculo de la resistencia a la flexión local del ala de la columna, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J10.5 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * \left( \frac{24 * t_w^3 * \sqrt{E * F_{yw}}}{h} \right) * Q_f$$

$\phi = 0.90$  Factor de reducción (LRFD)



$Q_f = 1.0$  Para secciones de ala ancha y secciones tubulares

$$\phi R_n = 234843.3 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > P_f; \text{"Cumple"}$$

### 6.1.5.7 Diseño de placas de continuidad

La **Sección E3.6f del AISC 341-16**, indica que cuando la resistencia requerida en la cara de la columna exceda la resistencia disponible de la columna, determinada usando los estados limites locales aplicables estipulados en la **Sección J10 del AISC 360-16**, donde corresponda, se proporcionaran placas de continuidad.

#### Diseño preliminar

Las placas de continuidad, deberán cumplir con los siguientes requisitos.

- ✓ Para columnas en forma W, las placas de continuidad se extenderán, como mínimo, desde el alma de la columna hasta un punto opuesto a los puntos de las alas más anchas de las vigas.
- ✓ Para conexiones de dos lados, el espesor de las placas de continuidad debe ser al menos igual al 75% el espesor del ala de la viga más gruesa a cada lado de la columna.

Las placas de continuidad serán de acero ASTM A36.

$L_p = 32.10 \text{ cm}$  Longitud de la placa

$b_{fp} = 9.38 \text{ cm}$  Ancho de la placa

$t_p = 1.905 \text{ cm}$  Espesor de la placa

Las placas de continuidad deben satisfacer los requisitos de la **Sección J10.8, E3.6f.2 del AISC 360-16** y la **Sección E3.6f.2 del AISC 341-16**.

#### Demanda requerida para las placas de continuidad

Se calcula haciendo la diferencia entre la resistencia a flexión local del ala de la columna y la fuerza en la placa que conecta la viga por la columna.



$$R_{dp \text{ Req.}} = P_f - \phi R_n = 67141.713 \text{ Kgf}$$

### Fluencia en tracción de la placa

El cálculo de la resistencia a fluencia en tracción de la placa, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.1 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = 2 * \phi * F_{yp} * A_g$$

$$A_g = b_{fp} * t_p$$

$$A_g = 17.87 \text{ cm}^2$$

Área bruta

$$\phi = 0.9$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 81408.74 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > R_{dp \text{ req.}}; \text{ "Cumple"}$$

### Ruptura en tracción de placa

El cálculo de la resistencia a ruptura en tracción de la placa, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.1 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * F_{up} * A_e$$

$$A_e = A_n * U; \quad A_n = A_g - A_{aguj.}$$

$$A_g = B_{fp} * t_p; \quad A_{aguj.} = \phi_{aguj.} * t_p$$

Ya que es una placa de continuidad esta va soldada por lo que no tiene agujeros en ella, por ende el área neta y el área gruesa son iguales.

$$A_n = 17.87 \text{ cm}^2$$

Área neta

$$U = 1.00 \text{ segun Tabla D3.1 del AISC 360 - 16}$$

$$A_e = 17.87 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)



$$\phi R_n = 109298.701 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > R_{d\text{req.}}; \text{ "Cumple"}$$

### Resistencia a compresión de la placa

El cálculo de la resistencia al pandeo por compresión de la placa se, realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.4 del AISC 360-16**.

c) Para  $L_c/r \leq 25$ :

$$\phi P_n = \phi * F_{yp} * A_g$$

$$A_g = B_{fp} * t_p$$

d) Para  $L_c/r > 25$ :

Aplican las disposiciones del capítulo E.

La **AISC 358-16** te indica, que al verificar el pandeo por compresión de la placa, lo longitud efectiva, KL o  $L_c$ , puede tomarse como  $0.65S_1$ .

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}}$$

$L_c = 32.10 \text{ cm}$  Longitud efectiva

$r = 0.55 \text{ cm}$  Radio de giro

$$\frac{L_c}{r} = 58.38 \text{ cm}$$

Debido a que la relación de la longitud efectiva y el radio de giro, es mayor que 25, la resistencia a compresión de la placa, se calcula como se indica en el inciso b.

$$\phi P_n = 2 * \phi * F_{cr} * A_g$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.70$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}; \quad F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

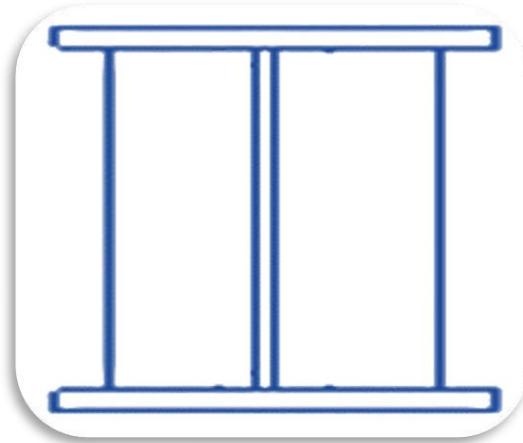
$F_e = 5905.62 \text{ Kg/cm}^2$  Tensión de pandeo elástico

$F_{cr} = 2115.414 \text{ Kg/cm}^2$  Tensión de pandeo por flexión

$A_g = 17.87 \text{ cm}^2$  Área neta

$$\phi P_n = 68040.23 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n > R_{d\text{req.}}; \text{ "Cumple"}$$



**Figura 6-18.** Vista en planta de columna (Esquema de placas de continuidad)  
Fuente: Docplayer.es

## 6.1.6 Diseño de la soldadura de las placas de conexión

### 6.1.6.1 Placas de momento a tensión y compresión

La **Sección 7.5.2 del AISC 358-16** indica que la soldadura para las placas de tensión y compresión de la **Bolted Flange Plate**, deberá ser soldadura de ranura CJP de demanda crítica.

El diseño de este tipo de soldadura normalmente no se hace, debido a que la resistencia de la soldadura es mucho más grande que la resistencia del metal

base, debido a esto los proyectista no se molestan en diseñar, ya que de antemano se entiende que de haber una falla, esta se dará en el metal base y no en la soldadura de ranura

### 6.1.6.2 Placa de corte

La AISC 358-16 indica que la soldadura para la placa de corte de la **Bolted Flange Plate**, puede ser soldaduras de ranura CJP, soldaduras de ranura PJP de dos lados o soldaduras de filete de dos lados.

Se seleccionó soldadura de filete para la placa de corte:

La AISC 360-16 indica que la resistencia de diseño de juntas soldadas será el menor valor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo a los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia.

#### Fuerza de diseño de la soldadura:

$$\phi R_n = \phi * F_u * A_e = 74056.93 \text{ Kgf} \quad \text{Resistencia a ruptura en tracción de la placa de corte}$$

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yp} * A_g = 33325.62 \text{ Kgf} \quad \text{Resistencia a ruptura por corte de la placa de corte}$$

$$F_{\text{Diseño}} = 33325.62 \text{ Kgf}$$

#### Detalles de la placa de corte y soldadura:

$$L_p = 15.08 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la placa}$$

$$b_{fp} = 10.16 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la placa}$$

$$t_p = 1.5875 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la placa}$$

Soldadura:

Se utilizara soldadura E70



### Resistencia de la soldadura:

La siguiente formula representa la resistencia de un cordón de soldadura de filete.

$$\phi Rn = \phi * F_{nw} * A_{we}$$

$$A_{we} = Lp * t$$

$$t = \frac{a}{\sqrt{2}}$$

$$F_{nw} = 0.60F_{EXX} \quad \text{Tensión nominal del metal de soldadura}$$

$$F_{EXX} = 4922.87 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$a = 0.7 \text{ cm} \quad \text{Tamaño de la soldadura}$$

$$t = 0.4949 \text{ cm} \quad \text{Tamaño de la garganta de la soldadura}$$

$$A_{we} = 8.72 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efectiva de la soldadura}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi Rn = 19320.59 \text{ Kgf}$$

Ya que la placa de corte será soldada en ambos lados, la resistencia de la soldadura, será la resistencia de un cordón multiplicado por dos.

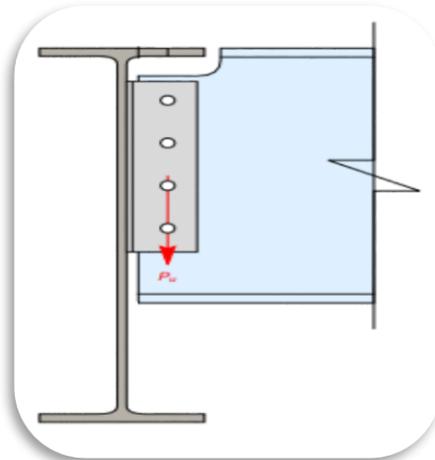
$$2\phi Rn = 2 * 19320.59 \text{ Kgf}$$

$$2\phi Rn = 38641.19 \text{ Kgf}$$

$2\phi Rn > \text{Resistencia a ruptura por corte de la placa; "Cumple"}$

## 6.2 CONEXIÓN SIMPLE DE PLACA DE CORTE (VIGA-TRABE)

Este tipo de conexiones se utiliza para conectar vigas simplemente apoyadas a otras vigas a como se muestra en la figura.



**Figura 6-19.** Conexión viga principal-viga secundaria.  
Fuente: Pdfslide.net

### 6.2.1 Definición de perfiles a utilizar en la conexión.

Para esta conexión todos perfiles a utilizar serán de acero *ASTM A36*.

$$F_{yb} = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_{ub} = 4077.80 \text{ Kgf/cm}^2$$

Los pernos a utilizar son *ASTM A325*.

*Grupo A, con rosca excluida del plano de corte*

$$F_{nt} = 6320 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Tensión de tracción nominal}$$

$$F_{nv} = 4780 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Tensión de corte nominal}$$

#### 6.2.1.1 Viga (W 12 x 45)

Propiedades:

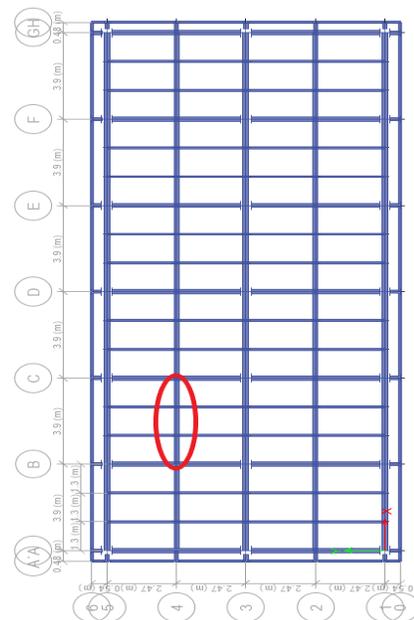
$d_b = 30.7 \text{ cm}$	Altura de la sección
$b_{fb} = 20.4 \text{ cm}$	Ancho del ala
$t_{fb} = 1.5 \text{ cm}$	Espesor del ala
$t_{wb} = 0.9 \text{ cm}$	Espesor del alma
$Z_{xb} = 1038.7 \text{ cm}^3$	Modulo plástico

### 6.2.1.2 Viga (W 8 x 28):

Propiedades:

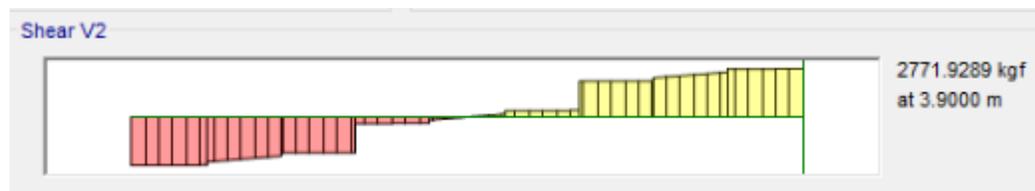
Las dimensiones del rebaje de la sección de la viga, se tomaron de acuerdo a la **Tabla 9-2 del Manual de AISC**.

$d_b = 20.47 \text{ cm}$	Altura de la sección
$d_c = 5.08 \text{ cm}$	Rebaje de la sección
$d_r = 15.39 \text{ cm}$	$d_b - d_c$
$b_{fb} = 16.61 \text{ cm}$	Ancho del ala
$t_{fb} = 1.18 \text{ cm}$	Espesor del ala
$t_{wb} = 0.72 \text{ cm}$	Espesor del alma
$Z_{xb} = 445.72 \text{ cm}^3$	Modulo plástico



**Figura 6-20.** Vista en planta de conexión  
Fuente: Modelo de ETABS

### 6.2.2 Fuerza cortante calculada con ETABS



**Figura 6-21.** Diagrama de cortante en viga secundaria  
Fuente: Software ETABS



$$V_u = 2771.9289 \text{ Kgf}$$

Antes del pre-dimensionamiento de la placa, se debe realizar el cálculo del número de pernos y diámetro.

Esto para poder determinar la longitud y ancho de la placa de corte, haciendo uso de las separaciones entre pernos y distancias al borde.

### 6.2.3 Resistencia cortante de los pernos

$$\phi R_n = \phi * n_v * F_{nv} * A_b$$

Se proponen 2 pernos de 1/2 Pulgadas.

$$F_{nv} = 4780 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Tensión de corte nominal}$$

$$n_v = 2 \quad \text{Numero de pernos}$$

$$d_{perno} = 1.27 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del perno}$$

$$A_{perno} = 1.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del perno}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 9082.732 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{ "Cumple"}$$

### 6.2.4 Diseño preliminar de la conexión

Placa de corte:

$$L_p = 12.7 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la placa}$$

$$b_{fp} = 6.35 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la placa}$$

$$t_p = 0.9525 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la placa}$$

$$S_x = 25.60 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo de sección de la placa}$$

$$Z_x = 38.41 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo de la sección plástico de la placa}$$

Pernos:

Propiedades geométricas:

$S = 7.62 \text{ cm}$	Separación entre pernos de centro a centro
$Lev = 3.175 \text{ cm}$	Longitud vertical de la perforación al borde de la placa
$Leh = 3.175 \text{ cm}$	Longitud horizontal de la perforación al borde de la placa
$d(\text{perf.}) = 1.42 \text{ cm}$	Diámetro de la perforación
$a = 3.175 \text{ cm}$	Longitud horizontal de la perforación a la cara de columna

El diseño preliminar de la conexión se realiza tomando en cuenta el capítulo J de la Especificación **AISC 360-16**.

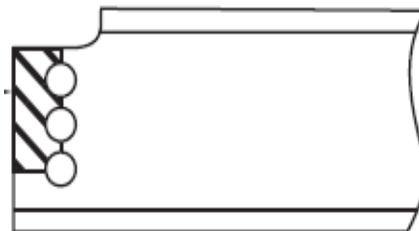
### 6.2.5 Ruptura del bloque de corte en alma de la viga

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte del alma de la viga, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$Rn = 0.6 * Fup * Anv + Ubs * Fu * Ant$$

$$Rn = 0.6 * Fyp * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.



**Figura 6-22.** Bloque de corte en alma de la viga  
Fuente: Diseño de estructuras de acero McCormac

$$y = \frac{d_r - 2t_f - Lp}{2}$$

$$Agv = (d_r - t_f - y - Lev) * t_{wb}$$

$$Anv = Agv - (1.5 * d_{(perf.)} * t_{wb})$$

$$Ant = [Lev - (0.5 * d_{(perf.)})] * t_{wb}$$

$$Agv = 7.90 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta solida a corte}$$

$$Anv = 6.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a corte}$$

$$Ant = 1.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a tracción}$$

$$Ubs = 1.00, \text{ si la tension de traccion es uniforme} \quad \text{Factor utilizado}$$

$$Ubs = 0.5, \text{ si la tension de traccion es no uniforme}$$

$$Rn = 22081.04 \text{ Kgf}$$

$$Rn = 19263.54 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi Rn = 14447.65 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Vu; \text{ "Cumple"}$$

## 6.2.6 Verificación de la placa para estados limites

### 6.2.6.1 Resistencia al aplastamiento del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi Rn = nv * \phi * 2.4 * d_b * t_p * F_{up}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi Rn = 17758.13 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Vu; \text{ "Cumple"}$$



### 6.2.6.2 Resistencia al desgarre del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 1.2 * l_c * t_p * F_{up}$$

$$l_{c1} = S - d_{(perf.)}$$

$$l_{c2} = Lev - (0.5 * d_{(perf.)})$$

Entre  $l_{c1}$  y  $l_{c2}$ , se toma el menor valor ambos.

$l_{c1} = 6.19 \text{ cm}$  Distancia libre vertical entre orificios de pernos

$l_{c2} = 1.905 \text{ cm}$  Distancia libre vertical entre un orificio y borde de la placa

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 13318.59 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

### 6.2.6.3 Resistencia a corte de placa vertical

#### - Fluencia en corte de placa vertical

El cálculo de la resistencia a la fluencia en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.a del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yp} * A_{gv}$$

$$A_{gv} = L_p * t_p$$

$A_{gv} = 12.09 \text{ cm}^2$  Área bruta a corte

$\phi = 1.0$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 18370.49 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$



#### - Ruptura en corte de placa vertical

El cálculo de la resistencia a la ruptura en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.b del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{up} * A_{nv}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (d_{(perf.)} * t_p * n_v)$$

$$A_{nv} = 9.37 \text{ cm}^2$$

Área neta a corte

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 17203.18 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

#### 6.2.6.4 Resistencia a corte del alma de la viga secundaria

##### - Fluencia en corte del alma de la viga

El cálculo de la resistencia a la fluencia en corte del alma de la viga, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.a del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yb} * A_w * C_{v1}$$

$$A_w = (d_r - t_{fb}) * t_{wb}$$

$$C_{v1} = 1.0$$

Coefficiente de corte por resistencia del alma

$$A_w = 11.14 \text{ cm}^2$$

Área del alma de la viga

$$\phi = 1.0$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 16921.42 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

##### - Ruptura en corte del alma de la viga

El cálculo de la resistencia a la ruptura en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.b del AISC 360-16**.



$$\phi Rn = \phi * 0.6 * F_{up} * Anv$$

$$Anv = A_{wv} - (d_{(perf.)} * tp * nv)$$

$$Anv = 9.07 \text{ cm}^2$$

Área neta a corte

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 16650.91 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Vu; \text{"Cumple"}$$

### 6.2.6.5 Ruptura del bloque de corte en placa de corte

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte de la placa de corte, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$Rn = 0.6 * F_{up} * Anv + U_{bs} * F_u * Ant$$

$$Rn = 0.6 * F_{yp} * Agv + U_{bs} * F_u * Ant$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.

$$Agv = (L_p - L_{ev}) * tp$$

$$Anv = Agv - (1.5 * d_{(perf.)} * tp)$$

$$Ant = [L_{eh} - (0.5 * d_{(perf.)})] * tp$$

$$Agv = 9.68 \text{ cm}^2$$

Área bruta solida a corte

$$Anv = 7.64 \text{ cm}^2$$

Área neta solida a corte

$$Ant = 2.34 \text{ cm}^2$$

Área neta solida a tracción

$U_{bs} = 1.00$ , si la tensión de tracción es uniforme **Factor utilizado**

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

$$Rn = 28240.35 \text{ Kgf}$$

$$Rn = 24253.71 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 18190.29 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_u; \text{"Cumple"}$$

### 6.2.2.11 Espesor mínimo del alma de la viga principal

Se propone soldadura E70 con un tamaño de 5/16 pulgadas.

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_{up}} = 0.26 \text{ in } \text{ó} \text{ } 0.67 \text{ cm}$$

$D$  = Tamaño de la soldadura en dieciseisavo de pulgadas.

El alma de la viga tiene un espesor de 0.9 cm, por lo que la viga cumple.

## 6.3 Diseño de empalmes de columnas.

Los empalmes de las columnas constan de placas atornilladas a los patines de la columna para resistir la fuerza a flexión requerida en el empalme, también consta de placas atornilladas al alma para resistir la fuerza de corte requerida en el empalme, esto de acuerdo a la **Sección E3.6g.5 del AISC 341-16**.

### 6.3.1 Definición de perfiles a utilizar en el empalme

#### 6.3.1.1 Columna (W 14 x 132):

Propiedades:

$d_c = 37.338 \text{ cm}$  Altura de la sección

$b_{fc} = 37.338 \text{ cm}$  Ancho del ala

$t_{fc} = 2.6162 \text{ cm}$  Espesor del ala

$t_{wc} = 1.6383 \text{ cm}$  Espesor del alma

$Z_{xc} = 3834.57 \text{ cm}^3$  Modulo plástico en x

$Z_{yc} = 1851.74 \text{ cm}^3$  Modulo plástico en y

$A_c = 237.42 \text{ cm}^2$  Área de la sección

Material:

Acero ASTM A992

$F_y = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$

$F_u = 4077.8 \text{ Kgf/cm}^2$

### 6.3.1.2 Columna (W 14 x 68):

Propiedades:

$d_c = 35.56 \text{ cm}$  Altura de la sección

$b_{fc} = 25.4 \text{ cm}$  Ancho del ala

$t_{fc} = 1.8288 \text{ cm}$  Espesor del ala

$t_{wc} = 1.0541 \text{ cm}$  Espesor del alma

$Z_{xc} = 1884.51 \text{ cm}^3$  Modulo plástico

$Z_{yc} = 604.68 \text{ cm}^3$  Modulo plástico

$A_c = 129.03 \text{ cm}^2$  Área de la sección

Material:

Acero ASTM A36

$F_y = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$

$F_u = 4077.8 \text{ Kgf/cm}^2$

### 6.3.1.3 Placas de empalme:

Material:

Acero ASTM A572

$$F_y = 3516.341 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_u = 4571.24 \text{ Kgf/cm}^2$$

#### 6.1.1.4 Pernos:

Material:

*Pernos ASTM A325,*

*Grupo A, con rosca excluida del plano de corte*

$$F_{nv} = 4780 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Tensión de corte nominal}$$

#### 6.3.2 Resistencias requeridas en el empalme

Las resistencias requeridas en el empalme de la columna se calculan de acuerdo a la **Sección E3.6g.5 y D2.5 del AISC 341-16**, la norma indica que la resistencia por corte debe compararse también con el cortante producido por las combinaciones de carga con fuerza sísmica, sin embargo el cortante por las combinaciones es mucho menor al cortante calculado con los momentos probables de las columnas, por lo que se omitirá y se tomara directamente el cortante de los momentos probables de las columnas.

##### 6.3.2.1 Resistencia a la flexión requerida del empalme

$$M_u = \frac{R_y * F_y * Z_x}{\alpha_s}$$

$$R_y = 1.5, \text{ segun Tabla A3.1 del AISC 341 - 16}$$

$$\alpha_s = 1, \text{ para LFRD}$$

$$M_u = 7154684 \text{ Kgf.cm}$$

##### 6.3.2.2 Resistencia al corte requerido del empalme

$$V_u = \frac{\sum M_{pc}}{\alpha_s * H_c}$$

$$M_{pc} = F_y * Z_x$$



$H_c =$  Es la altura del piso, la cual es 3.10 m

$$\alpha_s = 1, \text{ para LRF D}$$

Columna (W 14 X 132):

$$M_{pc} = 4769789 \text{ Kgf.cm}$$

Columna (W 14 X 68):

$$M_{pc} = 9705488.4 \text{ Kgf.cm}$$

$$V_u = 46694.44 \text{ Kgf}$$

### 6.3.3 Diseño de placas de empalme del ala

Las placas de empalme del ala de la columna, se diseñaran para resistir la fuerza a flexión en el empalme por lo que deberán resistir:

$$M_u = 7154684 \text{ Kgf.cm}$$

#### 6.3.3.1 Fuerza actuante en el ala de la columna

$$F_p = \frac{M_u}{d_c}$$

$$F_p = 191619.4 \text{ Kgf}$$

#### 6.3.3.2 Numero de pernos

Se proponen pernos con un diámetro de 7/8 de pulgada, con una resistencia al corte de  $\phi F_{nv} = 10208.71 \text{ Kgf}$ . La cantidad de pernos se determina dividiendo la fuerza actuante con la resistencia de los pernos.

$$n = \frac{F_p}{\phi F_{nv}}$$

$$n = 20$$

El valor "n" se redondea al número par superior.



### 6.3.3.3 Espesor de placa

Se propone un ancho de placa igual al ancho del ala de la columna de menores dimensiones por lo que  **$b_{fp} = 25.4 \text{ cm}$** . El espesor de la placa se determina con la siguiente formula.

$$t_p = \frac{F_p}{F_y * b_{fp}}$$

$$t_p = 2.14 \text{ cm}$$

Se propone un espesor de placa de 1 pulgada ( **$t_p = 2.54 \text{ cm}$** ).

Una vez que se propone el espesor de la placa, se determina la fuerza que actúa en la placa de empalme.

$$F_p = \frac{M_u}{d_c + t_p}$$

$$F_p = 179414.3 \text{ Kgf}$$

### 6.3.3.4 Pre-dimensionamiento de la placa

$L_p = 64.77 \text{ cm}$  Longitud de la placa

$b_{fp} = 25.4 \text{ cm}$  Ancho de la placa

$t_p = 2.54 \text{ cm}$  Espesor de la placa

Propiedades geométricas:

$S = 6.35 \text{ cm}$  Separación entre pernos de centro a centro

$L_{ev} = 3.81 \text{ cm}$  Longitud vertical de la perforación al borde de la placa

$L_{eh} = 3.81 \text{ cm}$  Longitud horizontal de la perforación al borde de la placa

$d(\text{perf.}) = 2.06 \text{ cm}$  Diámetro de la perforación

### 6.3.3.5 Verificación de la placa para estados limites

Una vez se pre-dimensiona la placa y se tiene la fuerza actuante en ella, se realiza el chequeo de un sin número de estados límites para los cuales la placa deberá cumplir, de lo contrario se dimensionara de nuevo para cumplir con las cargas impuestas.

Se analiza la parte de la placa que hace contacto con la columna superior, por lo que los planos de falla actúan en ocho pernos que se colocaran en la columna superior.

#### Resistencia al aplastamiento del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi Rn = nv * \phi * 2.4 * d_p * t_p * F_{up}$$

$nv = 10$                       Numero de pernos en la columna superior

$\phi = 0.75$                       Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 398139.7 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > F_p; \text{ "Cumple"}$$

#### Resistencia al desgarre del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi Rn = nv * \phi * 1.2 * l_c * t_p * F_{up}$$

$$l_c = S - d_{(perf.)}$$

$nv = 10$                       Numero de pernos en la columna superior

$l_c = 5.24 \text{ cm}$                       Distancia libre vertical entre orificios de pernos

$\phi = 0.75$                       Factor de reducción (LRFD)



$$\phi R_n = 547572.38 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > F_p; \text{"Cumple"}$$

### Resistencia a tracción de la placa de empalme

#### - Fluencia en tracción:

El cálculo de la resistencia a fluencia en tracción de la placa se realiza, de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.1a del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * F_{yp} * A_g$$

$$A_g = b_{fp} * t_p$$

$$A_g = 64.516 \text{ cm}^2$$

Área bruta

$$\phi = 0.90$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 204174.2 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > F_p; \text{"Cumple"}$$

#### - Ruptura en tracción:

El cálculo de la resistencia a ruptura en tracción de la placa, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.1b del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = \phi * F_{up} * A_e$$

$$A_e = A_n * U; \quad A_n = A_g - A_{aguj.}$$

$$A_{aguj.} = 2 * \phi_{aguj.} * t_p$$

$$A_{aguj.} = 12.09 \text{ cm}^2$$

Área de agujeros

$$A_n = 52.42 \text{ cm}^2$$

Área neta

$$U = 1.00 \text{ segun Tabla D3.1 del AISC 360 - 16}$$

$$A_e = 52.42 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 185310.9 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n > F_p; \text{"Cumple"}$$

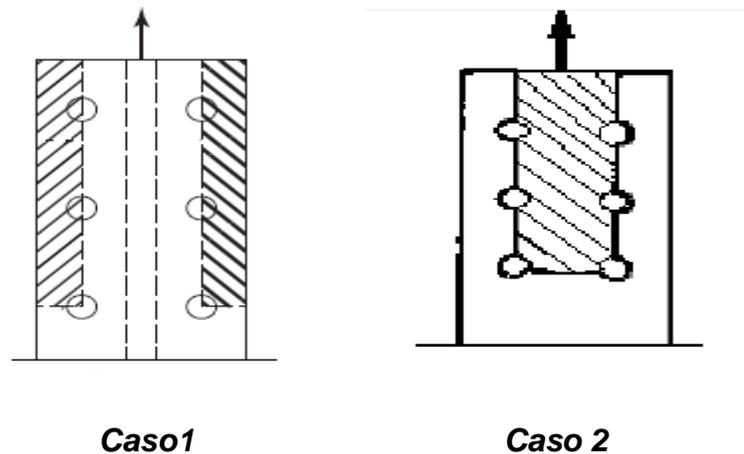
### Resistencia a ruptura del bloque de corte de placa de empalme

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte de la placa, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.



**Figura 6-23.** Posibles bloques de corte de la placa  
Fuente: Diseño de estructuras de acero McCormac y Vinnakota6

Se calcula la resistencia al bloque de corte, para los dos posibles planos de falla, y se toma el menor valor de los dos, en estos casos el área bruta por corte y el área neta por corte en ambos casos no varía, el área neta a tensión si varia por lo que se calculara para ambos casos, y las demás áreas permanecerán igual.

$$A_{gv} = (L_e v + (4 * S) * t_p * 2)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (4.5 * \phi_{aguj} * t_p * 2)$$

$$Ant1 = [(Leh * tp) - (0.5 * \phi_{aguj.} * tp)] * 2$$

$$Ant2 = [(bfp - 2 * Leh) * tp] - [(\phi_{aguj.} * tp)]$$

$$Agv = 148.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta solida a corte}$$

$$Anv = 101.29 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a corte}$$

$$Ant1 = 14.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a tracción (Caso 1)}$$

$$Ant2 = 39.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a tracción (caso 2)}$$

Debido a que en el caso 1 se tiene menor área a tracción que en el caso 2, predomina el caso 1, por lo tanto Ant1 se evaluara para el cálculo.

$Ubs = 1.00$ , si la tension de traccion es uniforme **Factor utilizado**

$Ubs = 0.5$ , si la tension de traccion es no uniforme

$$Rn = 342383.9 \text{ Kgf}$$

$$Rn = 377624.1 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 256787.9 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Fp; \text{"Cumple"}$$

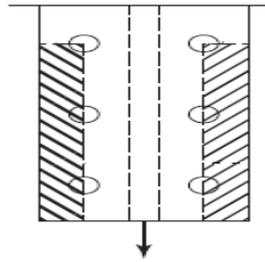
### Resistencia a ruptura del bloque de corte del ala de la columna

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte de la placa, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$Rn = 0.6 * Fup * Anv + Ubs * Fu * Ant$$

$$Rn = 0.6 * Fyp * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.



**Figura 6-24.** Bloque de corte del ala de la columna (Caso 1)  
Fuente: Diseño de estructuras de acero McCormac

Se calcula la resistencia al bloque de corte, para el posible plano de falla, el caso 2 no se considera debido a que se encuentra el alma de la columna en el centro del plano de falla, por lo que se entiende que no fallara en tal caso.

$$A_{gv} = (L_{ev} + (4 * S) * t_p * 2)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (4.5 * \phi_{aguj.} * t_p * 2)$$

$$A_{nt} = [(L_{eh} * t_p) - (0.5 * \phi_{aguj.} * t_p)] * 2$$

$$A_{gv} = 106.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta solida a corte}$$

$$A_{nv} = 72.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a corte}$$

$$A_{nt} = 10.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta solida a tracción}$$

$$U_{bs} = 1.00, \text{ si la tension de traccion es uniforme} \quad \text{Factor utilizado}$$

$$U_{bs} = 0.5, \text{ si la tension de traccion es no uniforme}$$

$$R_n = 246516.43 \text{ Kgf}$$

$$R_n = 271889.34 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

$$\phi = 0.75 \quad \text{Factor de reducción (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 184887.3 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > F_p; \text{ "Cumple"}$$

### 6.3.4 Diseño de placas de empalme del alma

Las placas de empalme del alma de la columna, se diseñaran para resistir la fuerza cortante en el empalme por lo que deberán resistir:

$$V_u = 46694.44 \text{ Kg}$$

#### 6.3.4.1 Fuerza cortante en cada placa

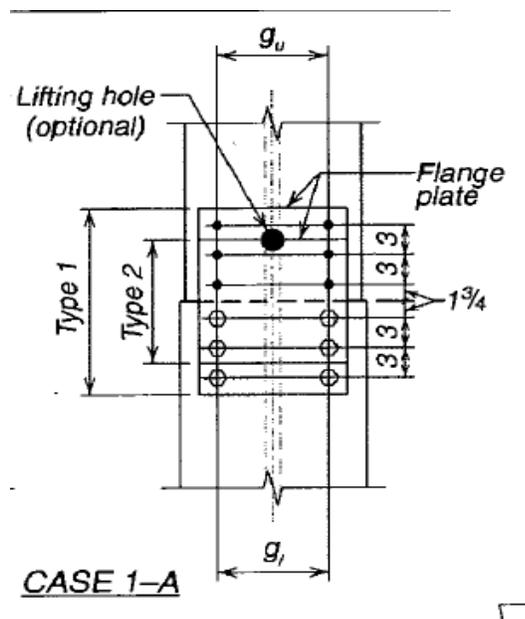
Ya que se pretende poner placas en cada lado del alma de la columna, la fuerza de corte que deberá resistir cada placa es:

$$V_{u1} = \frac{V_u}{2}$$

$$V_{u1} = 23347.22 \text{ Kg}$$

#### 6.3.4.2 Geometría de la placa

La geometría de la placa será de acuerdo a la **Tabla 14-3 Caso 1 del Manual del AISC**, el cual se escoge la configuración de 8 pernos, 4 pernos en cada columna.



**Figura 6-25.** Geometría de la placa  
Fuente: Manual del AISC

$$b_{fp} = 20.32 \text{ cm}$$

Ancho de la placa

$L_p = 31.75 \text{ cm}$	Longitud de la placa
$t_p = 0.9525 \text{ cm}$	Espesor de la placa
$S_v = 7.62 \text{ cm}$	Separación vertical de pernos
$S_h = 13.97 \text{ cm}$	Separación horizontal de pernos
$L_{ev} = 3.81 \text{ cm}$	Dist. Vertical del centro del agujero al borde de la placa
$L_{eh} = 3.175 \text{ cm}$	Dist. Horizontal del centro del agujero al borde de la placa
$L_{evc} = 4.44 \text{ cm}$	Dist. Vert. del centro aguj. a la línea de empalme de las columnas

#### 6.3.4.3 Momento ultimo para el grupo superior de pernos

Debido a que la carga es excéntrica al centroide del grupo superior de pernos, esta genera un momento, el cual se denomina momento por carga excéntrica y se calcula de la siguiente manera:

$$M_u = V_{u1} * e$$

$$e = L_{evc} + \frac{S_v}{2}$$

$e = 8.255 \text{ cm}$  Excentricidad de la carga

$$M_u = 192731.31 \text{ Kgf.cm}$$

#### 6.3.4.5 Fuerza cortante en los pernos debido a Vu1

Las fuerzas calculadas en esta etapa, no son más que la fuerza cortante generada en cada perno de la columna superior, debido a la fuerza concéntrica Vu1, aplicada a 90 ° con respecto a la vertical.

$$V_{uy} = \frac{V_{u1} * \text{Cos}(90)}{n}$$

$$V_{ux} = \frac{V_{u1} * \text{Sen}(90)}{n}$$

Donde  $n$ , representa el número de pernos en la columna superior.

$$V_{uy} = \mathbf{0\ Kgf}$$

$$V_{ux} = \mathbf{5836.81\ Kgf}$$

#### 6.3.4.6 Fuerza cortante requerida por cada perno

Dada la geometría de la placa, todos los pernos se encuentran equidistantes al centroide del grupo de pernos.

La distancia de los pernos al centroide es la siguiente:

$$C = \sqrt{cx^2 + cy^2}$$

$$cx = \frac{Sh}{2}; \quad cy = \frac{Sv}{2}$$

$$cx = \mathbf{6.985\ cm}; \quad cy = \mathbf{3.81\ cm}$$

$$C = \mathbf{7.96\ cm}$$

La fuerza cortante de los pernos es la siguiente:

$$R = \sqrt{(Cx + V_{ux})^2 + (Cy + V_{uy})^2}$$

$$Cx = \frac{Mu * cy}{\sum C^2}; \quad Cy = \frac{Mu * cx}{\sum C^2}$$

$$\sum C^2 = \sum cx^2 + \sum cy^2$$

$$\sum C^2 = \mathbf{253.23\ cm^2}$$

$$Cx = \mathbf{2899.81\ Kgf}; \quad Cy = \mathbf{5316.32\ Kgf}$$

$$R = \mathbf{10227.015\ Kgf}$$

Se proponen pernos **ASTM A 325 N de 7/8 de Pulgadas**, los cuales tienen una resistencia al corte de  $\phi rn = \mathbf{11025.41\ Kgf}$ .

Propiedades de los pernos:

$n_v = 4$                       Numero de pernos

$d_{perno} = 2.2225 \text{ cm}$       Diámetro del perno

$d_{(perf.)} = 2.38 \text{ cm}$       Diámetro de la perforación

#### 6.3.4.7 Verificación de la placa para estados limites

En esta etapa se realiza la verificación de la placa para un sin número de estados limites indicados en la **AISC 360-16**.

##### Resistencia al aplastamiento del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = n_v * \phi * 2.4 * d_p * t_p * F_{up}$$

$n_v = 4$                       Numero de pernos en la columna superior

$\phi = 0.75$                       Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 69674.456 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_{u1}; \text{ "Cumple"}$$

##### Resistencia al desgarre del agujero

El cálculo de la resistencia al aplastamiento del agujero, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J3.10 del AISC 360-16**.

$$\phi R_n = n_v * \phi * 1.2 * l_c * t_p * F_{up}$$

$$l_{c1} = S_h - d_{(perf.)}$$

$$l_{c2} = L_{eh} - (0.5 * d_{(perf.)})$$

$n_v = 4$                       Numero de pernos en la columna superior

$l_{c1} = 11.59 \text{ cm}$               Distancia libre horizontal entre orificios de pernos

$l_{c2} = 1.985 \text{ cm}$  Distancia libre horizontal entre el orificio y el borde de la placa

Se utiliza la distancia menor entre  $l_{c1}$  y  $l_{c2}$ .

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 31114.465 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > V_{u1}; \text{"Cumple"}$$

### Resistencia a corte de la placa

#### - Fluencia en corte

El cálculo de la resistencia a la fluencia en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.a del AISC 360-16**.

$$\phi Rn = \phi * 0.6 * F_{yp} * Agv$$

$$Agv = bfp * tp$$

$Agv = 19.35 \text{ cm}^2$  Área bruta a corte

$\phi = 1.0$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi Rn = 40834.846 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > V_{u1}; \text{"Cumple"}$$

#### - Ruptura en corte

El cálculo de la resistencia a la ruptura en corte de la placa vertical, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.2.b del AISC 360-16**.

$$\phi Rn = \phi * 0.6 * F_{up} * Anv$$

$$Anv = Agv - (d_{(perf.)} * tp * 2)$$

$Anv = 17.09 \text{ cm}^2$  Área neta a corte

$\phi = 0.75$  Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 35150.724 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_{u1}; \text{ "Cumple"}$$

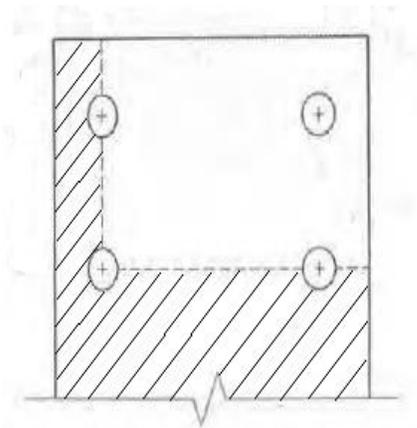
### Resistencia a ruptura del bloque de corte de placa de empalme

El cálculo de la resistencia a la ruptura del bloque de corte de la placa, se realiza de acuerdo a lo indicado en la **Sección J4.3 del AISC 360-16**.

$$R_n = 0.6 * F_{up} * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * F_{yp} * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Se selecciona el menor valor de las dos fórmulas.



**Figura 6-26.** Posible bloque de corte de la placa del alma  
Fuente: Manual del AISC

$$A_{gv} = (Sh + Leh) * tp$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (1.5 * d_{(perf.)} * tp)$$

$$A_{nt} = [(Sv + Lev) - (1.5 * d_{(perf.)})] * tp$$

$$A_{gv} = 42.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta sólida a corte}$$

$$A_{nv} = 38.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta sólida a corte}$$

$$A_{nt} = 7.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta sólida a tracción}$$

$$U_{bs} = 1.00, \text{ si la tensión de tracción es uniforme}$$

$U_{bs} = 0.5$ , si la tensión de tracción es no uniforme      **Factor utilizado**

$$R_n = 123660.4 \text{ Kgf}$$

$$R_n = 106246.46 \text{ Kgf}$$

Se selecciona el menor valor obtenido de los dos calculados anteriormente.

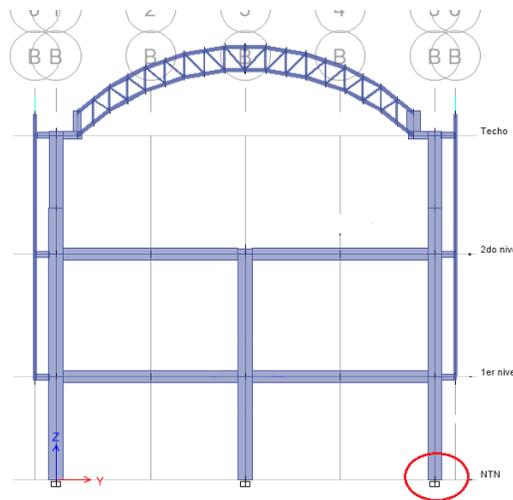
$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción (LRFD)

$$\phi R_n = 79684.85 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n > V_{u1}; \text{ "Cumple"}$$

### 6.4 Diseño de placa base



**Figura 6-27.** Placa base a diseñar.

Fuente: ETABS

El perfil que se unirá a la placa base será un perfil W 14 x 132.

Propiedades del perfil

$$A = 250.3221 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección} \quad R_y := 1.5 \quad \text{Tabla A3.1 AISC 341-16}$$

$$d = 37.338 \text{ cm} \quad \text{Peralte} \quad \alpha_s := 1 \quad \text{Método LRFD}$$

$$t_w = 1.6383 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma} \quad H := 2.68 \text{ m} \quad \text{Altura de entrepiso}$$

$bf = 37.338 \text{ cm}$  Ancho del patin

$tf = 2.6162 \text{ cm}$  Espesor del ala

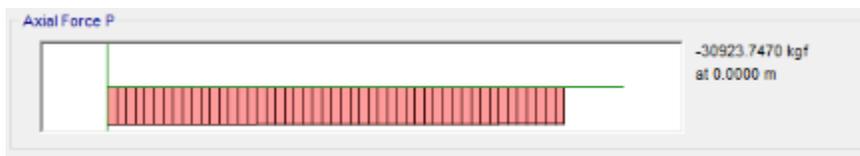
$Z_x = 3834.573 \text{ cm}^3$  Modulo plástico X

$Z_y = 1851.7382 \text{ cm}^3$  Modulo plástico Y

$F_y := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo de fluencia (A36)

### Fuerza de diseño para la placa base.

Combinación de carga critica: 1.2 CM + CV + EX + 0.3 EY.



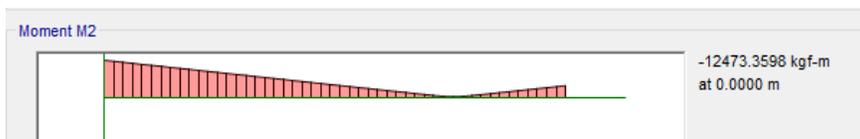
$P_u := 30923.7470 \text{ kg}$

**Figura 6-28.** Carga axial. Fuente: ETABS



$V_1 := 6962.4181 \text{ kg}$

**Figura 6-29.** Cortante. Fuente: ETABS



$M_1 := 12473.3598 \text{ kg} \cdot \text{m}$

**Figura 6-30.** Momento.

Fuente: ETABS

Esfuerzo requerido (AISC 341-16).

La AISC 341-16, en su capítulo D 2.6, establece los esfuerzos que deben soportarse en la base de la columna.

Cortante.

$$V_2 := \frac{2 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_y}{\alpha_s \cdot H} = 52479.481 \text{ kg}$$

Flexión.

$$M_2 := 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot \frac{Z_y}{\alpha_s} = 77354.755 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cargas de diseño a utilizar.

Las cargas de diseño a utilizar serán las menores de las encontradas por las combinaciones y las referidas en el AISC 341-16.

$$V_u := \min(V_1, V_2) = 6962.4181 \text{ kg}$$

$$M_u := \min(M_1, M_2) = 12473.3598 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

### Geometría de la placa base.

Se pre dimensionara la placa con unas dimensiones del ancho del perfil más 3 pulgadas (7.62 cm) y el peralte más 3 in (7.62 cm).

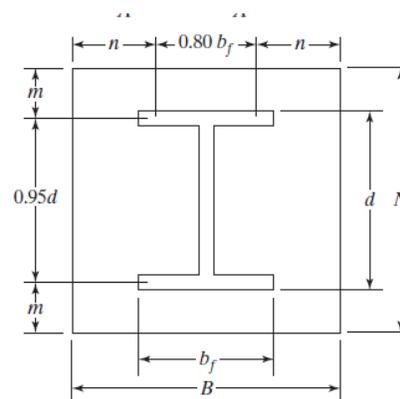
$$B := b_f + 2 \cdot 7.62 \text{ cm} = 52.578 \text{ cm}$$

$$N := d + 2 \cdot 7.62 \text{ cm} = 52.578 \text{ cm}$$

Eligiendo un tamaño de prueba.

$$B := 60 \text{ cm}$$

$$N := 60 \text{ cm}$$



**Figura 6-31.** Geometría de placa base.

Fuente: McCormac.

**Resistencia nominal al aplastamiento del contacto de concreto.**

Se asumirá que el área del pedestal es 2 veces el área de la placa base.

$$A_2 := 2 A_1 = 7200 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de pedestal}$$

$$\phi_c := 0.65 \quad \text{Factor de reducción}$$

$$P_p := 0.85 \cdot f_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 913016.5262 \text{ kg}$$

$$P_{p_u} := \phi_c \cdot P_p = 593460.742 \text{ kg} \quad \text{Resistencia reducida}$$

$$f_{p_u_{max}} := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 164.8502 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo máximo que resiste el concreto}$$

Como los esfuerzos críticos están en dirección del eje débil de la columna, para encontrar la carga por metro lineal que resiste el área de contacto al valor al  $f_{p_u_{max}}$  se le multiplicara por N.

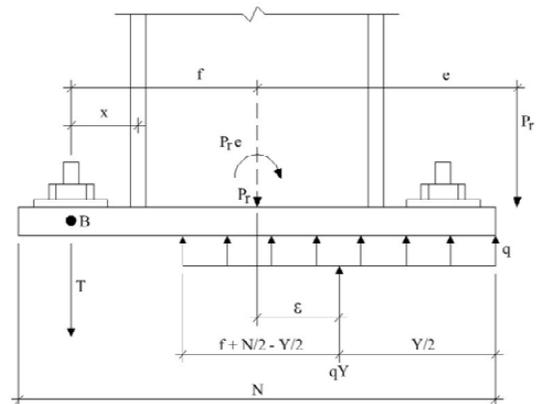
$$q_{max} := f_{p_u_{max}} \cdot B = 9891.0124 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Encontrando la excentricidad generadas por las cargas.

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 40.3359 \text{ cm}$$

Excentricidad crítica.

$$e_{critico} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 28.4368 \text{ cm}$$



**Figura 6-32.** Diagrama de interacción de fuerzas cuando existen momentos grandes.  
Fuente: Design Guide 1

Como se puede observar la excentricidad generadas por las cargas es mayor que la excentricidad critica por lo que la resultante de la carga axial estará actuando fuera de la mitad del peralte de la columna y de la mitad del ancho de la placa. Esto ocasiona que la placa base se debe diseñar para resistir momentos grandes.

Encontrando la distancia desde la barra de anclaje al centro de la columna.

Se asume que desde el borde de la placa al centro de la barra de anclaje habrá 3.81 cm (cm) de separación por lo tanto se tiene.

$$f := \frac{B}{2} - 3.81 \text{ cm} = 26.19 \text{ cm}$$

Se debe verificar que la siguiente desigualdad:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \cdot P_u \cdot (f + e)}{q_{max}}$$

De comprobarse que se cumple no se deberá modificar las dimensiones de la placa.

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 3157.3161 \text{ cm}^2 \qquad \frac{2 \cdot P_u \cdot (f + e)}{q_{max}} = 415.9794 \text{ cm}^2$$

Como la desigualdad se satisface se puede encontrar la longitud de concreto que ocasionara compresión a la placa,

**Encontrando la junta de concreto.**

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - 2 \cdot \frac{P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 3.8322 \text{ cm}$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - 2 \cdot \frac{P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 108.5478 \text{ cm}$$

Se debe elegir el menor valor de los dos resultados, por lo tanto, la longitud de concreto será de 3.8322 cm.

**Encontrando la longitud de placa que actuara como un voladizo.**

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 12.2645 \text{ cm}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = 15.0648 \text{ cm}$$

La distancia que utilizara para determinar para encontrar el espesor de la placa será la mayor de n o m en nuestro caso fue n con 15.0648 cm.

Resistencia a la tensión requerida de las barras de anclajes.

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_u = 6980.8329 \text{ kg}$$

Determinando el espesor de la placa.

Como n es mayor que la longitud de la junta de concreto Y el espesor de la placa por compresión se determina de la siguiente manera.

$$t_{req1} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{p\_u\_max} \cdot Y \cdot \left(n - \frac{Y}{2}\right)}{F_{ypl}}} = 3.8219 \text{ cm}$$

Espesor requerido por la tensión de las barras de anclajes.

Antes de proceder a determinar el espesor debemos de conocer la distancia desde el centro de la barra de anclaje al centro de ala de la columna.

$$d = 37.338 \text{ cm} \quad \text{Peralte de la viga}$$

$$tf = 2.6162 \text{ cm} \quad \text{Espesor del ala de la columna.}$$

$$x := f - \frac{d}{2} + \frac{tf}{2} = 8.8291 \text{ cm}$$

El espesor de la placa será:

$$F_{ypl} := 2531.7655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia de la placa (A36)}$$

$$t_{req2} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{B \cdot F_{ypl}}} = 1.344 \text{ cm}$$

El espesor que se utilizara será el mayor de los dos en nuestro caso 3.8219 cm

La placa base que se utilizara tendrá un espesor de 1 1/2" con dimensiones de 60 cm x 60 cm de acero A36.

#### 6.4.1 Determinando el diámetro de las barras de anclajes

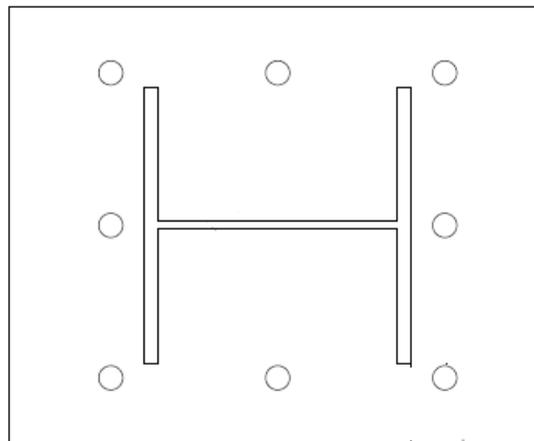
Las barras de anclajes serán de acero ASTM F1554. Grado 36, con un esfuerzo ultimo  $F_u = 4078.9555 \text{ kg/cm}^2$ .

$$F_u := 4078.9556 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nt} := 0.75 \cdot F_u = 3059.2167 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo nominal a tracción tabla J 3.2 AISC 360-16}$$

$$F_{nv} := 0.450 \cdot F_u = 1835.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo nominal a corte tabla J3.2 AISC 360-16}$$

Se propondrán un total de 8 pernos con la siguiente configuración.



**Figura 6-33.** Distribución de barras de anclajes.

Fuente: Propia

Números de pernos en tensión

$$n_{pt} := 3$$

Números de pernos en compresión

$$n_{pc} := 3$$

Encontrando la resistencia a tracción de un perno.

$$T_u = 6980.8329 \text{ kg}$$

$$T := \frac{T_u}{n_{pt}} = 2326.9443 \text{ kg}$$

Cortante que debe resistir a tracción de un perno.

$$V_u = 6962.4181 \text{ kg}$$

$n_{pv} := 8$  Numero de pernos en corte.

$$V := \frac{V_u}{n_{pv}} = 870.3023 \text{ kg}$$

Se determinara un diámetro de las barras de anclajes de acuerdo al fuerza de tensión.

$$R_n := \phi_t \cdot F_{nt} \cdot A_p$$

$$\phi_t := 0.75 \quad \text{Factor de reducción}$$

Despejando la ecuación.

$$A_p := \frac{T}{\phi_t \cdot F_{nt}} = 1.0142 \text{ cm}^2$$

Diámetro del perno.

$$D := \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_p} = 1.1364 \text{ cm}$$

$$D = 0.4474 \text{ in}$$

Se escogerán pernos de 5/8 in de diámetro.

Área del perno propuesto.

$$A_p := \pi \cdot \frac{(D)^2}{4} = 1.9793 \text{ cm}^2$$

Revisando la resistencia nominal de un perno.

Tensión.

$$\phi_t R_n := \phi_t \cdot F_{nt} \cdot A_p = 4541.3906 \text{ kg}$$

Corte.

$$\phi_t R_n := \phi_t \cdot F_{nv} \cdot A_p = 2724.8343 \text{ kg}$$

Como se puede observar las resistencias por tensión y corte del perno son mayores que las requeridas,  $T = 232.9443 \text{ Kg}$  y  $V = 870.3023 \text{ Kg}$  por lo que la barra de anclajes cumple.

### **Combinación de tracción y corte.**

De acuerdo a la AISC 360-16 en su capítulo J3.7 si la tensión requerida, tanto en corte o tracción, es menor o igual que el 30% de la tensión disponible correspondiente, los efectos combinados de tensiones no necesitan ser investigado.

Encontrando la relaciones.

Tensión.

$$T_d := \phi_t R_n = 4541.3906 \text{ kg} \quad \text{Resistencia disponible.}$$

$$T = 2326.9443 \text{ kg} \quad \text{Resistencia requerida}$$

$$\frac{T}{T_d} = 0.5124$$

Corte

$$V_d := \phi_t R_n = 2724.8343 \text{ kg} \quad \text{Resistencia disponible}$$

$$V = 870.3023 \text{ kg} \quad \text{Resistencia requerida.}$$

$$\frac{V}{V_d} = 0.3194$$

Debido a que las relaciones de cortante y tensión requeridos con respecto a los disponibles es mayor que el 30, se procede a determinar la resistencia de los

pernos por esfuerzos combinado así como los esfuerzos combinados que actuaran.

Resistencia nominal por combinación de tracción y corte.

$\phi_t := 0.75$  Factor de reducción

$$f_{vr} := \frac{V_u}{n_{pv} \cdot A_p} = 439.6963 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cortante requerido.}$$

La resistencia se determina de la siguiente manera.

$$F_{nt} := 1.3 \cdot F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_t \cdot F_{nv}} \cdot f_{vr} \leq F_{nt} \quad \text{Ecuación J3-3a, AISC 360-16}$$

$$1.3 \cdot F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_t \cdot F_{nv}} \cdot f_{vr} = 2999.8789 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{nt} = 3059.2167 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La resistencia a utilizar para encontrar el esfuerzo disponible debe ser el menor de los dos resultados anteriores, en nuestro caso 2999.8789 Kg/cm<sup>2</sup>

$$\phi_t \cdot F_{nt} = 2249.9092 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia reducida.}$$

Encontrando los esfuerzos combinado que debe resistir la barra de anclaje.

La varilla de anclaje combina los esfuerzos de tracción y flexión.

$$f_t := f_{ta} + f_{tb}$$

Esfuerzo a tensión

$$f_{ta} := \frac{T_u}{n_{pt} \cdot A_p} = 1175.6245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de tensión que resiste un perno.}$$

### Determinando el esfuerzo de flexión.

En el manual de diseño sísmico de la AISC-2010 establecen que el cortante generara un momento flexionante a una distancia  $l$ , la cual representa la distancia

desde la mitad del espesor de la placa a la mitad del espesor de la arandela.

Encontrando el espesor de la arandela.

De acuerdo a la tabla 14.2 del manual de construcción de acero de la AISC se propuso una arandela de  $\frac{1}{4}$  in.

$$t_{arandela} := \frac{1}{4} \text{ in} = 0.635 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la arandela}$$

$$t_{placa} := 1.5 \text{ in} = 3.81 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la placa base.}$$

Encontrando la distancia  $l$ .

$$l := \frac{t_{placa}}{2} + \frac{t_{arandela}}{2} = 2.2225 \text{ cm}$$

Encontrando el momento actuante.

$$M := \frac{V_u \cdot l}{8} = 1934.2468 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Se divide entre 8 porque las ocho barras estarán sometidas al cortante.

Modulo plástico del perno.

De acuerdo al manual de diseño sísmico el modulo plástico se determina de la siguiente forma.

$$Z_p := \frac{D^3}{6} = 0.6668 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo de flexión actuante.

$$f_{tb} := \frac{M}{Z_p} = 2900.8277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Determinando la carga actuante debido a la tracción y el momento.

$$f_t := f_{ta} + f_{tb} = 4076.4522 \frac{kg}{cm^2}$$

Este resultado se debe comparar con la resistencia de la barra de anclajes a esfuerzos combinado.

Resistencia a esfuerzo combinado

$$\phi_t \cdot F_{nt} = 2249.9092 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{f_t}{\phi_t \cdot F_{nt} \%} = 181.183 \quad \text{Porcentaje a la que trabajan las barras.}$$

Como se observa los pernos no resisten los esfuerzos combinados por lo que se debe proponer otro diámetro. Al iterar se encontró que los pernos de 7/8 satisfacen las demandas, a continuación se presentan los resultados.

Resistencia de una barra de anclajes de 7/8 in.

Tensión.

$$\phi_t R_n := \phi_t \cdot F_{nt} \cdot A_p = 8901.1255 \text{ kg}$$

Porcentaje de trabajo a tracción

$$\frac{T}{T_d \%} = 26.1421$$

Corte.

$$\phi_t R_n := \phi_t \cdot F_{nv} \cdot A_p = 5340.6753 \text{ kg}$$

Porcentaje de trabajo a corte

$$\frac{V}{V_d \%} = 16.2957$$

Como se puede observar no es necesario revisar los efectos combinado debido a que las resistencias actuantes son menores del 30% que las disponibles, pero se realizara para demostrar que la barra seleccionada es adecuada.

Resistencia nominal por combinación de tracción y corte.

$$f_{vr} := \frac{V_u}{n_{pv} \cdot A_p} = 224.3348 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{nt}' := \min \left( 1.3 \cdot F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_t \cdot F_{nv}} \cdot f_{vr}, F_{nt} \right) = 3059.2167 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_t \cdot F_{nt}' = 2294.4125 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Resistencia reducida}$$

Encontrando los esfuerzos a resistir.

Tensión.

$$f_{ta} := \frac{T_u}{n_{pt} \cdot A_p} = 599.8084 \frac{kg}{cm^2}$$

Flexión.

$$Z_p := \frac{D^3}{6} = 1.8297 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico}$$

$$t_{arandela} := \frac{5}{16} \text{ in} = 0.7938 \text{ cm} \quad \text{Espesor de arandela Tabla 14.2 Manual AISC}$$

$$t_{placa} := 1.5 \text{ in} = 3.81 \text{ cm} \quad \text{Espesor de placa.}$$

$$l := \frac{t_{placa}}{2} + \frac{t_{arandela}}{2} = 2.3019 \text{ cm} \quad \text{Longitud l.}$$

Momento.

$$M := \frac{V_u \cdot l}{8} = 2003.327 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad f_{tb} := \frac{M}{Z_p} = 1094.9084 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo actuante.

$$f_t := f_{ta} + f_{tb} = 1694.7168 \frac{kg}{cm^2}$$

Porcentaje a la que trabajan las barras.

$$\frac{f_t}{\phi_t \cdot F_{nt} \%} = 73.8628$$

**Nota:** Además de estos chequeos se debe encontrar la longitud desarrollo necesaria para que las barras tenga una adherencia adecuada y otros parámetros establecidos en la ACI 318 capítulo “Anclaje al concreto” para un análisis más completo.



## CONCLUSIONES

Al finalizar el proceso de análisis del edificio se encontró que no cumple con los criterios de regularidad establecidos en el artículo 33 del RNC-07, por lo tanto sus coeficientes de ductilidad tuvieron que ser modificados por un factor de 0.8 obteniendo un coeficiente de ductilidad  $Q = 1.6$  para marcos ordinarios en la dirección X y  $Q = 3.2$  para marcos especiales en la dirección Y.

Al realizar el análisis sísmico se encontró que los periodos de vibración se encuentran en el rango permisible, debido a que al realizar la validación con la ASCE 7-16 se determinó que el periodo fundamental de la estructuras es de 0.4191 segundos y el límite máximo de 0.5867 segundos, estos al compararlo con los dinámicos traslación en  $x = 0.386$  segundos, en  $y = 0.365$  segundos, y rotación en  $z = 0.358$  segundo, son menores, por lo tanto, la estructura satisface este requisito.

También la distorsión máxima del edificio cumple con las distorsiones máximas permitidas por el reglamento nacional de la construcción en su tabla 4, por lo que no necesita ni un ajuste de estructuración para limitar los desplazamientos.

Además se verifico si el sistema de techo conforma un diafragma rígido, encontrándose que la máxima deflexión del diafragma  $MDD = 22.739$  mm no es mayor que dos veces el desplazamiento máximo de piso de los elementos verticales,  $2DMPV = 45.078$  mm, permitiendo que el sistema pueda resistir de manera adecuada las fuerzas sísmicas.

El enfoque del diseño sísmico es contemplado por las Normas Mínimas de Acero Estructural AE-001, sin embargo esta normativa te indica el uso de las normas del AISC de las cuales se utilizaron las siguientes:

- Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural (AISC 341-16)



- Conexiones precalificadas a momentos (AISC-358-16)
- Especificaciones para edificios de acero estructural (AISC-360-16)

Los marcos sísmicos como tal se diseñaron de acuerdo a lo expuesto en la AISC 341-16, los cuales proporcionan una deformación inelástica significativa a través de la deformación por flexión de las vigas, y el límite elástico de las zonas de paneles de las columnas, las cuales se diseñaron para ser más fuertes que las vigas.

En cuanto a las conexiones de los marcos estas se desarrollaron de acuerdo a la AISC 358-16, se seleccionó una conexión para la cual su uso este precalificado para marcos especiales a momento (SMF) y que sus limitantes nos permitan utilizarla para conectar los perfiles utilizados en los marcos, dicha conexión es la Bolted Flange Plate.

Para finalizar el diseño de los marcos sísmicos, tanto la AISC 341-16 como la AISC 358-16, se apoyan en la AISC 360-16, para la revisión individual de cada elemento que forma parte del marco rígido.



## RECOMENDACIONES

- Para el análisis de la estructura se recomienda crear un modelo en **software**, ya que este te permite ver de manera más detallada el comportamiento de la estructura, aparte de que se puede realizar de manera más rápida un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, ya que este muestra las demandas en los elementos, ya sean las cargas impuestas y la relación demanda-capacidad, lo cual resulta bastante práctico al momento de diseño, ya que puedes ir evaluando las diferentes secciones de los elementos y ver su desempeño. En el modelo en software, se recomienda establecer las condiciones de unión y apoyo de los elementos, las cuales pueden ser articuladas o empotradas.
- Al diseñar marcos SMF se requiere que se ubiquen un arrostramiento especial cerca de donde ocurre la rótula plástica, pero la AISC 348-16 establece que este arriostre no será necesario si la viga a lo largo de su tramo soporta una losa estructural y está conectada a ella mediante conectores de corte soldados espaciados a un máximo de 12 in en el centro, este arrostramiento se puede omitir. Debido a que nuestra viga cumple con este requerimiento no se realiza dicho diseño.
- Se recomienda para el diseño de las conexiones que se detallan en la norma **AISC 358-16**, hacer uso de los comentarios que aparecen en dicha norma, ya que estos te permiten hacer propuestas de materiales, pre-dimensionamientos más acertados, debido a que mencionan y reflejan, ensayos y evaluaciones anteriores que se han realizado en las conexiones.
- Se recomienda al momento del diseño de los elementos estructurales viga, columna y también las conexiones, hacer uso del **Manual del AISC**, ya que este te ayuda con ejemplos de diseño, y a utilizar de manera más eficiente las normas del AISC.



## Bibliografía

Enrique Bazán y Roberto Meli. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. D.F. México. Ed: Limusa

Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak. (2012). *Diseño de estructura de acero*. México, DF Ed: Alfaomega, 5 ed.

Alan Williams. (2011). *Steel Structures Design, ASD/LRFD*. EEUU. The McGraw – Hill companies inc.

Michael Bruneau, Chia - Ming Uang, Rafael Sabelli. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. EEUU. The McGraw – Hill companies inc. 2 ed.

Roberto Meli. *Diseño estructura*. México. Limusa. 2 ed.

Srarimulu Vinnakota. (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD*. México, DF. The McGraw – Hill companies inc, 1 ed.

Crisafulli Javier Francisco. (2018). *Diseño sismorresistentes de construcciones de acero*. 5 ed. Mendoza, Argentina.

American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16). (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, EEUU.

American Institute of Steel Construction (ANSI/ AISC 360-16). (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. EEUU.



American Institute of Steel Construction (ANSI/ AISC 358-16). (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1*. EEUU

American Institute of Steel Construction (ANSI/ AISC 341-16). (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. EEUU

American Institute of Steel Construction (Steel Design Guide 1), James M. Fisher y Lawrence Kloiber. (2006). *Base Plate and Anchor Rod Design*. EEUU. 2 ed.

Ministerio de Transporte e Infraestructura. 2007. *Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07)*. Managua, Nicaragua.

Ministerio de Transporte e Infraestructura. 2017. *Norma Mínima de Diseño y Construcción General de Acero Estructural AE-001*. Managua, Nicaragua.

Flores Espinoza Carlos. (23 de Diciembre del 2013). *Terremoto de 1972 produjo daños económicos y sociales catastróficos*. El 19. Recuperado 29 Septiembre 2019 de <https://www.el19digital.com/articulos/ver/titulo:15352-terremoto-de-1972-produjo-danos-economicos-y-sociales-catastroficos>

Reyes Prado Yader. (31 de Marzo del 2016). *Se conmemoran 85 años del primer terremoto que destruyó Managua en 1931*. El 19. Recuperado 29 de septiembre 2019 de <https://www.el19digital.com/articulos/ver/titulo:40350-se-conmemoran-85-anos-del-primer-terremoto-que-destruyo-managua-en-1931>



Instituto Nicaragüense De Estudios territoriales. (2005). *Microzonificación de Managua*. Cap. 3 Geología. Recuperado 29 de Septiembre 2019 de <https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/proyectos/micromana/3-geologia-resx.htm>



# ANEXOS



## **Anexo A. Teoría y cálculos complementarios.**

### **A1. Método de la longitud efectiva.**

La especificación de la AISC 360-16 proporciona varios métodos para tratar el análisis de la estabilidad y el diseño de las columnas-vigas, como los son el Método de análisis directo (DM) o el Método de la longitud efectiva (ELM) este último es el que capta nuestro interés porque lo utilizamos para analizar nuestra estructura.

De acuerdo al apéndice 7 de la AISC 360-6 el método de la longitud efectiva debe cumplir con ciertas limitaciones y criterios para determinar las resistencias disponibles y requeridas, esta son las siguientes.

#### **Limitaciones.**

El uso del método de longitud efectiva debe estar limitado por las siguientes condiciones:

- A. La estructura soporta las cargas gravitacionales primariamente a través de columnas, muros o pórticos verticales.
  
- B. La razón entre la deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (ambas determinadas para combinaciones de carga de diseño en base a cargas y resistencias mayoradas (LRFD) o 1,6 veces las combinaciones determinadas mediante el diseño en base a resistencias admisibles (ASD), con rigideces que no han sido ajustadas de acuerdo con la sección C2.3) en todos los pisos es igual o menor a 1.5.

#### **Resistencias requeridas.**

La resistencia requerida de los componentes debe ser determinada a partir de un análisis elástico conforme con los requerimientos de la sección C2.1, excepto que la reducción de rigidez indicada en C2.1(a) no debe ser aplicada, las rigideces



nominales de todos los componentes de acero estructural deben ser empleadas. Las cargas ficticias deben ser aplicadas en el análisis de acuerdo con la sección C2.2b.

Resistencias disponibles.

La resistencia disponible de miembros y conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de los capítulos D hasta el capítulo K, según corresponda.

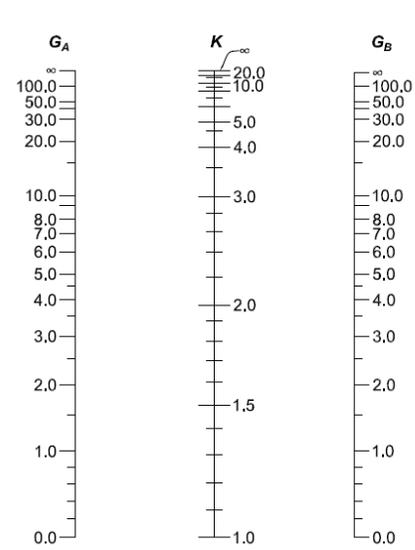
Para pandeo en flexión, la longitud efectiva,  $L_c$ , de miembros sujetos a compresión, deben ser evaluados como  $KL$ , donde  $K$  se especifica (a) o (b), según corresponda, y  $L$  es la longitud sin arrostramiento lateral del miembro.

- a) En sistemas de marcos arriostrados, sistemas de muros de corte, y otros sistemas estructurales donde la estabilidad lateral y la resistencia a las cargas laterales no recae en la rigidez a flexión de las columnas, el factor de longitud efectiva,  $K$ , de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como 1, a menos que un análisis racional indique que un valor menor sea apropiado.
- b) En un sistema de marco de momento y otros sistemas estructurales en que la rigidez a flexión de las columnas se considere que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales, el factor de longitud efectiva,  $K$ , o la tensión de pandeo crítica elástica,  $F_e$ , de aquellas columnas cuya rigidez a flexión sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales debe ser determinada a partir de una análisis de pandeo lateral de la estructura,  $K$  debe ser tomado como 1 para columnas cuya rigidez en flexión no sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales.

### Determinación de factor de longitud efectiva K.

Para determinar el valor de K se hizo uso de los nomogramas, desarrollados por O. G. Julian y L. S. Lawrence, estos se encuentran en los comentarios sobre el apéndice 7 de la AISC 360-16, para poder elegir el nomograma correcto se debe conocer si las columnas están arriostrada contra el lado o no, en nuestro caso las columnas están sometidas a lado por lo que se utiliza el nomograma para lado no impedido.

**Observación:** Se dice que una columna está impedida contra el lado cuando existen otros elementos aparte de las trabes y columnas para impedir la traslación horizontal de los nudos.



**Figura A-1.** Ladeo no impedido. Fuente: AISC 360-16

Antes de proceder a utilizar nuestro nomograma debemos conocer la resistencia a la rotación proporcionada por las vigas y trabes que unen el extremo de una columna, este valor dependerá de las rigideces rotacionales de esos miembros.

De acuerdo a la AISC 360-16 este valor se calcula de la siguiente forma:

$$G = \frac{\sum \left( \frac{E_c * I_c}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_g * I_g}{L_g} \right)} \quad \text{Ecuación (C-A-7-2) AISC 360}$$

El símbolo  $\Sigma$  es la sumatoria de todos los miembros conectados rígidamente al nudo localizados en el plano de pandeo de la columna considerada.  $E_c$  es el módulo elástico de la columna,  $I_c$  es el momento de inercia de la columna, y  $L_c$  es la longitud no soportada de la columna.  $E_g$  es el módulo elástico de la trabe;  $I_g$  es el momento de inercia de la trabe, y  $L_g$  es la longitud no soportada de la trabe o de otro miembro restrictivo.  $I_c$  e  $I_g$  se toman respecto a ejes perpendiculares al plano de pandeo que se está considerando.

### Factores de longitud efectiva.

Columna central crítica ubicada en el eje B.

Con respecto al eje fuerte y

<b>CM-1 =</b>	<b>W14x132</b>
<b>VME-1 =</b>	<b>W12x45</b>
<b>Lc1 (m)</b>	2.52633
<b>Lc2 (m)</b>	2.68
<b>=</b>	
<b>Lc3 (m)</b>	2.89266
<b>=</b>	
<b>Lg(m) =</b>	3.52662

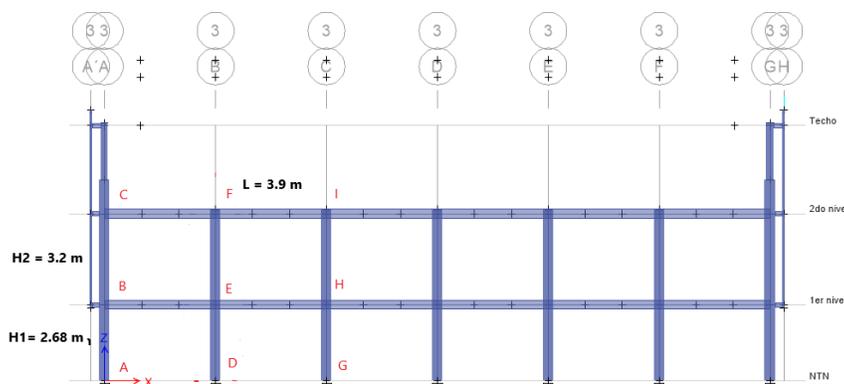


Figura A-2.

Miembro	Perfil	I in <sup>4</sup>	L in	I/L
<b>DE</b>	W14x132	548	99.4618	5.5097
<b>EF</b>	W14x132	548	113.8843	4.8119
<b>BE</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>CF</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>EH</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>FI</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064

Nudo	G
<b>D</b>	1
<b>E</b>	2.059
<b>F</b>	0.9599

Columna	GA	GB	K
<b>DE</b>	1	2.059	1.46
<b>EF</b>	2.059	0.9599	1.45

Con respecto al eje fuerte x.

ELEMENTOS	
CM-1 =	W14x132
VME-1 =	W12x45
Lc1 (m)	2.52633
Lc2 (m) =	2.89266
Lg(m) =	4.56662

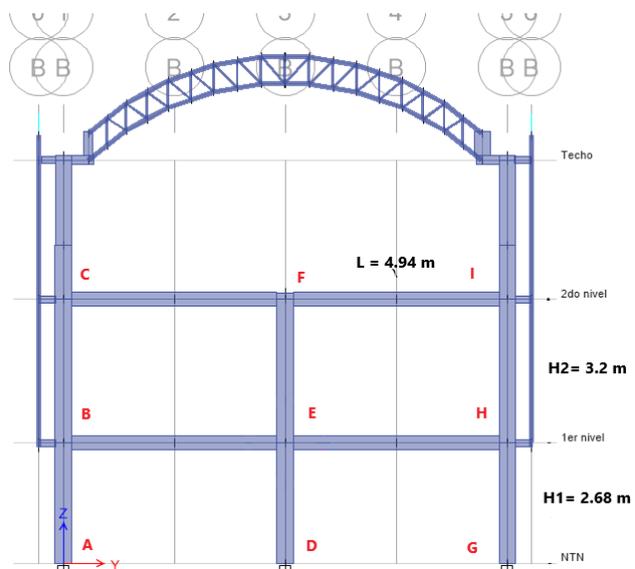


Figura. A-3

Miembro	Perfil	I in <sup>4</sup>	L in	I/L
DE	W14x132	1530	105.5118	14.5007
EF	W14x132	1530	125.9843	12.1444
BE	W12x45	348	194.4882	1.7893
CF	W12x45	348	194.4882	1.7893
EH	W12x45	348	194.4882	1.7893
FI	W12x45	348	194.4882	1.7893

Nudo	G
D	1
E	7.4441
F	3.4704
G	1
H	14.4324
I	6.9408

Columna	GA	GB	K
DE	1	7.4441	1.81
EF	7.4441	3.4704	2.21
GH	1	14.4324	1.99
HI	14.4324	6.9408	2.92

Los valores de K para las columnas de los segmentos DE y EF corresponden a la columna intermedia crítica, mientras que los segmentos GH y HI para columna de borde crítica.

Columna de borde crítica con respecto al eje débil y, ubicado en el eje B.

<b>Cm1</b>	<b>W14x132</b>	
<b>Cm2</b>	W14x68	
<b>Vm1</b>	W12x45	
<b>Vm2</b>	W8x28	
<b>Lc1</b>	2.52633	m
<b>Lc2</b>	2.89266	m
<b>Lc3</b>	2.997638	m
<b>Lg1</b>	3.52662	m
<b>Lg2</b>	3.5444	m

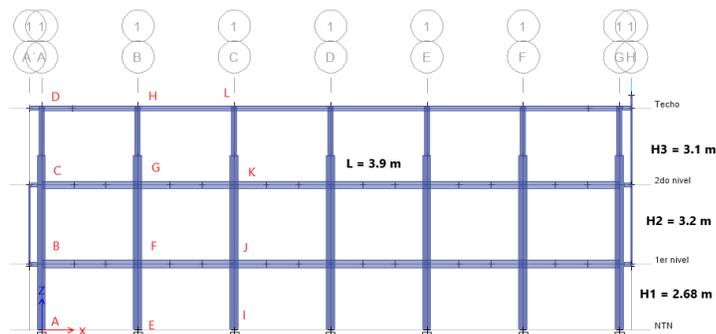


Figura A-4

Miembro	Perfil	I in <sup>4</sup>	L in	I/L
<b>EF</b>	W14x132	548	99.4618	5.5097
<b>FG</b>	W14x132	548	113.8843	4.8119
<b>GH</b>	W14x68	121	118.0172	1.0253
<b>BF</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>CG</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>DH</b>	W8x28	98	139.5433	0.7023
<b>FJ</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>GK</b>	W12x45	348	138.8433	2.5064
<b>HL</b>	W8x28	98	139.5433	0.7023

Nudo	G
<b>E</b>	1.0000
<b>F</b>	2.0590
<b>G</b>	1.1644
<b>H</b>	0.7299

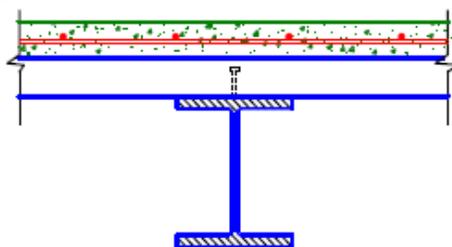
Columna	GA	GB	K
<b>EF</b>	1.0000	2.0590	1.46
<b>FG</b>	2.0590	1.1644	1.48
<b>GH</b>	1.1644	0.7299	1.29

## A2. Vigas y losas compuestas.

En el ámbito de la ingeniería civil, el término “construcción compuesta” se aplica, en general, para indicar el uso de dos o más materiales distintos, los que se combinan de manera tal que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales. Sin embargo, el mismo

término se usa frecuentemente para el caso particular de miembros construidos con acero estructural y hormigón. Con el mismo significado, se emplean también las denominaciones de “construcción mixta” o “construcción híbrida”.

Las vigas compuestas con conectores de corte son miembros que surgen de la combinación de una viga de acero (usualmente secciones I o U) y de una losa de hormigón. Dichos pernos deben resistir los esfuerzos cortantes que resultan de la acción compuesta entre ambas partes de la sección. Este tipo de vigas compuestas es muy utilizado en edificios con pórticos de acero para reducir la sección de las vigas y, por ende, los costos de la construcción.



**Figura A - 5** Viga compuesta, nervio paralelo.

*Fuente: Diseño sismorresistentes de construcciones de acero 5ed.*

La reglamentación AISC 360-16 indica que el ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder los siguientes valores:

- $1/8$  de la luz de la viga, medida desde los centros de los apoyos.
- $1/2$  de la distancia al eje de la viga adyacente
- La distancia al borde de la losa.

Las losas compuestas con chapa colaborante, por sus ventajas estructurales, constructivas y económicas, son de uso común en muchos países, particularmente cuando se busca reducir los tiempos de construcción. Su aplicación resulta especialmente conveniente cuando la losa compuesta se apoya sobre vigas de acero. En este caso, se puede vincular la losa con la viga para lograr una viga compuesta con conectores. De esta forma se logra reducir las dimensiones de la viga, con la consiguiente ventaja económica. Reglamentariamente se requiere que

---

el espesor de la capa de hormigón por encima de la chapa de acero sea de 50 mm como mínimo y que la altura nominal del nervio no exceda de 75 mm. La chapa debe vincularse a la viga de acero mediante conectores, soldaduras de tapón o dispositivo equivalente, los que deben ubicarse a una separación máxima de 460 mm.

### **Transferencia de carga entre la viga de acero y la losa de concreto.**

#### **Transferencia de carga para momento positivo**

El corte horizontal total en la interface entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de corte o anclajes materializados mediante perfiles canal de acero, este es cortante es el menor de:

- a. Para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$V' = 0.85 \times f_c' \times A_c$$

- b. Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero.

$$V' = F_y \times A_a$$

- c. Para el estado límite de resistencia del conector de corte o de los anclajes.

$$V' = \sum Q_n$$

#### **Carga trasferida para momento negativo.**

Para vigas compuestas continuas donde el refuerzo de acero longitudinal en la región de momentos negativos se considera que actúa en colaboración con la viga de acero, el corte horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los siguientes estados límites:

- a. Para el estado límite de fluencia en tracción del refuerzo de losa

$$V' = F_{ysr} * A_{sr}$$



- b. Para el estado límite de resistencia del conector de corte o de los anclajes.

$$V' = \sum Q_n$$

### **Conectores de corte.**

El diámetro de los conectores de corte,  $d_{sa}$ , deberá ser de 19 mm o menor, excepto donde los anclajes son empleados exclusivamente para la transferencia de fuerzas de corte en losas solidas en cuyos caso se permiten anclajes con diámetros de 22 mm y de 25 mm. Adicionalmente,  $d_{sa}$ , no debe ser mayor a 2.5 veces el espesor del metal base al cual es soldado, a menos que sea soldado a un ala directamente sobre el alma.

En vigas compuestas la longitud de los conectores de corte no debe ser inferior a cuatro diámetros del perno desde la base al extremo de la cabeza del perno después de ser instalado.

### **Resistencia de pernos conectores de corte.**

La AISC 360-16 en su capítulo I8 inciso 2a establece que la resistencia nominal de un perno de corte en una losa compuesta con plancha colaborante de acero debe ser determinada como.

$$Q_n = 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c' \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u$$

Donde  $R_g$  para nervios orientados perpendicularmente al perfil depende de la cantidad de conectores ocupando el mismo nervio.



## Anexo B. Tablas y figuras consultadas

**Tabla B-1 Cargas vivas**

<b>DESTINO</b>	<b>MAXIMA (CV)</b>	<b>INCIDENTA L (CVR)</b>
<b>Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)</b>	200	80
<b>Salones de clase: Escuelas primarias</b>	250	150
<b>Secundaria y universidad.</b>	250	200
<b>Hospitales (salas y cuartos), asilos, centros de salud y clínicas</b>	200	100
<b>Salas de operaciones</b>	400	150
<b>Oficinas: Despachos</b>	250	100
<b>Salas de archivo</b>	500	250
<b>Bibliotecas: Salones de lectura</b>	300	150
<b>Salón de libros</b>	600	400
<b>Lugares de reunión: Salones de baile, gimnasios, restaurantes, museos y salas de juego</b>	400	250
<b>Auditorios, cines, templos: Sillas fijas</b>	350	250
<b>Sillas móviles</b>	500	250
<b>Teatros: Vestíbulos</b>	200	80
<b>Piso de escenario</b>	700	350
<b>Gradería y tribunas</b>	500	250
<b>Lugares de comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público)</b>	500	250
<b>Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)</b>	500	350
<b>Laboratorios</b>	250	125
<b>Comercio: Ligero</b>	350	300
<b>Semi-pesado</b>	450	400
<b>Pesado</b>	550	500
<b>Fabrica y talleres: Ligero</b>	400	350
<b>Semi-pesado</b>	500	450
<b>Pesado</b>	700	600
<b>Bodegas : Ligero</b>	450	400
<b>Techos de losas con pendiente no mayor de 5%</b>	550	475
	650	550
<b>Techos de losas con pendiente mayor de de 5%</b>	100	40
	50	20
<b>Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40m)</b>	250	150
<b>Andamios y cimbra para concreto</b>	150	100



**Tabla B-2 Distorsiones máximas permisibles para el estado límite de colapso (tabla 4 RNC-07).**

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 o 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 o 4 )	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 o 2 )	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 o 2 )	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas, mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente, o mampostería de piezas	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

**Tabla B-3 Cubiertas de techo (Tabla 1A RNC-07)**

Tabla 1A. Cubiertas de techo (incluye material de fijación)	
Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo tejalita	9
Asbesto cemento o fibrocemento, lámina ondulada 6mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo canaleta.	19
Autoportante tipo maxiplac	15

**Tabla B-4 Cielos rasos (tabla 2A RNC-07)**



Tabla 2A. Cielos rasos.		Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Cielo raso de plywood de 3/16" con estructura de madera		14
Cielo raso de plywood de 1/4" con estructura de madera		16
Fibrocemento liso 4mm con estructura de madera		18
Fibrocemento liso 6mm con estructura de madera		22
Fibrocemento liso 4mm con perfiles de aluminio		5
Fibrocemento liso 6mm con perfiles de aluminio		7
Machimbre de 1/2"		7
Yeso con perfiles de aluminio		8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio		18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15mm)		30

Tabla B-5 Cubierta de pisos (tabla 3A RNC-07)

Concepto	Peso kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de cerámica	30
Fibrocemento	22

Tabal B-6 Paredes (tabal 4A RNC-07).

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Planchetas para paredes prefabricadas, áreas visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con plywood 1/4" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con plywood 6mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 41	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 42	228
Mampostería reforzada bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería reforzada bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150

Tabla B-7 velocidad regional (Tabla 5 RNC-07)

Importancia de la construcción		
Zona	Periodo de retorno	
	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

Figura 7. Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por viento.

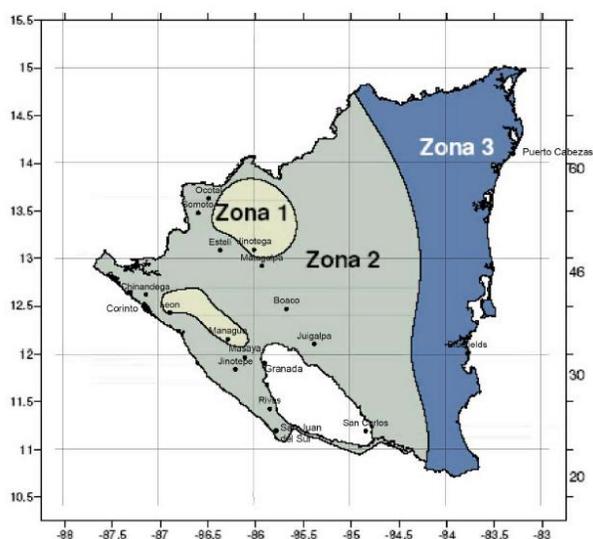


Figura B-1 Mapa de zonificación eólica (RNC-07)



**Tabla 6 Rugosidad del terreno (RNC-07)**

Tipos de terreno (Figura)	$\alpha$	$\delta$ , m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.17	455

**Tabla 7. Factor  $F_{TR}$  (Factor de topografía y rugosidad del terreno)**

Tabla 7. Factor  $F_{TR}$  (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

Tipos de Topografía (Figura)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8	0.7	0.66
T2 Valles cerrados	0.9	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1	0.97	0.9
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.2	1.06	0.98

**Tabla 8. Coeficientes  $C_p$  para construcciones cerradas.**

Tabla 8. Coeficientes  $C_p$  para construcciones cerradas.

	$C_p$
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta < 1.6 < 1.8$
Techos curvos	véase Tabla

\*La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

\*\* $\theta$  es el ángulo de inclinación del techo en grados.

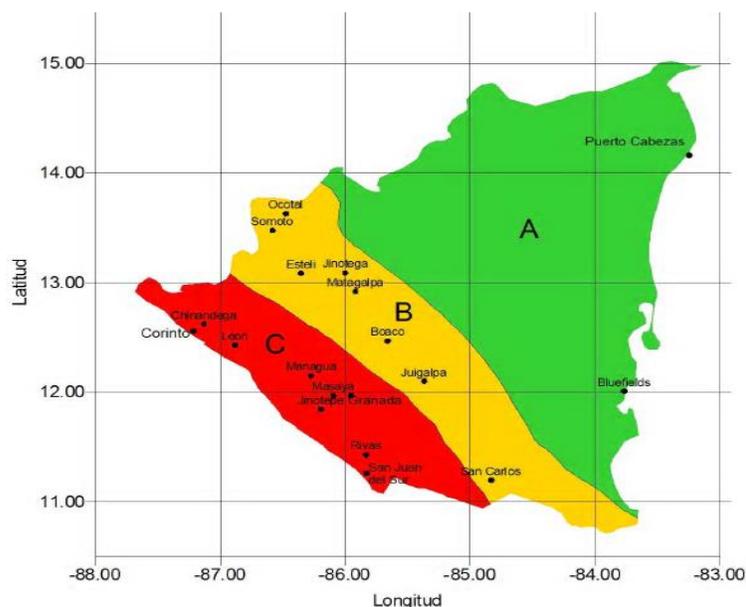


FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA

**Figura B-2. Zonificación sísmica (RNC-07)**

**Tabla 2 factores de amplificación por tipo de suelo, S (RNC-07)**

Tabla 2 Factores de amplificación por tipo de suelo, S.

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

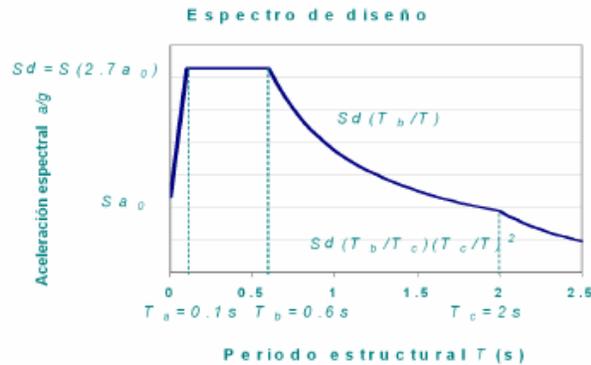


Figura B-3. Espectro de diseño Nicaragua (RNC-07)

Tabla 12-8-1 Coeficientes para el límite superior del periodo calculado (ASCE 7-16)

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, $S_{D1}$	Coefficient $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Tabla 12-8-2 Valores de los parámetros del periodo aproximado (ASCE 7-16).

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.75

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

**Tabla B4. Ductilidad para diferentes sistemas sismorresistentes y Ductilidad del Sistema Global**

		Sistema Estructural	Ductilidad del Sistema Sismorresistente	Ductilidad del Sistema Global	Altura máxima	Notas específicas
Sistemas estructurales conformados con elementos de acero estructural	Sistemas no arriostrados	OMF	-	1.5 o 1.0	3 pisos o 10 m	a y b
		IMF	SDA	Según tabla 2.2	3 pisos o 10 m	c
		SMF	SDE	Según tabla 2.2	-	-
		STMF	SDE	Según tabla 2.2	-	-
	Sistemas arriostrados	OCBF	SDA	Según tabla 2.2	3 pisos o 10 m	a, c y g
		SCBF	SDE	Según tabla 2.2	-	d y f
		EBF	SDE	Según tabla 2.2	-	e y f
		SPSW	SDE	Según tabla 2.2	-	e y f

**Tabla B5. Ductilidad global efectiva para diferentes sistemas sismorresistentes**

Configuración estructural	Sistema Estructural	Ductilidad local	Ductilidad Global Efectiva (a utilizarse para la obtención de Espectros de diseño)	
			Edificaciones regulares	Edificaciones irregulares
Sistemas no arriostrados	OMF	-	1.5	1
	IMF	SDA	3	2
	SMF	SDE	5	3
	STMF	SDE	5	3
Sistemas arriostrados	OCBF	SDA	1.5	1
	SCBF	SDE	3	2
	EBF	SDE	4	3
	SPSW	SDE	4	3

**Tabla D1.1 relación ancho espesor limite para elemento en compresión con ductilidad alta y moderada. (AISC 341-16).**

<b>TABLE D1.1</b>				
<b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members</b>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
<b>Unstiffened Elements</b>	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Stems of tees	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(a)}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
<b>Stiffened Elements</b>	Walls of rectangular HSS used as diagonal braces	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces			
	Flanges of built-up box shapes used as link beams			



<p style="text-align: center;"><b>TABLA D3.1</b> <b>Factor de Corte Diferido para</b> <b>Conexiones de Miembros en Tracción</b></p>				
Caso	Descripción del Elemento		Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)		$U = 1.0$	-
2	Todos los miembros en tracción, excepto tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras. Alternativamente, el Caso 7 es permitido para perfiles W, M, S y HP (Para ángulos, se permite el uso del Caso 8).		$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.		$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	-
4 <sup>[a]</sup>	Planchas, ángulos, canales con soldaduras en bordes extremos, secciones te y doble te con elementos adosados, donde la tensión es transmitida solo por soldaduras longitudinales. Ver Caso 2 para la definición de x.		$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Tubos redondos con sólo una placa gusset concéntrica, con soldaduras de ranura al tubo.		$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo Rectangular	con sólo una placa gusset concéntrica	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$br \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $br < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	-
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	-
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	-
		con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga (con menos de tres conectores por línea en la dirección de la carga, usar Caso 2)	$U = 0.60$	-

B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); D = diámetro exterior de la sección cilíndrica, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm); d = altura de la sección, cm (mm); para secciones T, d = altura de la sección desde la cual la T fue cortada, cm (mm); l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm);  $\bar{x}$  = excentricidad de conexión, cm (mm).

[a]  $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$ , donde  $l_1$  y  $l_2$  no deben ser menor a 4 veces la dimensión de la soldadura.

Fuente: AISC 360-16



<b>TABLA J2.4</b> <b>Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete</b>	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

**Fuente: AISC 360-16**

**Metal de aporte de soldadura.**

<b>Metal Base</b>	<b>Metal de Aporte Compatible</b>
A36, espesor $\leq$ 19 mm	Electrodos E60 y E70
A36, espesor $>$ 19 mm, A588 <sup>[a]</sup> , A1011, A572(Gr.50 y 55), A913(Gr.50), A992, A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Otros procesos: Electrodo E70
A913 (Gr.60 y 65)	Electrodos E80
A913 (Gr.70)	Electrodos E90
<sup>[a]</sup> Para resistencia a la corrosión y color similar a la base ver la Sección 3.7.3 de AWS D1.1/D1.1M. Notas: En juntas con metales base de diferente resistencia se debe utilizar cualquiera de los metales de aporte compatibles con la mayor resistencia del metal base o un metal de aporte compatible con la menor resistencia y produzca un pequeño depósito de hidrógeno, los que pueden ser usados cuando se requiera de resistencias compatibles.	

**Fuente: AISC 360-16**

<b>TABLA J2.5</b> <b>Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)</b>					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	$\phi$ y $\Omega$	Tensión Nominal ( $F_{nom}$ y $F_{ten}$ ) kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)	Área Efectiva ( $A_{we}$ y $A_{we}$ ) cm <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte <sup>(2)(3)</sup>
<b>SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION COMPLETA</b>					
Tracción Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver la Sección J2.6.
Compresión Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. <sup>(3)</sup>
<b>SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS DE SUROOS V Y BISEL ACAMPANADOS</b>					
Tracción Normal al eje de soldadura	Base	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$F_u$	Ver J4	Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60F_{cox}$	Ver J2.1a	
Compresión Columna a plancha base y empalmes de columna diseñadas por la Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en la Sección J1.4(b)	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	$F_y$	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60F_{cox}$	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	$F_y$	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,90F_{cox}$	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{cox}$	Ver J2.1a	

Fuente: AISC 360-16

<b>TABLA J2.5 (continuación)</b> <b>Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)</b>					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	$\phi$ y $\Omega$	Tensión Nominal ( $F_{tens}$ y $F_{comp}$ ) kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)	Área Efectiva ( $A_{tm}$ y $A_{we}$ ) cm <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte <sup>[a][b]</sup>
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESMALADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{tens}$ <sup>[c]</sup>	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{tens}$	Ver J2.3a	
<sup>[a]</sup> Para metal de soldadura compatible con metal base ver la Sección 3.3 de AWS D1.1/D1.1M. <sup>[b]</sup> Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con metal base. <sup>[c]</sup> Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con metal base para soldaduras de tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 80$ , $\Omega = 1,88$ y $0,60F_{tens}$ como resistencia nominal. <sup>[d]</sup> Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4(b).					

Fuente: AISC 360-16

<b>TABLA J3.3</b> <b>Dimensiones de Agujero Nominal, in</b>				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 2 3/16
1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 × 1 5/16	1 1/8 × 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/8$	$d + 5/16$	$(d + 1/8) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/8) \times 2.5d$

Fuente: AISC 360-16

<p align="center"><b>Tabla J3.2</b> <b>Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm<sup>2</sup> (MPa)</b></p>		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $F_u$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa) <sup>[a]</sup>	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, $F_{nv}$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)
Pernos A307	3160 (310) <sup>[d]</sup>	1900 (188) <sup>[b] [c] [d]</sup>
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6320 (620)	3800 (372) <sup>[b]</sup>
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6320 (620)	4780 (469) <sup>[b]</sup>
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	7950 (780)	4780 (469) <sup>[b]</sup>
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7950 (780)	5900 (579) <sup>[b]</sup>
Grupo C (ej. Ensamblajes de pernos F3043), cuando la rosca y el área de transición del cuerpo del perno no están excluidos en el plano de corte	10200 (1040)	6080 (620)
Grupo C (ej. Ensamblajes de pernos F3043), cuando la rosca y el área de transición del cuerpo del perno no están excluidos en el plano de corte	10200 (1040)	7640 (779)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$ <sup>[b]</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$ [b]
<p><sup>[a]</sup> Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.  <sup>[b]</sup> Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), <math>F_{nv}</math> debe ser reducido a un 83,3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.  <sup>[c]</sup> Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.  <sup>[d]</sup> Rosca permitida en los planos de corte.</p>		

Fuente. 360-16



<b>TABLA J3.4</b> <b>Distancia Mínima al Borde<sup>[a]</sup>, in, desde el Centro del Agujero Estándar<sup>[b]</sup> hasta el Borde de la Parte Conectada</b>	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$1/2$	$3/4$
$5/8$	$7/8$
$3/4$	1
$7/8$	$1 1/8$
1	$1 1/4$
$1 1/8$	$1 1/2$
$1 1/4$	$1 5/8$
Sobre $1 1/4$	$1 1/4d$

<sup>[a]</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de las Secciones J3.10 y J4, sin embargo distancias al borde menores que un diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

<sup>[b]</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

**Fuente. AISC 360-16**