

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Diseño Sismo Resistente de Pórticos Especiales Arriostrados**

**Concéntricamente Fabricados con Elementos de Acero**

**David Ali Villavicencio Morillo**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito

para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, 18 de mayo de 2022

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**HOJA DE CALIFICACIÓN  
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Diseño Sismo Resistente de Pórticos Especiales Arriostrados**

**Concéntricamente Fabricados con Elementos de Acero**

**David Ali Villavicencio Morillo**

**Nombre del profesor, Título Académico    Pablo Andrés Torres Rodas, Ph.D**

Quito, 18 de mayo de 2022

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: David Ali Villavicencio Morillo

Código: 00202725

Cédula de Identidad: 1721647517

Lugar y Fecha: Quito, 18 de mayo de 2022

## ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## UNPUBLISHED DOCUMENT

**Note:** The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## RESUMEN

En el trabajo de fin de carrera se presenta el diseño de elementos de acero pertenecientes a un portico arriostrado concentrico sismo resistente para una edificación ubicada en la provincia de Pichincha. La cual cuenta con 10 niveles y luces máximas de 7 metros, es importante tomar en cuenta que, se presenta únicamente el diseño para vigas, columnas y riostras que conforman el sistema sismo resistente. Se detalla el proceso para diseñar los elementos de este sistema estructural tomando como referencia las normativas estadounidenses establecidas por el AISC (American Institute of Steel Construction) para Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF, Special Concentrically Braced Frame) junto con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). No obstante, es importante mencionar que las fuerzas sísmicas se han determinado en base a la normativa local y que los elementos tanto como columnas, vigas y riostras se han diseñado con perfiles tipo “W”.

**Palabras clave:** diseño en acero, sismo resistente, pórtico especial, SCBF, derivas, espectro de diseño, NEC-15, AISC 341-10, AISC 360-160.

## RESUME

The present research work exposes the design for steel elements that make up an earthquake-resistant braced frame system for a building located in the Province of Pichincha, which has 10 levels and maximum spans of 7 meters. It is important to only consider the design for beams, columns and braces that make up the earthquake resistant system. The process of designing the elements of this structural system is detailed, taking as reference the American regulations established by the AISC (American Institute of Steel Construction) for Special Concentrically Braced Frames (SCBF, Special Concentrically Braced Frames) together with the Ecuadorian Construction Regulations. (NEC-SE-DS). However, it is important to mention that the seismic forces are based on local regulations and that elements such as columns, beams and braces have been designed with “W” type profiles.

**Keywords:** steel design, earthquake resistant, special frame, SCBF, drifts, design spectrum, NEC-15, AISC 341-10, AISC 360-16.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>13</b>
<b>1.1</b>	<b>Antecedentes.....</b>	<b>13</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos del Proyecto.....</b>	<b>16</b>
	1.2.1 Objetivo General.....	16
	1.2.2 Objetivos Específicos .....	16
<b>1.3</b>	<b>Características del Proyecto .....</b>	<b>17</b>
	1.3.1 Planos Arquitectónicos .....	17
	1.3.2 Materiales .....	18
	1.3.3 Secciones Precalificadas de acero .....	19
	1.3.4 Estudio Peligro Sísmico.....	20
<b>2</b>	<b>DESARROLLO Y DISEÑO .....</b>	<b>21</b>
<b>2.1</b>	<b>Modelo estructural ETABS .....</b>	<b>21</b>
	2.1.1 Definición dimensiones de planta y elevación .....	21
	2.1.2 Configuración y asignación de secciones.....	22
	2.1.3 Aplicación de riostras en pórticos SCBF.....	23
	2.1.4 Cálculo y aproximación de cargas gravitacionales.....	26
	2.1.5 Definición de cargas sísmicas.....	27
	2.1.6 Definición Espectro de Respuesta .....	29
	2.1.7 Definición de Patrones y casos de carga .....	31
	2.1.8 Definición de Combinaciones de carga .....	32
<b>2.2</b>	<b>Determinación de fuerzas internas en los elementos con ETABS.....</b>	<b>33</b>

<b>2.3</b>	<b>Diseño de elementos para pórtico sismo resistente.....</b>	<b>35</b>
2.3.1	Diseño de Arriostres .....	35
2.3.2	Análisis Mecanismo Plástico.....	38
2.3.3	Vigas.....	39
2.3.4	Columnas .....	42
2.3.5	Diseño de conexiones .....	44
<b>3</b>	<b>Resultados.....</b>	<b>46</b>
<b>3.1</b>	<b>Modelo Final y análisis.....</b>	<b>46</b>
3.1.1	Cantidades de acero requeridas .....	48
<b>3.2</b>	<b>Comprobación de requerimientos establecidos por NEC-SE-DS .....</b>	<b>49</b>
3.2.1	Chequeo Cortante Basal Estático y Cortante Basal Dinámico .....	49
3.2.2	Chequeo masa modal participativa.....	51
3.2.3	Chequeo derivas de piso máximas.....	52
<b>4</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>53</b>
<b>5</b>	<b>Bibliografía.....</b>	<b>55</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Dimensiones entre ejes para modelado de geometría en planta.....	21
Tabla 2: Aproximación de cargas muertas actuantes sobre la estructura.....	26
Tabla 3: Valor de cargas vivas en base a normativa de construcción .....	26
Tabla 4: Cálculo de periodo estructural mediante el método de NEC-SE-DS.....	27
Tabla 5: Coeficientes dependientes del tipo de edificio para el cálculo de cortante basal V28	
Tabla 6: Parámetros característicos del proyecto para definición de espectro elástico.....	29
Tabla 7: Valores máximos de fuerza axial para diseño de arriostramientos .....	34
Tabla 8: Propiedades geométricas de arriostramientos .....	35
Tabla 9: Valores límite para secciones compactas y pandeo inelástico .....	36
Tabla 10: Verificación del comportamiento para las secciones dúctiles de arriostramientos	36
Tabla 11: Diseños finales para arriostramientos.....	37
Tabla 12: Esfuerzos resultantes para el mecanismo plástico en condiciones 1 y 2.....	38
Tabla 13: Determinación de fuerzas de diseño para viga del pórtico del primer piso .....	40
Tabla 14: Propiedades geométricas para viga de pórtico sismo resistente.....	40
Tabla 15: Verificación de condiciones para estabilidad local .....	40
Tabla 16: Diseño y capacidades para viga del pórtico sismo resistente.....	41
Tabla 17: Propiedades geométricas para columna de pórtico sismo resistente.....	42
Tabla 18: Determinación de momento último alrededor de eje X .....	42
Tabla 19: Determinación de momento último alrededor del eje y .....	43
Tabla 20: Diseño y capacidades para columna de pórtico sismo resistente .....	43
Tabla 21: Propiedades físicas y geométricas para placa de conexión .....	44
Tabla 22: Diseño de Placa de conexión para arriostramientos piso 1-10.....	44

Tabla 23: Secciones de diseño definitivas.....	47
Tabla 24: Cantidades requeridas de acero ASTM A36 .....	48
Tabla 25: Valores correspondientes al método de análisis estático vs dinámico .....	49
Tabla 26: Verificación de condiciones para distintos métodos de análisis .....	50
Tabla 27: Porcentajes de participación para masa modal.....	51

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Configuraciones de Pórticos Arriostrados Concéntricamente permitidas para zonas de sismicidad altas.....	15
Figura 2: Planos arquitectónicos correspondientes a la geometría en planta baja.....	17
Figura 3: Curva de esfuerzo vs. deformación para acero A-36 y comparación con otros existentes. ....	18
Figura 4: Sección transversal típica para elementos tipo W.....	19
Figura 5: Mapa de Ecuador y zonas sísmicas para valor de diseño del factor Z.....	20
Figura 6: Vista en planta y elevación del edificio .....	21
Figura 7: Grupos de Auto Selección para elementos estructurales individuales.....	22
Figura 8: Sección transversal del elemento deck asignado como losa.....	22
Figura 9: Disposición de arriostramientos para pórticos 3-4-5 del eje A y F.....	23
Figura 10: Disposición de arriostramientos para pórticos C-D de ejes 1 y 7 .....	24
Figura 11: Vista frontal para edificación de acero y disposición de arriostramientos .....	25
Figura 12: Vista trasera para edificación de acero disposición de arriostramientos .....	25
Figura 13: Coeficientes de periodo dependientes del tipo estructural.....	27
Figura 14: Valores de coeficiente K para el cálculo de fuerzas sísmicas laterales en función del periodo .....	28
Figura 15: Espectro de Respuesta Elástico en base a requerimientos NEC-SE-DS.....	30
Figura 16: Configuración de espectro de respuesta NEC.....	30
Figura 17: Configuración de casos de carga actuantes sobre la estructura .....	31
Figura 18: Configuración de casos de carga modales para respuesta sísmica.....	31

Figura 19: Combinaciones de carga para diseño de elementos sísmicos y chequeo de derivas .....	32
Figura 20: Combinaciones para diseño por última resistencia NEC-SE-CG .....	32
Figura 21: Vista de elevaciones para eje 1 y eje F para valores de carga axial máximos ....	33
Figura 22: Diagrama de cuerpo libre para viga de pórtico sismo resistente.....	39
Figura 23: Esquema de diseño conexión viga-columna-arriostre .....	45
Figura 24: Esquema de diseño para conexión viga-arriostre.....	45
Figura 25: Diseño final para edificio de acero .....	46

## ANEXOS

Anexo 1: Esquema de deformación de la estructura bajo el caso de carga que presenta mayores derivas de piso inelásticas .....	56
Anexo 2: Conexiones de arriostramientos a viga-columna con placas Gusset soldadas.....	57
Anexo 3: Conexión de arriostramientos a viga con placa Gusset soldadas.....	58
Anexo 4: Desplazamientos máximos para los casos de sismo más crítico analizado en ambas direcciones .....	59
Anexo 5: Comprobación de máximas derivas de piso inelásticas para los casos más críticos .....	60

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

Ecuador, al estar ubicado en las costas del océano Pacífico se incluye dentro de las regiones que conforman el Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que lo hace que se presente una constante actividad sísmica remarcable. Como evidencia se tienen registros de eventos sísmicos tales como el ocurrido en 1906, el cual se considera como uno de los más grandes de la historia ya que, en la escala de Richter alcanzó una magnitud de 8.8 (Quinde & Reinoso, 2016) Adicional a esto, en los últimos años se han presentado actividades sísmicas las cuales han sido evidencia suficiente para exponer los problemas de diseño sismo resistente en las estructuras existentes actualmente.

El concepto de Diseño Sismo Resistente no solo se basa en modelar la estructura y someterla a una aplicación de cargas estáticas equivalentes, ya que, en ciertos casos la solución más óptima se encuentra seleccionando el sistema estructural adecuado; aquel que presente un comportamiento resistente y eficiente sin recibir daños de gran magnitud que puedan comprometerlo y llevarlo al colapso. Por otro lado, el sistema además de ser capaz de proporcionar una alta seguridad ante actividad sísmica también debe ser un sistema vialmente económico y es por eso que en el presente trabajo se busca modificar y optimizar los elementos de tal manera que se reduzca la cantidad de acero.

En la actualidad, el uso de acero como material estructural ha tenido una gran acogida debido a sus propiedades y ventajas que presenta a comparación del hormigón armado. Su alta resistencia, facilidad de colocación y disminución en tiempos de construcción han sido factores que han formado una preferencia para ser utilizados como los elementos óptimos para un sistema sismo resistente ya que, al diseñar con este material, constituimos pórticos

los cuales tienen vigas y columnas que se conectan al nodo mediante soldadura o una placa. Además, gracias a la alta ductilidad que presenta el acero, estos sistemas tendrán la capacidad de disipar grandes cantidades de energía que se produzcan al momento del sismo.

En el presente trabajo se diseñará el sistema sísmo resistente mediante la implementación de un pórtico arriostrado concéntricamente SCBF (Special Concentrically Braced Frame). Es importante mencionar que el concepto de un pórtico arriostrado consiste en una diagonal ubicada manera vertical, y que este sistema arriostrado es el aquel que nos permitirá considerar fuerzas sísmicas mucho más pequeñas a las necesarias para obtener una respuesta elástica durante el sismo debido a que el diseño se comporta de manera dúctil.

Este comportamiento dúctil se logra mediante la designación de elementos para que fluyan ante fuerzas bajas ya que estas van a limitar las fuerzas que se transfieran al sistema, protegiéndola de daños graves. El diseño considera que estos elementos fluirán y disiparán la energía generada por el sismo mediante el comportamiento histerético que presentan las riostras ante la compresión/tensión (Bruneau, Chia Ming, & Sabelli, 2011) Por lo tanto, es importante asignar elementos los cuales sean capaces de soportar grandes desplazamientos inelásticos sin perder su rigidez.

Adicionalmente, es importante mencionar que el proyecto se encuentra en una zona de sismicidad alta, por lo tanto, se debe adoptar los modelos permitidos por la normativa, los cuales se mostrarán en la Figura 1.

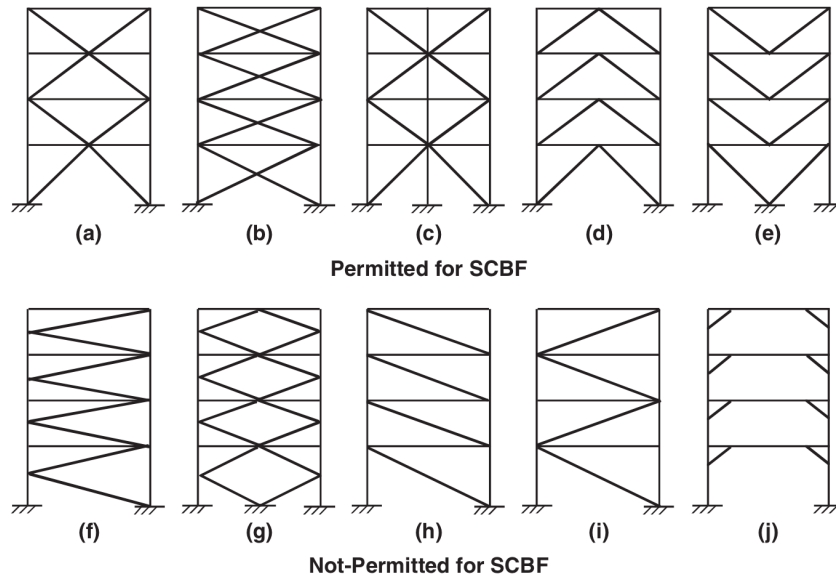


Figura 1: Configuraciones de Pórticos Arriostrados Concéntricamente permitidas para zonas de sismicidad altas.

Nota: Obtenido de *Ductile Design of Steel Structures* (p.505). Bruneau et al, 2011. McGraw-Hill

Por último, es importante aclarar que la filosofía de diseño para SCBF se basa en proporcionar un diseño capaz de provocar deformaciones plásticas únicamente en los arriostres, de tal manera que las columnas y vigas queden en condiciones estables, permitiendo que la estructura sea capaz de resistir sismos sin perder su capacidad para resistir las cargas gravitacionales.

## **1.2 Objetivos del Proyecto**

### **1.2.1 Objetivo General**

Diseñar el sistema sismo resistente de pórticos arriostrados concéntricamente bajo los requerimientos de las normativas ASIC 341, AISC 360, para los elementos de viga, columna y riostras de tal manera que satisfagan las demandas sísmicas provistas por la NEC-SE-DS en un periodo de retorno de 475 años.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Definición y modelado de modelo estructural en software ETABS acorde a planos en planta
- Asignación de espectro de respuesta sísmica en base a la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS al modelo estructural
- Calcular y reportar los valores correspondientes para el cortante basal en análisis de la fuerza horizontal equivalente acorde a la normativa NEC
- Asignación de secciones precalificadas de tipo W para cumplir con las derivas de piso inelásticas conforme la NEC
- Identificar el máximo valor de deriva de piso y verificar si no excede el permitido.
- Verificar los valores de la masa participativa para los métodos de fuerza equivalente y comprobar las condiciones.



## 1.3 Características del Proyecto

### 1.3.1 Planos Arquitectónicos

Para este trabajo se han considerado los planos estructurales elaborados por la Arquitecta Ángeles Delgado en mayo 2017, los cuales corresponden al diseño en planta para la construcción de un edificio administrativo en la ciudad de Quito. En este trabajo se utilizará esta geometría se replicará para los 10 pisos del edificio, con una altura de entrepiso de 3 metros.

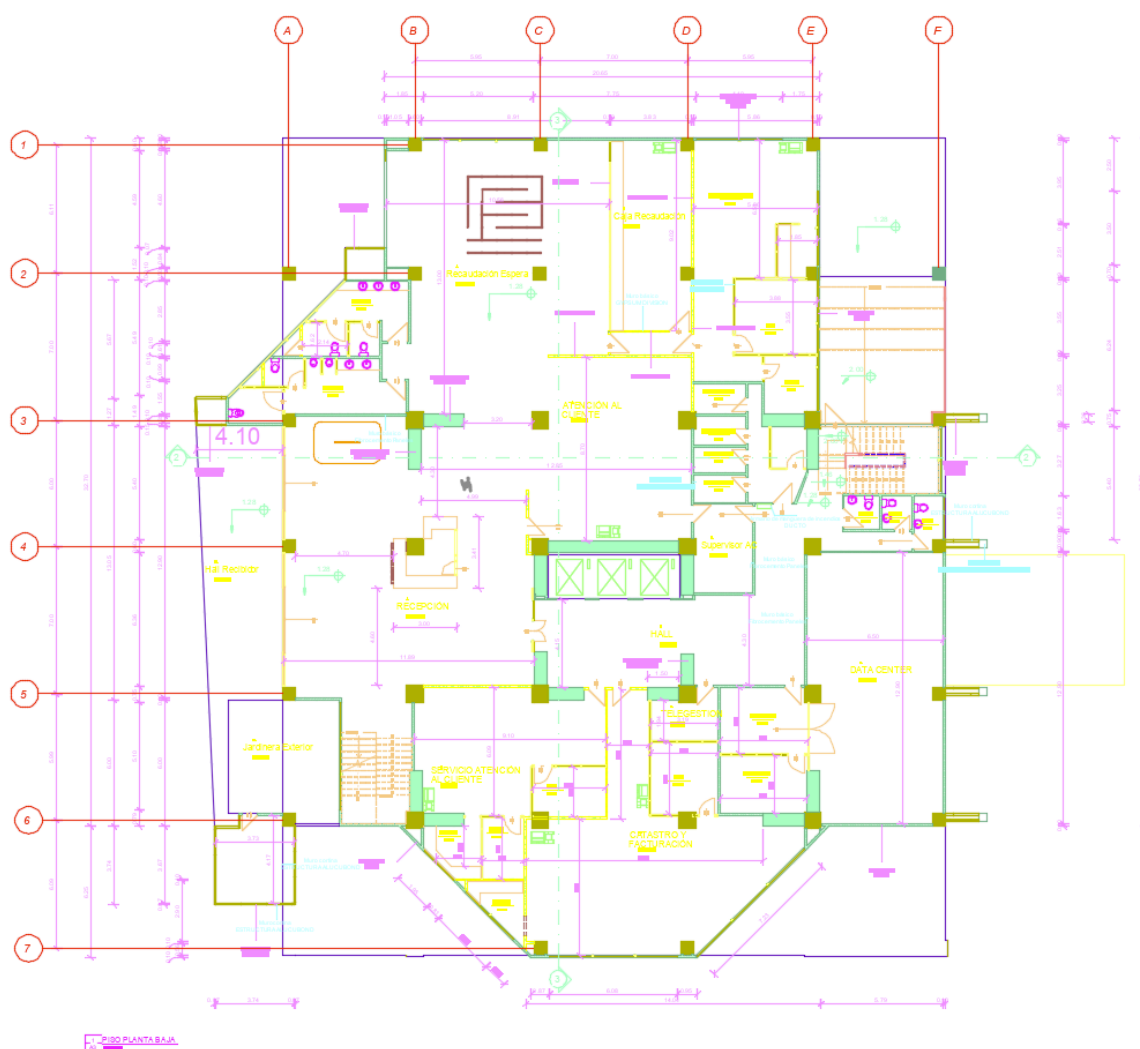


Figura 2: Planos arquitectónicos correspondientes a la geometría en planta baja

### 1.3.2 Materiales

Este proyecto se constituye mediante elementos de acero prefabricados con una geometría específica, los cuales constituyen todo el sistema estructural excepto la losa, la cual se ha considerado en utilizar un deck con planchas de Steel panel y concreto de  $f'c = 4000$  psi.

El acero que constituye los elementos estructurales de vigas, columnas y arriostres se encuentra categorizado por el ASTM con el nombre de A36, el cual cuenta con un módulo de elasticidad de 200 GPa y una resistencia a la fluencia de 240 MPa (36 Ksi) y. Como se presenta en la ilustración

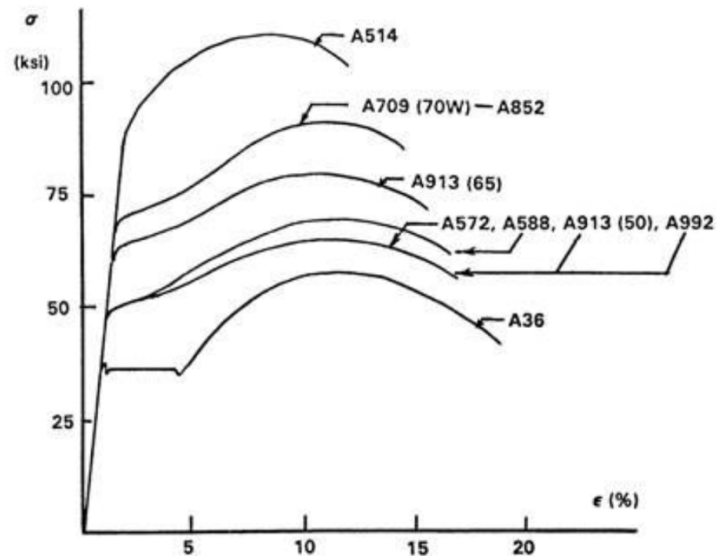


Figura 3: Curva de esfuerzo vs. deformación para acero A-36 y comparación con otros existentes.

Nota: Obtenido de Available structural Steel Shapes Available in the US, por Ben Wilkerson ([www.metalpass.com/properties-astm-a36](http://www.metalpass.com/properties-astm-a36))

### 1.3.3 Secciones Precalificadas de acero

La construcción de este proyecto utilizará elementos de acero los cuales ya están categorizados por normativa. Se ha preferido estos elementos, debido a que estos aseguran que han pasado por un previo estudio respecto a sus propiedades geométricas y capacidades de desempeño. Al utilizar secciones de tipo W ( wide flange) vamos a poder aportar a la estructura propiedades que le permitan soportar altas demandas ante esfuerzos que se generen en la estructura durante un evento sísmico. Estas propiedades presentan propiedades muy superiores en comparación a elementos de construcción comúnmente utilizados, siendo capaces de resistir altos esfuerzos de cortante, flexión y axial; haciéndola llamativa para un diseño seguro y confiable.

Es importante mencionar que el AISC 341-16 establece como requerimiento que todas las secciones de esta categoría deben ser laminadas en caliente ya que, en caso de utilizar secciones armadas, los requerimientos que se deberán cumplir van a ser distintos y por lo tanto no van a satisfacer las condiciones de diseño.

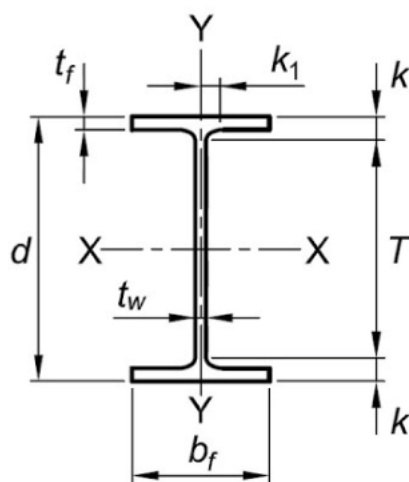


Figura 4: Sección transversal típica para elementos tipo W

### 1.3.4 Estudio Peligro Sísmico

Es de gran importancia tomar en cuenta que el peligro sísmico que existe en el Ecuador proviene de dos tipos de fuentes sísmicas tales como las de subducción, ya sea interplaca o intraplaca, y por ultimo los corticales. Estos presentan sus diferencias al tomar en cuenta la profundidad, ya que van a presentar distintos efectos en el sitio, además del cambio que se presentará en la manera de liberar energía.

Por lo tanto, debido a que el proyecto se encuentra en la zona de Quito debemos considerar las fallas existentes en la ciudad y la ubicación respecto a los bloques de fallas de quito. La normativa ecuatoriana de la construcción cuenta con una zonificación sísmica, en la cual nos indica la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño mediante el uso del valor Z.

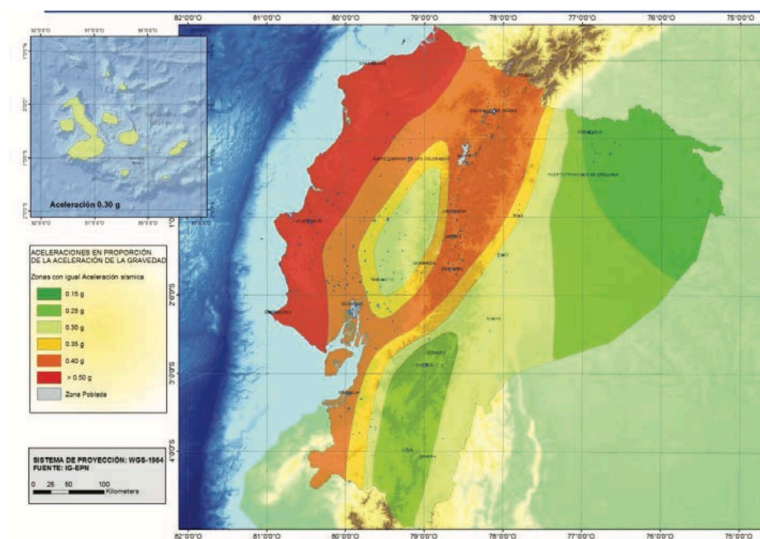


Figura 5: Mapa de Ecuador y zonas sísmicas para valor de diseño del factor Z

Obtenido de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS

## 2 DESARROLLO Y DISEÑO

### 2.1 Modelo estructural ETABS

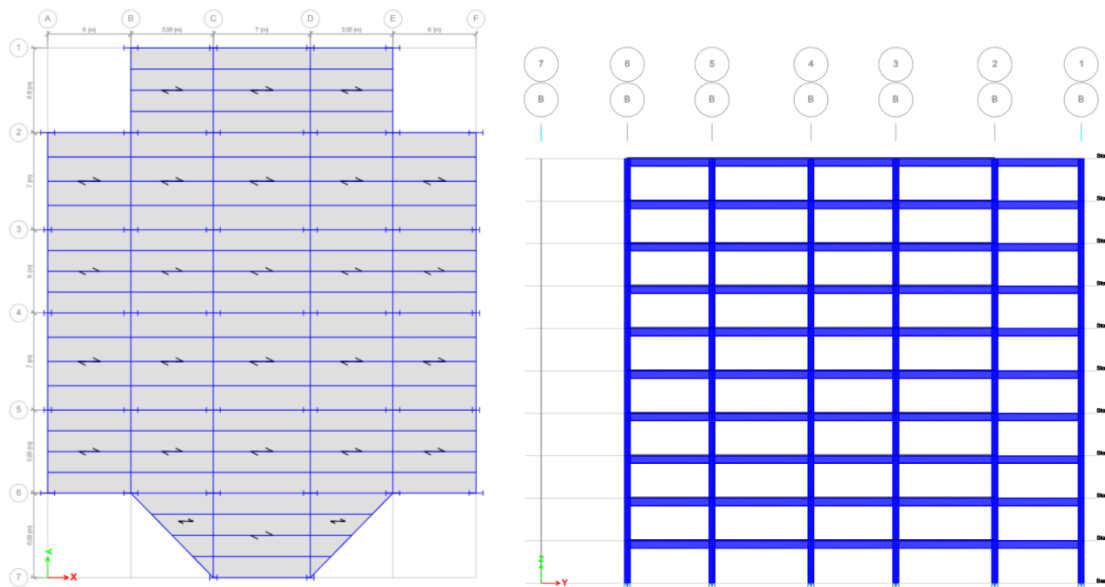
#### 2.1.1 Definición dimensiones de planta y elevación

Para realizar el modelado estructural, se ha medido del plano presentado, en este caso tomando la distancia que existe entre los ejes. Se identifica que la mayor luz es de 7 metros y la menor es de 5.95m. También la altura de entrepiso es 3 metros.

*Tabla 1: Dimensiones entre ejes para modelado de geometría en planta*

<i>Grid</i>	<i>Espaciamiento en X [m]</i>	<i>Grid</i>	<i>Espaciamiento en Y [m]</i>
<i>A</i>	6	<i>1</i>	6.09
<i>B</i>	5.95	<i>2</i>	5.99
<i>C</i>	7	<i>3</i>	7
<i>D</i>	5.95	<i>4</i>	6
<i>E</i>	6	<i>5</i>	7
<i>F</i>	0	<i>6</i>	6.11
		<i>7</i>	0

Una vez modelada la geometría tenemos la siguiente disposición en planta, la cual presenta una longitud total de 30.9 m en X y 38.19 en Y, dándonos un área por planta de 997.44 m<sup>2</sup>



*Figura 6: Vista en planta y elevación del edificio*

### 2.1.2 Configuración y asignación de secciones

El predimensionamiento de los elementos para los pórticos gravitacionales y sismo resistentes se lo procesará mediante la herramienta de autoselección de ETABS, en este caso se utiliza secciones categorizadas por el AISC 14, las cuales se asignó para cada elemento. Este proceso de predimensionamiento es importante ya que nos dará una idea aproximada de los elementos necesarios para cumplir con todas las condiciones establecidas.

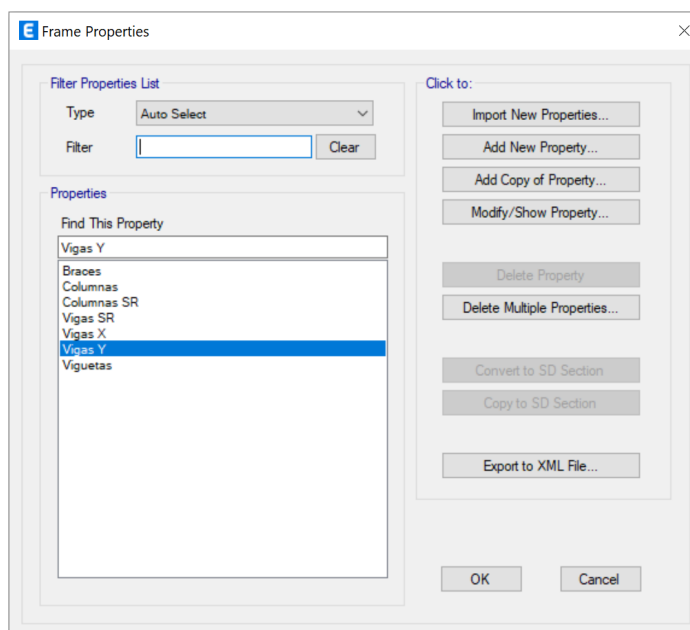


Figura 7: Grupos de Auto Selección para elementos estructurales individuales

Para la losa de la estructura se ha modelado con un elemento de tipo shell, en este caso es una losa de concreto  $f'c$  que reposa sobre un deck de acero

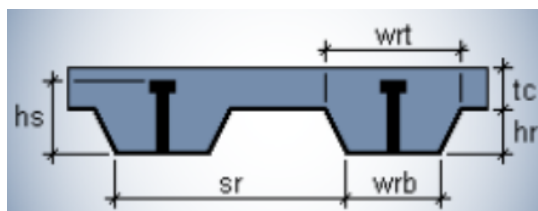


Figura 8: Sección transversal del elemento deck asignado como losa

### 2.1.3 Aplicación de riostras en pórticos SCBF

La ubicación de riostras en la estructura debe tomar en consideración una simetría permitida por el AISC 341, la cual nos indica que deben ser colocadas simétricamente a lo largo de la estructura.

El modelo de riostras a utilizarse para cumplir con las características para un SCBF debe ser de tipo “V” y “V invertida”, los mismos que se aplicaron en todos los niveles del edificio para así generar continuidad entre ellos.

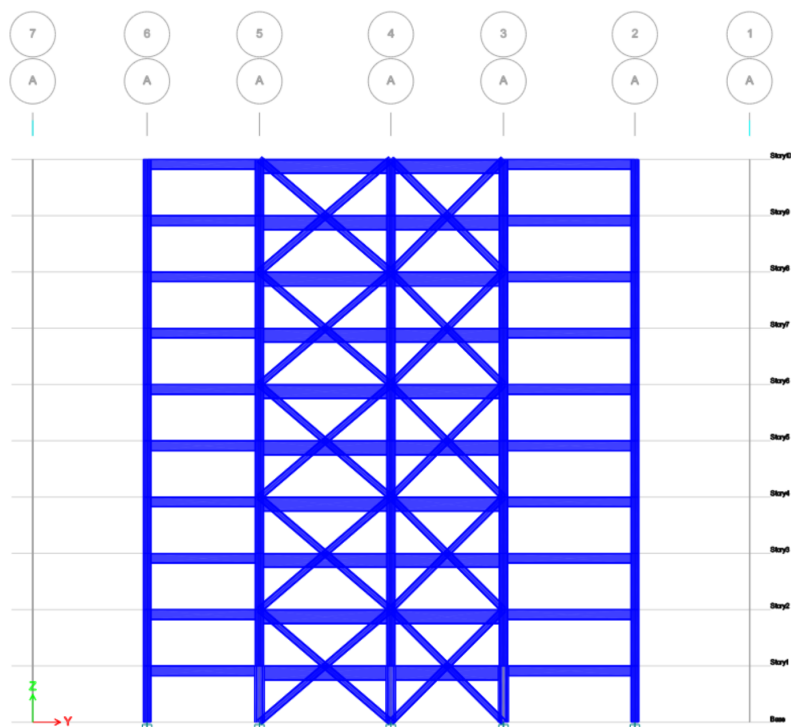


Figura 9: Disposición de arriostramientos para pórticos 3-4-5 del eje A y F

Se ha considerado esta configuración de arriostramientos perpendiculares al eje x debido a que gracias a la alta simetría, logramos un mayor control de desplazamientos, especialmente el comportamiento histerético que presentarán los mismos.

Para el caso de los pórticos perpendiculares al eje Y, tenemos la siguiente configuración, la cual nos permite generar una simetría entre los ejes 1 y 7 ya que al tener una vista desde planta podemos ver como en el eje 1 tenemos pórticos completos y paralelos a cada lado del arriostramiento, mientras que en el eje 7 tenemos un solo pórtico con la extensión de losa apoyada

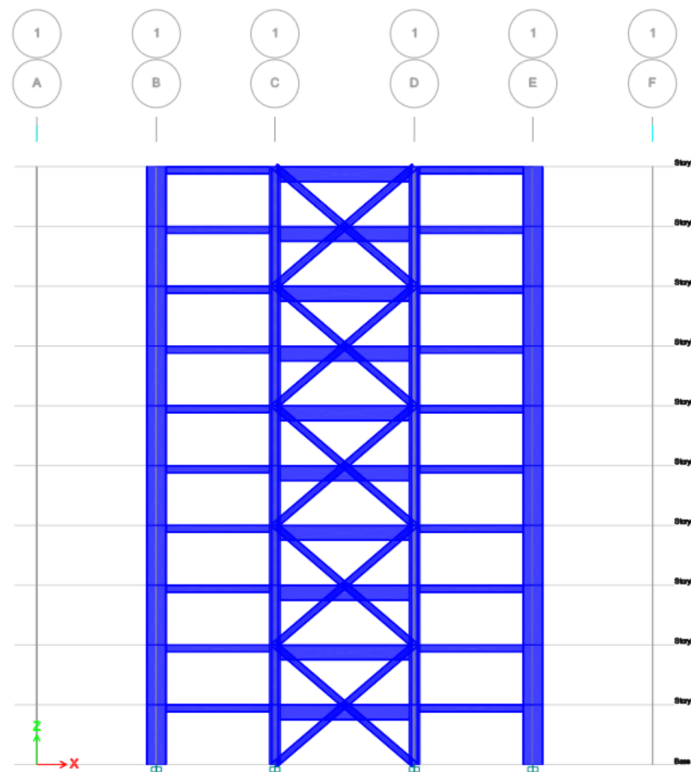
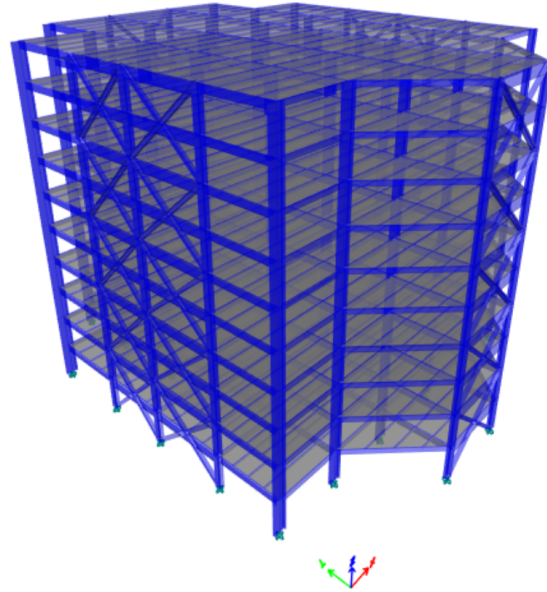


Figura 10: Disposición de arriostramientos para pórticos C-D de ejes 1 y 7

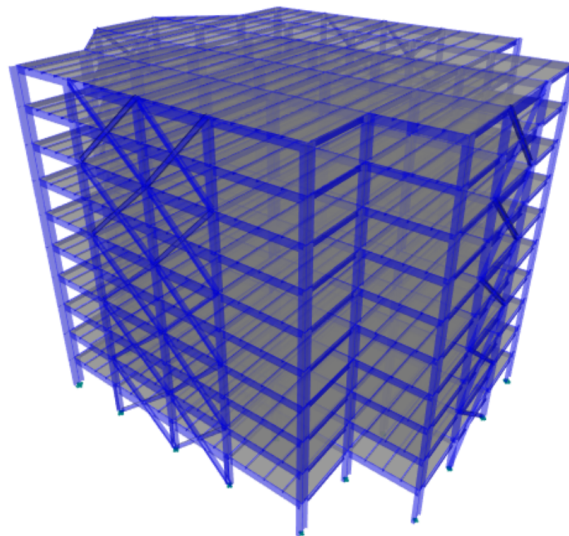
La diferencia que existe entre los pórticos arriostrados del eje 1 y 7 generaría un efecto de torsión en el edificio, pero al estar arriostrado en la misma ubicación de ejes logramos contrarrestar este efecto, logrando un desempeño total del comportamiento que se espera en los arriostres.



Finalmente, se presentan los esquemas en vista 3D para la ubicación de los arriostramientos, junto con la geometría de elevación.



*Figura 11: Vista frontal para edificación de acero y disposición de arriostramientos*



*Figura 12: Vista trasera para edificación de acero disposición de arriostramientos*

### 2.1.4 Cálculo y aproximación de cargas gravitacionales

La aproximación de cargas no sísmicas se realizará en base a los datos proporcionados por la NEC-15. Para las cargas muertas se han tomado los valores de pesos unitarios para los materiales y se ha realizado una aproximación para estos, teniendo como resultado el valor global para el peso que debe resistir cada piso.

Por lo tanto, para determinar la carga viva actuante sobre el edificio se tomó como referencia el valor por metro cuadrado que entrega la normativa para zonas residenciales, en este caso se tomará el valor total que proporcione la NEC.

Tabla 2: Aproximación de cargas muertas actuantes sobre la estructura

<b>Cargas Permanentes (Cargas Muertas)</b>		
Peso Propio	*	kg/m <sup>2</sup>
Mampostería + Acabados	180	kg/m <sup>2</sup>
Contrapiso y recubrimiento	60	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	50	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	40	kg/m <sup>2</sup>
Cielo Raso	20	kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Muerta Total</b>	<b>350</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

Tabla 3: Valor de cargas vivas en base a normativa de construcción

<b>Cargas Variables (Cargas Vivas)</b>		
Carga recomendada para residencias	200	kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva Total NEC-15</b>	<b>200</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

Siguiente al análisis tenemos las cargas que soportarán las losas y las transferirán a las vigas, pero adicionalmente a esto debemos considerar el peso de la fachada como una carga de 380 Kg/m, el cual va a ser soportado por las vigas perimetrales

### 2.1.5 Definición de cargas sísmicas

La definición de las cargas sísmicas se realizó mediante el método de fuerza equivalente que presenta la NEC, método el cual depende del periodo del primer modo vibración ya que a partir de este se realiza una aproximación de una fuerza lateral que actúa sobre cada piso de la estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Tabla 4: Cálculo de periodo estructural mediante el método de NEC-SE-DS

<i>Coficiente que depende del tipo de edificio</i>	<b>C<sub>t</sub></b>	0.073
<i>Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura "h<sub>n</sub>"</i>	<b>h<sub>n</sub></b>	30
<i>Coficiente 2 que depende del tipo de edificio</i>	<b>α</b>	0.75
<b>Periodo de Vibración</b>	<b>T</b>	0.94

Es importante tomar consideración que, al utilizar los coeficientes dependientes del edificio, para este caso, de acero con arriostramientos vamos a tener un periodo correspondiente al de una estructura altamente rígida, por lo que el periodo es una aproximación al modelo real que se realiza en etabs.

Tipo de estructura	C <sub>t</sub>	α
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 13: Coeficientes de periodo dependientes del tipo estructural

Una vez que se conozca el periodo de vibración estructural podemos realizar el cálculo del cortante basal mediante la siguiente expresión determinada por la NEC

$$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015})$$

Tabla 5: Coeficientes dependientes del tipo de edificio para el cálculo de cortante basal  $V$

Espectro de diseño en aceleración	$S_a$	0.715
Coeficiente de configuración en planta	$\phi_P$	1.00
Coeficiente de configuración en elevación	$\phi_E$	1.00
Coeficiente de Importancia	$I$	1.00
Factor de reducción de resistencia sísmica	$R$	8.00
Carga sísmica reactiva [Kgf]	$W$	8038053
<b>Cortante Basal [Kgf]</b>	<b><math>V</math></b>	<b>718543.962</b>

Finalmente, se debe conocer el valor del coeficiente  $K$  de tal manera que sea posible aproximar la distribución de fuerzas laterales sísmicas

Valores de $T$ (s)	$k$
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Figura 14: Valores de coeficiente  $K$  para el cálculo de fuerzas sísmicas laterales en función del periodo

Después del cálculo del periodo realizado previamente notamos que este se encuentra entre los valores mayores a 0.5 pero menores a 2.5, por lo tanto, debemos utilizar la siguiente expresión

$$K = 0.75 + 0.5T \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015})$$

$$K = 1.33$$

Con este coeficiente será posible distribuir las fuerzas laterales, de tal manera que ahora necesitamos definir el espectro de respuesta para la ubicación del proyecto.

### 2.1.6 Definición Espectro de Respuesta

En el estudio del peligro sísmico, la normativa ecuatoriana menciona que debemos incluir los valores de la aceleración sísmica para un 10% de excedencia en un periodo de 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años.

En la sección 1.3.4 se presenta el mapa de zonificación sísmica, y a partir de este se determina que la ciudad de Quito tiene un valor de  $Z=0.4$ , categorizándola como un peligro de sismicidad alta. Adicionalmente, se considera que el terreno es un perfil de roca blanda con velocidades de onda de cortante superiores a 760m/s e inferiores a 360 m/s; por lo que se asigna la categoría C para el suelo.

Una vez determinadas las dos propiedades, se determinan los coeficientes del perfil de suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  en donde,

- **$F_a$**  : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- **$F_d$**  : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico.
- **$F_s$**  : Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 6: Parámetros característicos del proyecto para definición de espectro elástico

Parámetros Generales		Coeficientes	
Lugar	Quito	$F_a$	1.200
Zona Sísmica	V	$F_d$	1.11
Tipo de Suelo	C	$F_s$	1.11
Z	0.4		
$\eta$	2.48		

Los parámetros presentados definirán al espectro elástico en el que podremos identificar las máximas aceleraciones a las que se someterá la estructura tomando en cuenta un amortiguamiento viscoso del 5%

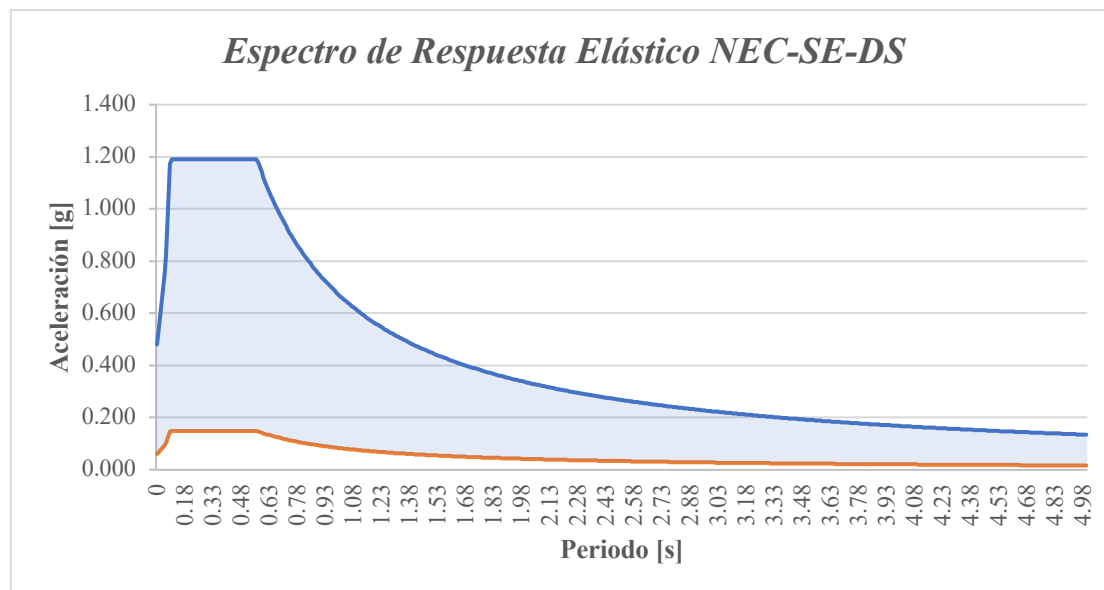


Figura 15: Espectro de Respuesta Elástico en base a requerimientos NEC-SE-DS

En la figura 13 del espectro elástico se presentan los valores reales de respuesta de color azul y en color anaranjado los valores tomando en cuenta el factor de reducción  $R=8$ .

Así mismo se ha definido el espectro de respuesta en ETABS mediante la herramienta de response spectrum, tomando en consideración los coeficientes de sitio y el factor  $Z$

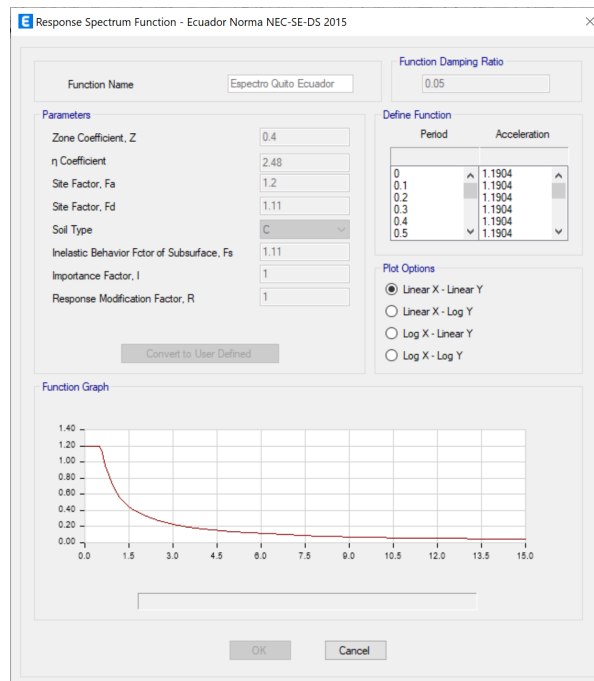
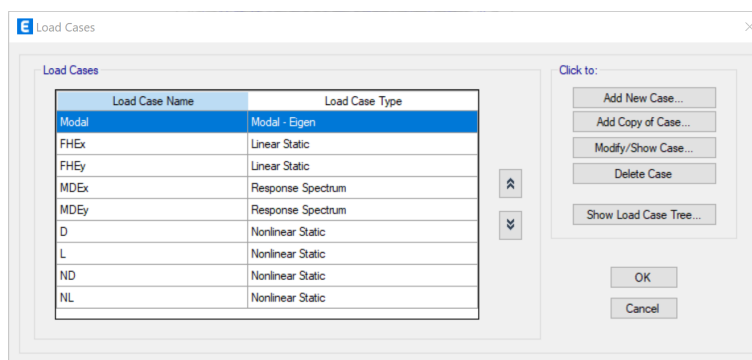


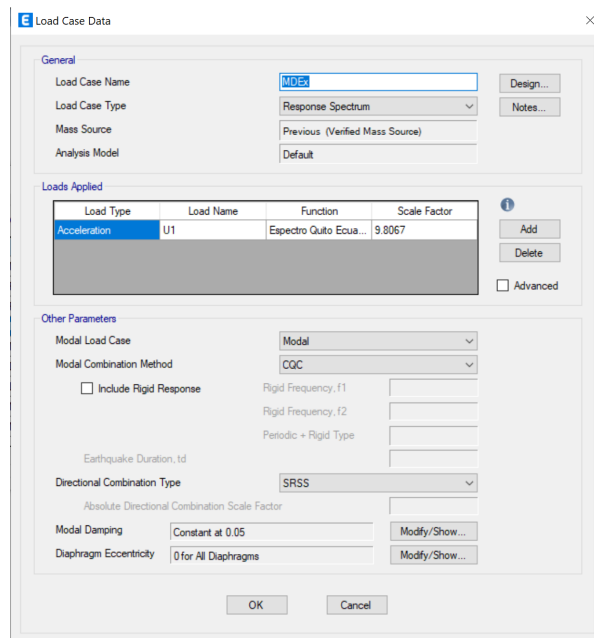
Figura 16: Configuración de espectro de respuesta NEC

### 2.1.7 Definición de Patrones y casos de carga

Para la definición de los patrones de carga se han considerado las contribuciones de la carga muerta (D), carga viva (L), fuerzas sísmicas equivalentes (FHE) y cargas ficticias (NL o ND). Adicionalmente se ha realizado la configuración de los casos de carga para el espectro de respuesta, los cuales corresponden al comportamiento modal de la estructura.



**Figura 17:** Configuración de casos de carga actuantes sobre la estructura

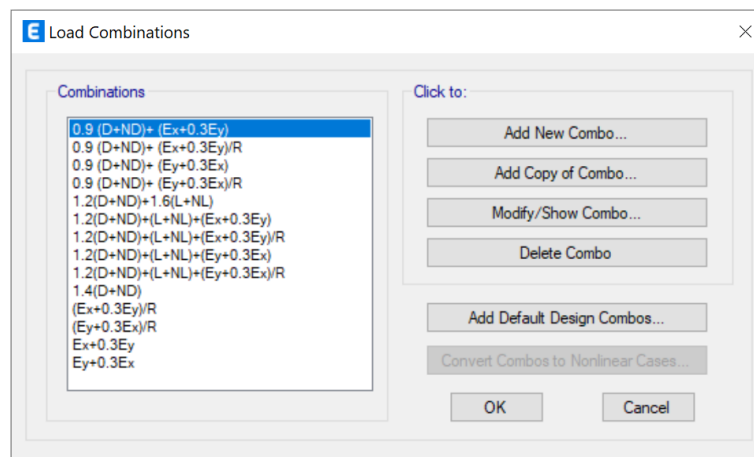


**Figura 18:** Configuración de casos de carga modales para respuesta sísmica

Nota: Es importante mencionar que la reducción del factor R será aplicada directamente a las combinaciones de carga, de tal manera que se tenga un mayor control sobre el comportamiento

### 2.1.8 Definición de Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga tienen una alta importancia al momento de realizar el diseño y empezar con el predimensionamiento. Para considerar las fuerzas que resistirán los elementos consideramos su factor de reducción R, pero para el chequeo de derivas no debemos considerar cierto factor. Debido a esto el espectro de respuesta no se ha configurado con el factor de reducción, de tal manera que tengamos un mayor control sobre el diseño y los chequeos de requerimientos.



**Figura 19:** Combinaciones de carga para diseño de elementos sísmicos y chequeo de derivas

Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L <sub>r</sub> ; S ; R]
Combinación 3*	1.2 D + 1.6 max[L <sub>r</sub> ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
Combinación 4*	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L <sub>r</sub> ; S ; R]
Combinación 5*	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6	0.9 D + 1.0 W
Combinación 7	0.9 D + 1.0 E

**Figura 20:** Combinaciones para diseño por última resistencia NEC-SE-CG



## 2.2 Determinación de fuerzas internas en los elementos con ETABS

Una vez configurados todos los parámetros estructurales, es necesario identificar el caso de carga más crítico para la estructura. Para esto se han utilizado tablas proporcionadas por el programa y se ha encontrado que la combinación que requiere de mayor demanda corresponde al caso 1.2 (D+ND) + (L+NL) + (Ex+0.3Ey); pero debemos tomar en cuenta que la normativa menciona que los elementos van a reducir los efectos sísmicos en relación al factor R; por lo que las fuerzas se tomarán para ese caso.

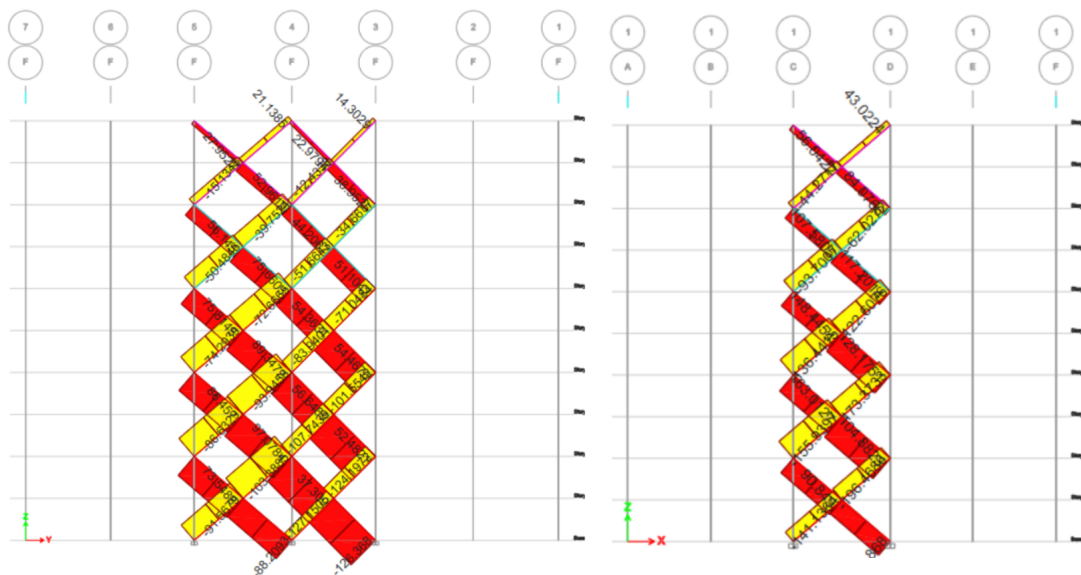


Figura 21: Vista de elevaciones para eje 1 y eje F para valores de carga axial máximos

A partir de las tablas obtenidas en ETABS se determina cuáles son los pórticos que más carga axial están soportando de tal manera que se escogen los valores máximos para los arriostres del mismo piso, ya que al tener un comportamiento histérico, este va a generar que un arriostre se encuentre en compresión y el otro en tensión, por lo que al tomar el valor más alto se logra cumplir con las demandas que se presentaran durante este ciclo.

Tabla 7: Valores máximos de fuerza axial para diseño de arriostramientos

<i>Eje 1 pórtico C-D</i>		<i>Eje F pórtico 3-4-5</i>	
<i>Piso No.</i>	<i>Pu [Tonf]</i>	<i>Piso No.</i>	<i>Pu [Tonf]</i>
<b>1</b>	132.9	<b>1</b>	126.4
<b>2</b>	141.1	<b>2</b>	127.2
<b>3</b>	196.5	<b>3</b>	124.2
<b>4</b>	155.9	<b>4</b>	107.7
<b>5</b>	173.4	<b>5</b>	101.6
<b>6</b>	136.4	<b>6</b>	83.9
<b>7</b>	122.6	<b>7</b>	72.7
<b>8</b>	93.71	<b>8</b>	51.66
<b>9</b>	62.072	<b>9</b>	39.75
<b>10</b>	44.27	<b>10</b>	21.14

Se debe tomar en cuenta que los valores de carga axial de las riostras en el pórtico del eje 1 son los máximos que se presentan para todo el conjunto de arriostres, por lo que es importante realizar el diseño en base a esos valores de tal manera que se asegure que el sistema va a ser capaz de resistir dichas demandas en todos los casos posibles.

Finalmente, es importante mencionar que al momento de realizar el predimensionamiento existirán elementos los cuales tendrán una relación de D/C relativamente baja, por lo que el diseño tomará en cuenta cumplir con los requerimientos de derivas máximas que establece la normativa del 2%.

## 2.3 Diseño de elementos para pórtico sismo resistente

### 2.3.1 Diseño de Arriostres

#### 2.3.1.1 Predimensionamiento

Para determinar la sección adecuada a utilizar en los arriostramientos, se ha realizado las iteraciones automáticas en ETABS, de tal manera que se tengan las secciones necesarias para cumplir con la demanda de la estructura.

Posteriormente, se procede a realizar la optimización de estas, cumpliendo con los requerimientos sísmicos del AISC 314-16; esto dicta que la esbeltez límite de los elementos ( $L_c/r$ ) no debe ser superior a 200 ya que, al cumplir con esto, los arriostramientos presentaran un comportamiento optimo ante la compresión debido a la sobre resistencia que pose debido a su capacidad de tensión. (American Institute of Steel Construction, 2016).

El diseño ha tomado en cuenta el requerimiento del AISC 314 para elementos sísmicos altamente dúctiles, el cual requiere que los elementos sean compactos en el alma y en las alas; por lo tanto, será necesario verificar para cada sección.

Tabla 8: Propiedades geométricas de arriostramientos

<i>Piso</i>	<i>Geometría</i>	<i>Denominación</i>	<i>Longitud Riostra [cm]</i>	<i>Factor Longitud Efectiva K</i>	<i>k.L/r &lt;200</i>
1	W	W12X106	470	1.0	59.50
2	W	W12X106	470	1.0	59.50
3	W	W12X106	470	1.0	59.50
4	W	W12X106	470	1.0	59.50
5	W	W12X106	470	1.0	59.50
6	W	W12X106	470	1.0	59.50
7	W	W12X96	470	1.0	59.88
8	W	W12X96	470	1.0	59.88
9	W	W14X74	470	1.0	74.61
10	W	W14X74	470	1.0	74.61

Para la verificación del tipo de pandeo y de la compacidad de la sección, se utilizan las expresiones de la tabla D1.1 del AISC 341-16, junto con la ecuación límite del AISC 360-16 para la categorización de pandeo.

Para el patín

$$b/t < 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Para el alma

$$h/t_w < 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Para el pandeo inelástico

$$\frac{k \cdot L_c}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Tabla 9: Valores límite para secciones compactas y pandeo inelástico

<i>Límite Pandeo Inelástico</i>	<i>Límite Alma</i>	<i>Límite Patín</i>
132.17	44.06	8.98

Tabla 10: Verificación del comportamiento para las secciones dúctiles de arriostramientos

<i>Piso</i>	<i>Denominación</i>	<i>Tipo de Pandeo</i>	<i>Verificación Patín</i>	<i>Verificación Alma</i>	<i>Categorización</i>
1	W12X106	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
2	W12X106	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
3	W12X106	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
4	W12X106	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
5	W12X106	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
6	W12X106	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
7	W12X96	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
8	W12X96	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
9	W14X74	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>
10	W14X74	Inelástico	<i>Compacto</i>	<i>Compacto</i>	<i>Sección Compacta</i>

Finalmente, se determina la capacidad de resistencia para las riostras tomando en cuenta las expresiones del AISC 360-16 respecto a la tensión crítica de pandeo  $F_{cr}$  y el pandeo elástico  $F_e$ .

Para el pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad \text{Eq. E3-4 (AISC 360-16)}$$

Para la tensión crítica

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \quad \text{Eq. E3-2 (AISC 360-16)}$$

Para la resistencia nominal

$$\phi P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Eq. E3-1 (AISC 360-16)}$$

Tabla 11: Diseños finales para arriostramientos

Piso	Denominación	$F_e$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_{CR}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$P_u$ [Ton]	$\phi P_n$ [Ton]	Demanda vs Capacidad
1	W12X96	5504.51	2093.90	132.9	380.27	0.40
2	W12X106	5575.99	2099.09	141.1	380.27	0.40
3	W12X106	5575.99	2099.09	196.5	380.27	0.50
4	W12X106	5575.99	2099.09	155.9	380.27	0.40
5	W12X106	5575.99	2099.09	173.4	380.27	0.50
6	W12X106	5575.99	2099.09	136.4	380.27	0.40
7	W12X96	5504.51	2093.90	122.6	342.86	0.40
8	W12X96	5504.51	2093.90	93.71	342.86	0.30
9	W14X74	3545.72	1882.00	62.072	238.22	0.30
10	W14X74	3545.72	1882.00	44.27	238.22	0.20

En la tabla se presentan las secciones definitivas para los arriostramientos, en las cuales se ha calculado su resistencia nominal con el factor de reducción de  $\phi = 0.9$ . Adicionalmente, se presenta que los valores de D/C no exceden 1.00, por lo que el diseño es adecuado para resistir las demandas de carga.

### 2.3.2 Análisis Mecanismo Plástico

Finalmente, se debe analizar los esfuerzos máximos de los elementos bajo los estados de comportamiento que establece el AISC 314, el primero analiza las fuerzas máximas de los elementos en su estado normal; el segundo analiza las fuerzas una vez que los elementos se hayan pandeado en compresión y fluido en tensión.

Tabla 12: Esfuerzos resultantes para el mecanismo plástico en condiciones 1 y 2

Piso	Denominación	Esfuerzo de Tensión Esperado [tonf] <i>RyFyAg</i>	Esfuerzo de Compresión Esperado [tonf] <i>1.14 FcrAg</i>	Esfuerzo de Compresión Residual [tonf] <i>0.342 FcrAg</i>
1	W12X96	462.12	434.29	130.29
2	W12X106	511.28	481.68	144.50
3	W12X106	511.28	481.68	144.50
4	W12X106	511.28	481.68	144.50
5	W12X106	511.28	481.68	144.50
6	W12X106	511.28	481.68	144.50
7	W12X96	462.12	434.29	130.29
8	W12X96	462.12	434.29	130.29
9	W14X74	357.24	301.75	90.53
10	W14X74	357.24	301.75	90.53

Es de gran importancia determinar estos esfuerzos ya que con esto se analizará la demanda que deberán soportar las vigas del pórtico sismo resistente debido a la compresión y tensión de los arriostramientos.

### 2.3.3 Vigas

El diseño de vigas se debe considerar el comportamiento plástico de las riostras en sus dos condiciones ya que, al momento de que una riostra está en compresión, esta generara el efecto de una carga puntual con la inclinación respectiva del arriostamiento, provocando fuerzas internas adicionales a la viga.

El análisis debe considerar el estado más crítico entre las dos condiciones, generalmente la condición 1 presenta un mayor esfuerzo axial, mientras que la condición 2 presenta un mayor esfuerzo de flexión.

Este fenómeno se presentará únicamente en las vigas las cuales estén conectadas por diferentes secciones de arriostramientos, ya que, al no ser iguales, estos esfuerzos no estarán en equilibrio y la diferencia será la actuante sobre la viga.

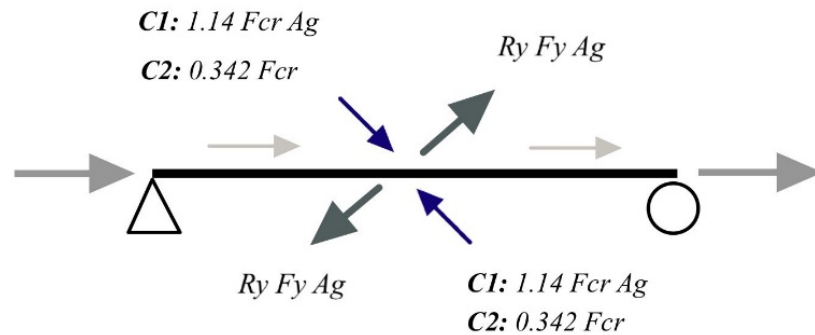


Figura 22: Diagrama de cuerpo libre para viga de pórtico sismo resistente

En el diseño tenemos que los arriostres del primer piso difieren del segundo, por lo que los esfuerzos producidos por estos no se contrarrestarán, dando paso a que exista una demanda axial para la viga del pórtico.

Tabla 13: Determinación de fuerzas de diseño para viga del pórtico del primer piso

<i>Fuerzas resultantes del mecanismo plástico actuando sobre la viga</i>							
<b>Condición 1</b>				<b>Condición 2</b>			<b>Máximo</b>
<b>Piso</b>	<b>Q<sub>V1</sub> [Kgf]</b>	<b>Q<sub>H1</sub> [Kgf]</b>	<b>Pu [Kgf]</b>	<b>Q<sub>V2</sub> [Kgf]</b>	<b>Q<sub>H2</sub> [Kgf]</b>	<b>Pu [Kgf]</b>	<b>Pu [Kgf]</b>
1	-1151.4	-73308.6	-36654.3	-22741.0	-48120.8	-24060.4	<b>36654.3</b>

Con el valor máximo determinado se procede a realizar el cálculo para las capacidades de la viga del pórtico, para esto se realizará el análisis a flexión y compresión. El predimensionamiento de las vigas se ha realizado por la selección automática de ETABS, por lo que el criterio de diseño no solo tomo en cuenta las demandas mencionadas.

Tabla 14: Propiedades geométricas para viga de pórtico sismo resistente

<b>Viga</b>			
<b>Geometría</b>	<i>W</i>	<b>Area [cm<sup>2</sup>]</b>	170.32
<b>Denominación</b>	<i>W27X84</i>	<b>K</b>	1
<b>Longitud [cm]</b>	700	<b><i>Pu Viga [Kgf]</i></b>	36654.30

De igual manera es necesario verificar la estabilidad local de las secciones, por tanto:

Tabla 15: Verificación de condiciones para estabilidad local

<b>Estabilidad Local</b>			<b>Flexión y Compresión</b>	
<b><i>Alma</i></b>	57.50	<	105.51	<b><i>Compacta</i></b>
<b><i>Patín</i></b>	8.525	<	10.66	<b><i>Compacta</i></b>
<b><i>K.L/r</i></b>	131.86	<	132.17	<b><i>P. Inelástico</i></b>

Es importante mencionar que para la asignación de la sección no solo se consideraron los criterios de demanda y capacidad, ya que el principal objetivo a cumplir es la deriva máxima que se presenta en cada piso, por lo tanto, las secciones contarán con una relación Demanda vs capacidad relativamente baja.



Tabla 16: Diseño y capacidades para viga del pórtico sismo resistente

Flexión			Compresión		
<i>Lb</i>	0	<i>cm</i>	<i>Fe</i>	1,135.26	<i>kgf.cm<sup>2</sup></i>
<i>Lp</i>	262.2	<i>cm</i>	<i>Fcr</i>	995.72	<i>Kgf.cm</i>
<i>Mn</i>	11,779,349	<i>Kgf.cm</i>	<i>φPn</i>	152,633.39	<i>Kgf</i>
<i>φMn</i>	10,601,414	<i>Kgf.cm</i>	<i>Demanda vs. Capacidad</i>	0.24	<i>Diseño Adecuado</i>
<i>φMn</i>	106.014	<i>Ton.m</i>			
<i>Mu</i>	20.91	<i>Ton.m</i>	No existe P.L.T		
<i>Demanda vs. Capacidad</i>	0.20	<i>Diseño Adecuado</i>			

En la tabla tenemos los valores correspondientes a las demandas vs capacidades ante los distintos estados de esfuerzo para la viga. Es importante tener en claro el efecto de los valores de D/C ya que se encuentran por debajo del 50% de su capacidad, lo que hace pensar que el elemento se encuentra sobredimensionado.

Al chequear las derivas de piso se determina que aquellos elementos son los únicos capaces de cumplir con el máximo valor del 2% . Esto se debe a que, al momento de utilizar elementos robustos, lograremos cumplir con los requerimientos del AISC 314 de elementos compactos y al mismo aportaremos una rigidez extra a la estructura logrando que sus desplazamientos disminuyan significativamente.

### 2.3.4 Columnas

En el diseño de columnas debemos determinar la demanda axial que éstas van a resistir, para esto se ha utilizado una envolvente en ETABS la cual nos indique los valores máximos para las combinaciones de carga más críticas, de estos valores se determina que la mayor demanda para la columna se da con la combinación sísmica de 1.2D+L+E.

Tabla 17: Propiedades geométricas para columna de pórtico sismo resistente

Columna			
<b>Geometría</b>	<i>W</i>	<b>Area [cm<sup>2</sup>]</b>	1045.16
<b>Denominación</b>	<i>W14X550</i>	<b>K</b>	1
<b>Longitud [cm]</b>	300	<b><i>Pu</i> Columna [tonf]</b>	967.75

Además de las cargas axiales, es necesario conocer los valores de momento flector para de esta manera diseñar la columna y que resista una flexión biaxial debido a los momentos y los efectos P-delta.

Tabla 18: Determinación de momento último alrededor de eje X

Momento Alrededor de X ( <i>M<sub>ux</sub></i> )					
Limite A			Limite B		
<b><i>Ma</i></b>	1,748,953.0	<i>Kgf.cm</i>	<b><i>Ma</i></b>	1,632,767.4	<i>Kgf.cm</i>
<b><i>Mb</i></b>	3,795,337.1	<i>Kgf.cm</i>	<b><i>Mb</i></b>	3,401,670.0	<i>Kgf.cm</i>
<b><i>M1</i></b>	1,748,953.0	<i>Kgf.cm</i>	<b><i>M1</i></b>	1,632,767.4	<i>Kgf.cm</i>
<b><i>M2</i></b>	3,795,337.1	<i>Kgf.cm</i>	<b><i>M2</i></b>	3,401,670.0	<i>Kgf.cm</i>
<b><i>Cm</i></b>	0.4	-	<b><i>Cm</i></b>	0.4	-
<b><i>P<sub>NS</sub></i></b>	2,654,704.4	<i>Kgf</i>	<b><i>P<sub>NS</sub></i></b>	2,654,704.4	<i>Kgf</i>
<b><i>P<sub>w</sub>/P<sub>NS</sub></i></b>	0.4	-	<b><i>P<sub>w</sub>/P<sub>NS</sub></i></b>	0.4	-
<b><i>t<sub>b</sub></i></b>	1.0	-	<b><i>t<sub>b</sub></i></b>	1.0	-
<b><i>I<sub>XX</sub></i></b>	314,005.0	<i>cm<sup>4</sup></i>	<b><i>I<sub>XX</sub></i></b>	314,005.0	<i>cm<sup>4</sup></i>
<b><i>Pc</i></b>	68,869,000.1	<i>Kgf</i>	<b><i>Pc</i></b>	68,869,000.1	<i>Kgf</i>
<b><i>d</i></b>	0.4	-	<b><i>d</i></b>	0.4	-
<b><i>d<sub>Final</sub></i></b>	1.0	-	<b><i>d<sub>Final</sub></i></b>	1.0	-
<b><i>Mu</i></b>	3,795,337.1	<i>Kgf.cm</i>	<b><i>Mu</i></b>	3,401,670.0	<i>Kgf.cm</i>
<b><i>Mu<sub>X</sub></i> [tonf.cm]</b>					3,795.3

Tabla 19: Determinación de momento último alrededor del eje y

<b>Momento Alrededor de Y (Muy)</b>					
<b>Limite A</b>			<b>Limite B</b>		
<b>Ma</b>	412,002.4	Kgf.cm	<b>Ma</b>	155,896.5	Kgf.cm
<b>Mb</b>	1,027,254.9	Kgf.cm	<b>Mb</b>	1,213,297.0	Kgf.cm
<b>M1</b>	412,002.4	Kgf.cm	<b>M1</b>	155,896.5	Kgf.cm
<b>M2</b>	1,027,254.9	Kgf.cm	<b>M2</b>	1,213,297.0	Kgf.cm
<b>Cm</b>	0.4	-	<b>Cm</b>	0.5	-
<b>P<sub>NS</sub></b>	2,654,704.4	Kgf	<b>P<sub>NS</sub></b>	2,654,704.4	Kgf
<b>P<sub>w</sub>/P<sub>NS</sub></b>	0.0	-	<b>P<sub>w</sub>/P<sub>NS</sub></b>	0.0	-
<b>t<sub>b</sub></b>	1.0	-	<b>t<sub>b</sub></b>	1.0	-
<b>I<sub>XX</sub></b>	314,005.0	cm <sup>4</sup>	<b>I<sub>XX</sub></b>	314,005.0	cm <sup>4</sup>
<b>Pc</b>	68,869,000.1	Kgf	<b>Pc</b>	68,869,000.1	Kgf
<b>d</b>	0.4	-	<b>d</b>	0.5	-
<b>d<sub>Final</sub></b>	1.0	-	<b>d<sub>Final</sub></b>	1.0	-
<b>Mu</b>	1,027,254.9	Kgf.cm	<b>Mu</b>	1,213,297.0	Kgf.cm
<b>Muy [tonf.cm]</b>					1,213.30

Tabla 20: Diseño y capacidades para columna de pórtico sismo resistente

<b>Estabilidad Local</b>			<b>Compresión Biaxial</b>		
<b>Alma</b>	4.79	<	105.51	<b>Compacta</b>	No existe P.L.T
<b>Patín</b>	2.251	<	10.66	<b>Compacta</b>	
<b>K.L/r</b>	26.31	<	132.17	<b>Inelástico</b>	
<b>Fe</b>	28526.4	kgf.cm <sup>2</sup>	<b>Lb</b>	300	cm
<b>Fcr</b>	2447.1	Kgf.cm	<b>Lp</b>	563.2	cm
<b>φPn</b>	2,301.83	Tonf	<b>φMnx</b>	442,037.8	Tonf.cm
<b>Demanda vs. Capacidad</b>	0.42	<b>Diseño Adecuado</b>	<b>φMny</b>	21,839.7	Tonf.cm
			<b>Interacción &lt;1.00</b>		0.55

Es importante mencionar que la sección de la columna es altamente robusta y compacta, esto se debe a que este será el elemento que resistirá todos los esfuerzos que provoque el sismo, igualmente el control de desplazamientos depende totalmente de esta, ya que si disminuimos la sección esta se vuelve más flexible y generaría mayores derivas de piso.

### 2.3.5 Diseño de conexiones

Los elementos del pórtico sismo resistente deben tener un esquema de conexiones para asegurar su desempeño adecuado, y es por eso por lo que las conexiones se han diseñado en el software de diseño RAM connections, el cual realiza el diseño para la demanda y el tipo de conexión necesaria para los SCBF .

Tabla 21: Propiedades físicas y geométricas para placa de conexión

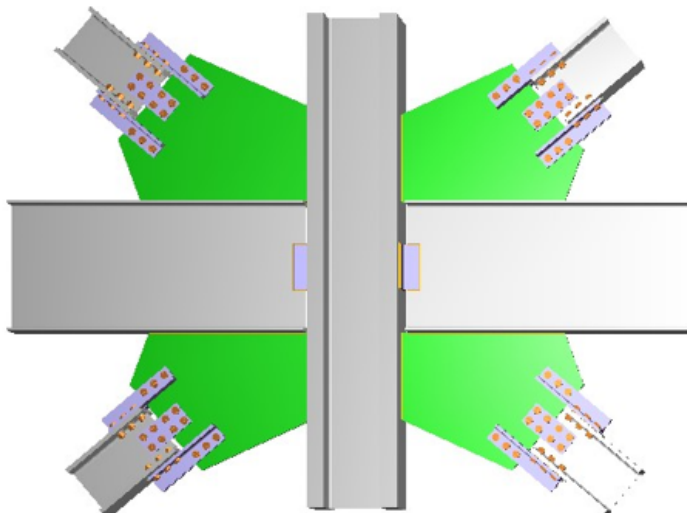
<i>Propiedades de Placa de Conexión</i>	
<i>Material Gusset Plate</i>	ASTM A36
$F_y$	2540
$R_y$	1
<i>Electrodo</i>	E70XX
<i>Material Electrodo</i>	ASTM A36
$F_y$	2530
$FE_{XX}$	4220

Para simplificar el diseño, se ha utilizado la misma geometría de conexiones para todos los pisos ya que el diseño cumple para los casos más críticos, y al tener una demanda baja, podemos tener una seguridad extra en el diseño.

Tabla 22: Diseño de Placa de conexión para arriostros piso 1-10

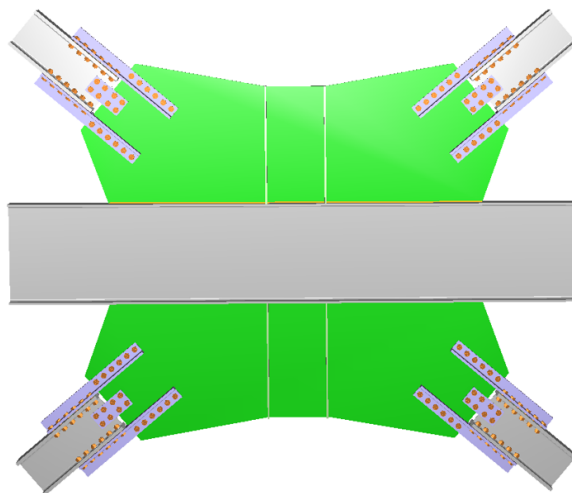
<i>Diseño de Placa</i>	
$R_{U1}$ [Kgf]	462.12
$t_{kp}$ [cm]	4
<i>Tamaño de Soldadura S</i>	2
$l_w$ [cm]	0
<i>Espesor G. Plate [Cm]</i>	5
<i>Tamaño de Soldadura Real</i>	2.628
$l_w$ [cm]	0.03

Para las conexiones de los arriostros a las columnas del pórtico tenemos el siguiente diseño generado por el software, el cual considera todas las propiedades del diseño SCBF.



*Figura 23: Esquema de diseño conexión viga-columna-arriostre*

Finalmente, para las conexiones de los arriostres que quedan concéntricos en la viga del pórtico tenemos:



*Figura 24: Esquema de diseño para conexión viga-arriostre*

Para ambos diseños se ha realizado la comprobación de su comportamiento ante los esfuerzos que transmiten los arriostros y se ha verificado que es apta para el diseño en todos los pisos del edificio. Adicionalmente se anexan los planos detallados para las conexiones

### 3 Resultados

#### 3.1 Modelo Final y análisis

Una vez diseñados los elementos del pórtico sismo resistente, procedemos a realizar la asignación manual en ETABS, de tal manera que el software realice únicamente el diseño automático para los elementos gravitacionales de vigas y columnas.

Es necesario realizar una optimización de los elementos asignados automáticamente ya que no siempre se asignarán los más eficientes y económicos. En este caso se han realizado iteraciones manuales con el propósito de seleccionar el elemento más liviano ya que entre menos cantidad de acero existente, el edificio se volverá económicamente viable.

Los elementos que conforman el pórtico sismo resistente son los mismos para todos los niveles de la estructura con excepción de los arriostramientos, ya que estos al requerir menor demanda conforme aumenta la elevación, nos permite asignar secciones más pequeñas y livianas sin afectar el comportamiento de la estructura.

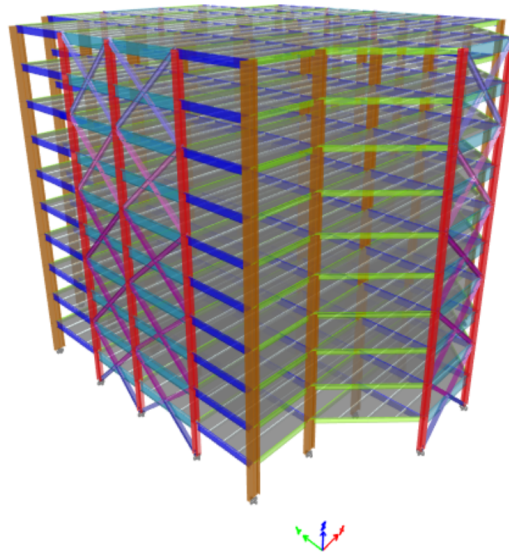


Figura 25: Diseño final para edificio de acero

El diseño final del edificio consiste en los siguientes elementos presentados en la tabla 23 y 12, elementos los cuales están de acorde con todas las especificaciones para los requerimientos sísmicos del AISC 341-16, AISC 360-16 y NEC-SE-DS 2015.

Tabla 23: Secciones de diseño definitivas

<i>Elementos Gravitacionales</i>	
<b>Vigas Sentido X</b>	<i>W14X34</i>
<b>Vigas Sentido Y</b>	<i>W21X44</i>
<b>Columnas</b>	<i>W40X235</i>
<i>Elementos Sismo Resistentes</i>	
<b>Vigas</b>	<i>W30X90</i>
<b>Columnas</b>	<i>W14X551</i>

Es importante tomar en cuenta que los elementos que conforman el pórtico gravitacional no aportan resistencia a la estructura, ya que la filosofía de diseño establece que los elementos de arriostramiento, junto con las vigas y columnas, serán aquellos encargados de disipar la energía producida por el sismo, recibiendo todos los esfuerzos generados en la estructura.

El comportamiento de los arriostres es similar al de una armadura ya que estos trabajan bajo cargas axiales debido a que las conexiones en los elementos están libres de momento, mientras que el comportamiento de las vigas será netamente de recibir todos los momentos que se generen en la estructura.

Finalmente, es importante mencionar que la estructura ha pasado por varias iteraciones de tal manera que se asignaron secciones más livianas posibles las cuales se generan una deriva de piso máxima del 1.83% en el nivel 7. El valor máximo permitido es del 2% por lo que aún se podría realizar una última optimización en caso de necesitar un ajuste de precios en la cantidad de acero.

### 3.1.1 Cantidades de acero requeridas

Considerar la cantidad de material que se requiere para una obra es de alta importancia ya que en muchas veces el objetivo consiste en utilizar la menor cantidad posible. Esto se lo realiza con el objetivo de disminuir los costos del proyecto y aumentar su factibilidad al ser una obra económicamente amigable.

Para determinar con exactitud las cantidades requeridas de acero, se utiliza la tabulación de ETABS, en la cual nos da un resumen por grupos de diseño las cantidades de acero requeridas.

Tabla 24: Cantidades requeridas de acero ASTM A36

<i>Grupo de Diseño</i>	<i>Peso Propio [Kgf]</i>
<i>Columnas</i>	272934
<i>Columnas SR</i>	246105
<i>Vigas Y</i>	104019
<i>Vigas X</i>	80665
<i>Arriostramientos</i>	77497
<i>Viguetas</i>	59511
<i>Vigas SR</i>	49172
<b><i>Total</i></b>	889903

La tabla 24 presenta los valores para el peso de los elementos de acero ordenados de mayor a menor, en la cual se tiene que la mayor cantidad corresponde a las columnas gravitacionales y a las columnas del pórtico sismo resistente. A pesar de que el número de columnas SR es muy inferior al de columnas gravitacionales, se encuentra justificación en el hecho de que para las columnas del pórtico necesitamos utilizar elementos altamente compactos, de tal manera que sean capaces de disipar toda la energía que se produce dentro del mecanismo sismo resistente.



### 3.2 Comprobación de requerimientos establecidos por NEC-SE-DS

El diseño estructural presentado anteriormente, tomó en consideración todos los requerimientos que establece la NEC-SE-DS de tal manera que la metodología de diseño sísmico va de acorde con las siguientes condiciones:

- El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico no debe ser menor al 80% del valor del cortante basal obtenido por el método estático. (NEC-SE-DS, 2015)
- La participación de una masa modal acumulada debe ser de al menos el 90% de la masa total de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)
- La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica del 2%. (NEC-SE-DS, 2015)

#### 3.2.1 Chequeo Cortante Basal Estático y Cortante Basal Dinámico

El chequeo para los valores de cortante respectivos a cada método, se deben realizar mediante la tabulación de ETABS. En estas tablas encontramos los valores para las reacciones en la base, las cuales son la respuesta contraria para la fuerza horizontal.

Tabla 25: Valores correspondientes al método de análisis estático vs dinámico

<i>Patrón de Carga</i>	<i>Dirección</i>	<i>Cortante Basal [Kgf]</i>
<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	4298106.63
<i>FHE<sub>y</sub></i>	Y	4298106.63
<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	3533902.58
<i>MDE<sub>y</sub></i>	Y	5258593.13

Nota: Es importante mencionar que los valores para el método de análisis modal reportan el máximo valor de todos los casos posibles.

Para la verificación de la condición necesaria vamos a utilizar la siguiente expresión

$$MDE > 80\% FHE \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015})$$

Esta condición debe cumplirse para cualquiera de las dos direcciones estudiadas, por lo que se modificó la expresión para simplificar cálculos

$$\frac{MDE}{FHE} > 80\%$$

Tabla 26: Verificación de condiciones para distintos métodos de análisis

<i>Patrón de Carga</i>	<i>Magnitud [Kgf]</i>	<i>MDE/FHE &gt;80%</i>
<i>FHE<sub>x</sub></i>	4298106.6	82.2%
<i>MDE<sub>x</sub></i>	3533902.6	
<i>FHE<sub>y</sub></i>	4298106.6	122.3%
<i>MDE<sub>y</sub></i>	5258593.1	

La tabla 26 presenta los valores de relación que existe entre los métodos de análisis dinámico y estático, en la misma se puede observar que para ambas direcciones los valores cumplen con la relación mínima del 80%. El método de análisis sísmico en la dirección “X” cumple con el 82%, mientras que en la dirección “Y” se presenta que el método modal utilizó una fuerza sísmica mucho mayor a la estática, siendo esta 1.22 veces superior.

Estos resultados respecto a la relación existente nos representan que el análisis modal para la dirección “X” fue similar al análisis estático, y que para la dirección “Y” el análisis modal tomó un valor superior debido a las condiciones reales del sistema ya que ETABS considera la rigidez y periodos reales de la estructura, al igual que el rango completo del espectro de respuesta y las condiciones de sitio.

### 3.2.2 Chequeo masa modal participativa

La normativa específica que, para el análisis modal, al menos el 90% de la masa total de la estructura debe ser considerada para el comportamiento modal, para esto se han utilizado las tabulaciones de ETABS, las cuales presenta 12 modos de vibración y el porcentaje de participación de la masa.

En estos resultados se tiene que, a partir del séptimo modo de vibración, el análisis modal va a considerar más del 90% de la masa total para ambas direcciones, los previos modos de vibración consideran una interacción de máximo 80% por lo que se descartarían para el análisis modal.

Tabla 27: Porcentajes de participación para masa modal

<i>Caso</i>	<i>Modo</i>	<i>Masa Modal X</i>	<i>Masa Modal Y</i>
<i>Modal</i>	1	0.7084	0
	2	0.7084	0.7652
	3	0.7085	0.7652
	4	0.8836	0.7652
	5	0.8836	0.9208
	6	0.8837	0.9208
	7	0.933	0.9208
	8	0.933	0.9591
	9	0.9596	0.9591
	10	0.9596	0.9768
	11	0.9596	0.9768
	12	0.9596	0.9868

En la tabla 27 se observa que el máximo valor de participación de masa modal es del 98.6%, siendo este un indicador de que el análisis de fuerzas será mayor al método estático y por lo tanto la estructura deberá soportar efectos sísmicos más reales.

### 3.2.3 Chequeo derivas de piso máximas

Para el chequeo de derivas, tenemos que a normativa establece el límite máximo del 2% para las derivas de piso inelásticas, las mismas que deben ser controladas mediante el diseño conceptual de tal manera que la estructura sea capaz de mantenerse en buenas condiciones.

Al momento de revisar las derivas de piso, debemos tomar en cuenta que es importante identificar el máximo valor de respuesta inelástica que es causada por el sismo de diseño total. Para este chequeo de derivas se utilizan los valores de las combinaciones de carga que no han sido divididas entre el factor de reducción R.

La normativa NEC-SE-DS nos proporciona la siguiente expresión para el cálculo de derivas inelásticas en cada piso.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015})$$

En donde  $\Delta_E$  corresponde al desplazamiento obtenido a partir de la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas y R el factor de reducción de resistencia.

Para la metodología de análisis en este caso se ha considerado el desplazamiento máximo provocada por las fuerzas de diseño sin tomar en cuenta el factor de reducción R, por lo que, al utilizar la expresión establecida por la NEC, no vamos a necesitar multiplicar por el factor.

Finalmente, en el anexo B se observa que el valor máximo de deriva corresponde para la fuerza horizontal equivalente en dirección X con un valor de 0.0183 en el piso 7 de la estructura.

## 4 Conclusiones

En este trabajo se presentan los resultados de diseño definitivos para el diseño de pórticos sismo resistentes arriostrados concéntricamente. Estos resultados han pasado por un control de calidad minucioso con la finalidad de cumplir todos los requerimientos establecidos tanto por las normativas locales como internacionales, dando paso a cumplir con los siguientes objetivos propuestos:

- Cumplir con los requerimientos para la metodología de diseño basado en fuerzas que presenta la NEC-SE-DS para el cálculo y asignación de los elementos que componen el marco arriostrado concéntricamente.
- El diseño de los elementos más importantes del marco sismo resistente fue adecuado de tal manera que los elementos de arriostre fueron los óptimos para cumplir el límite de derivas inelásticas además de tener una relación demanda vs. capacidad dentro de un rango seguro.
- Las vigas del mecanismo sismo resistente fueron diseñadas en base a los requerimientos establecidos por el AISC 314-16, por lo cual se asegura que considera adecuadamente los efectos de los arriostramientos cuando se encuentren en tensión o compresión, junto con sus mecanismos plásticos una vez que estas hayan fluido o pandeado. El diseño presenta una demanda vs. capacidad baja por lo que proporcionará un nivel extra de seguridad.
- El diseño de las columnas sismo resistentes cumple con los criterios de resistencia e interacción, presentando un alto desempeño debido a su compacidad y al mismo tiempo otorgando rigidez adicional a la estructura debido a su relación de 0.5 en demanda vs. capacidad

- El valor del cortante basal obtenido por el método de análisis modal es superior al 80% del cortante basal obtenido por el método de fuerza horizontal equivalente, de tal manera que el análisis sísmico fue correcto y los elementos diseñados son capaces de resistir la actividad sísmica que se presente en la zona.
- Las derivas de piso inelásticas cumplen con el límite del 2% establecido por la normativa, teniendo como máximo una deriva de 1.83% en el séptimo piso, por lo que aún existe el rango de seguridad de tener una deriva que supere el máximo absoluto, pero no el límite de la normativa.

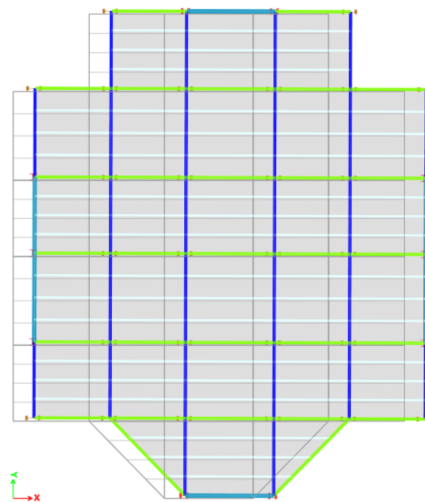
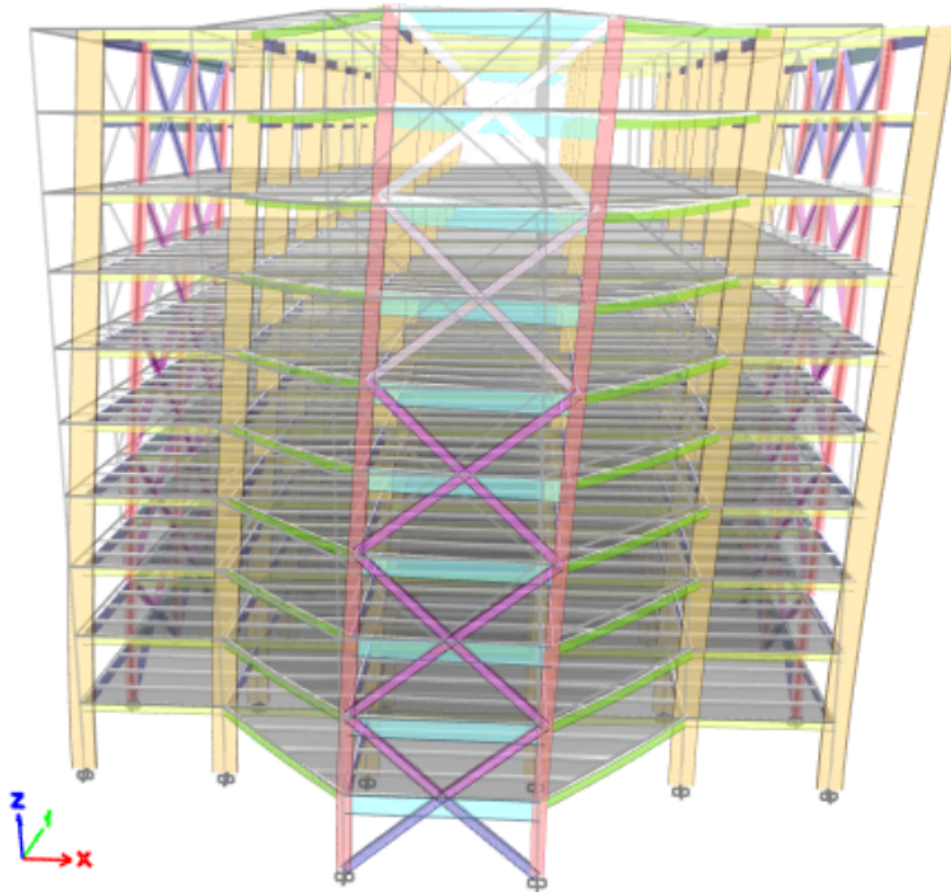
A partir de los resultados presentados anteriormente se afirma que se cumplieron de manera satisfactoria todos los objetivos propuestos para el diseño en acero de los elementos sismo resistentes. Adicionalmente, se ha verificado que los resultados concuerdan con la filosofía de diseño y los requerimientos locales, de tal manera que se garantiza un óptimo desempeño de los elementos que componen el mecanismo sismo resistente de la estructura ante una actividad sísmica.

## 5 Bibliografía

- American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 306-16 Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: AISC.
- Bruneau, M., Chia Ming, U., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. New York: Mc Graw Hill.
- Material Mundial. (2019, diciembre 7). *Acero ASTM A36*. Obtenido de Grados material mundial: <https://www.materialmundial.com/acero-astm-a36-propiedades-ficha-tecnica-estructural/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Cargas No Sísmicas*. Quito, Pichincha: Normativa Ecuatoriana de la Construcción.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito, Pichincha: Normativa Ecuatoriana de la Construcción.
- Quinde, P. D., & Reinoso, E. (2016). *SciELO*. Obtenido de Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y Propuesta de Espectros de Diseño para la Ciudad de Cuenca: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n94/0185-092X-ris-94-00001.pdf>
- Structural Engineers Association of California. (2020). *2018 IBC SEAOC Structural Seismic Design Manual*. Sacramento, California: International Code Council.

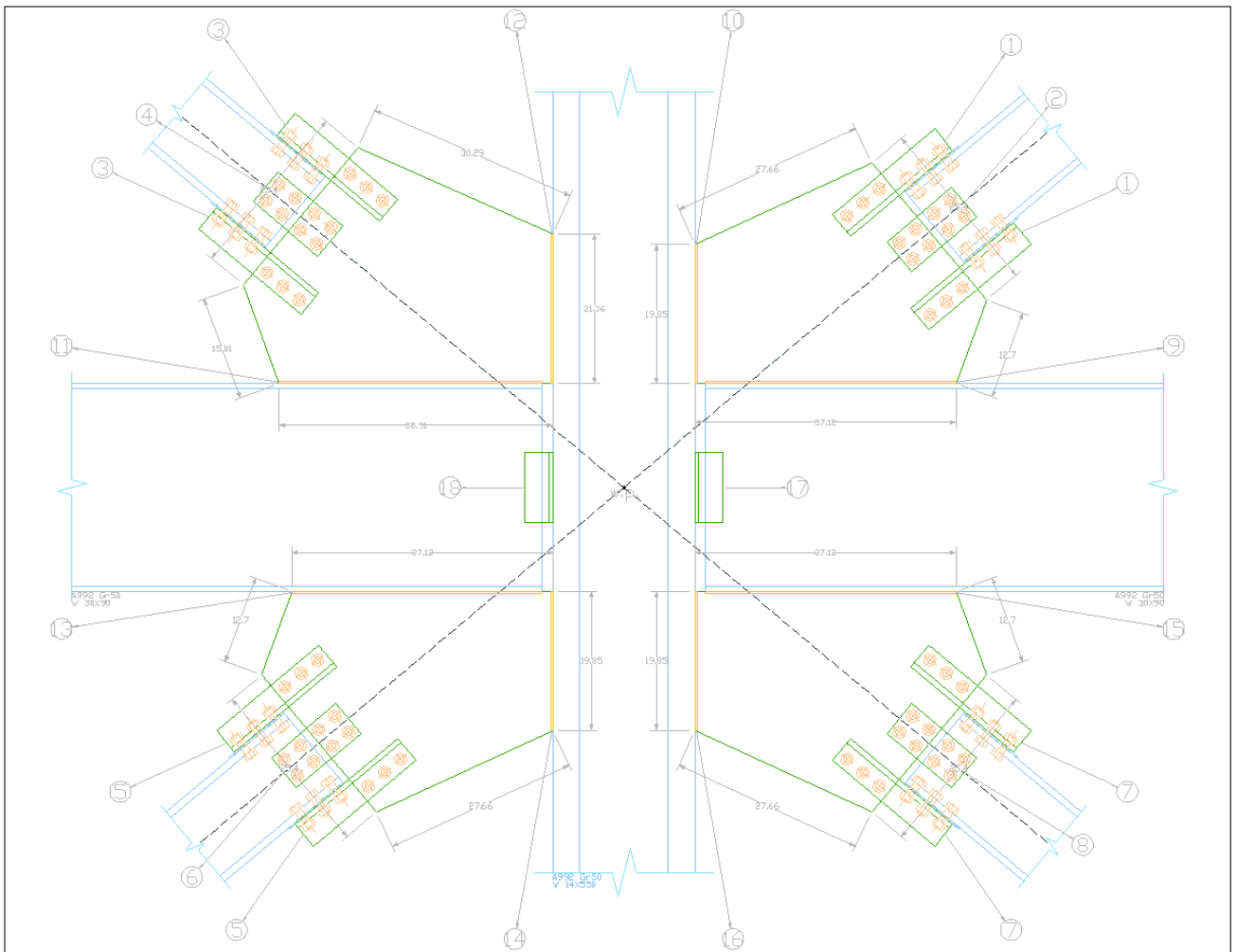
# ANEXOS

*Anexo 1: Esquema de deformación de la estructura bajo el caso de carga que presenta mayores derivas de piso inelásticas*

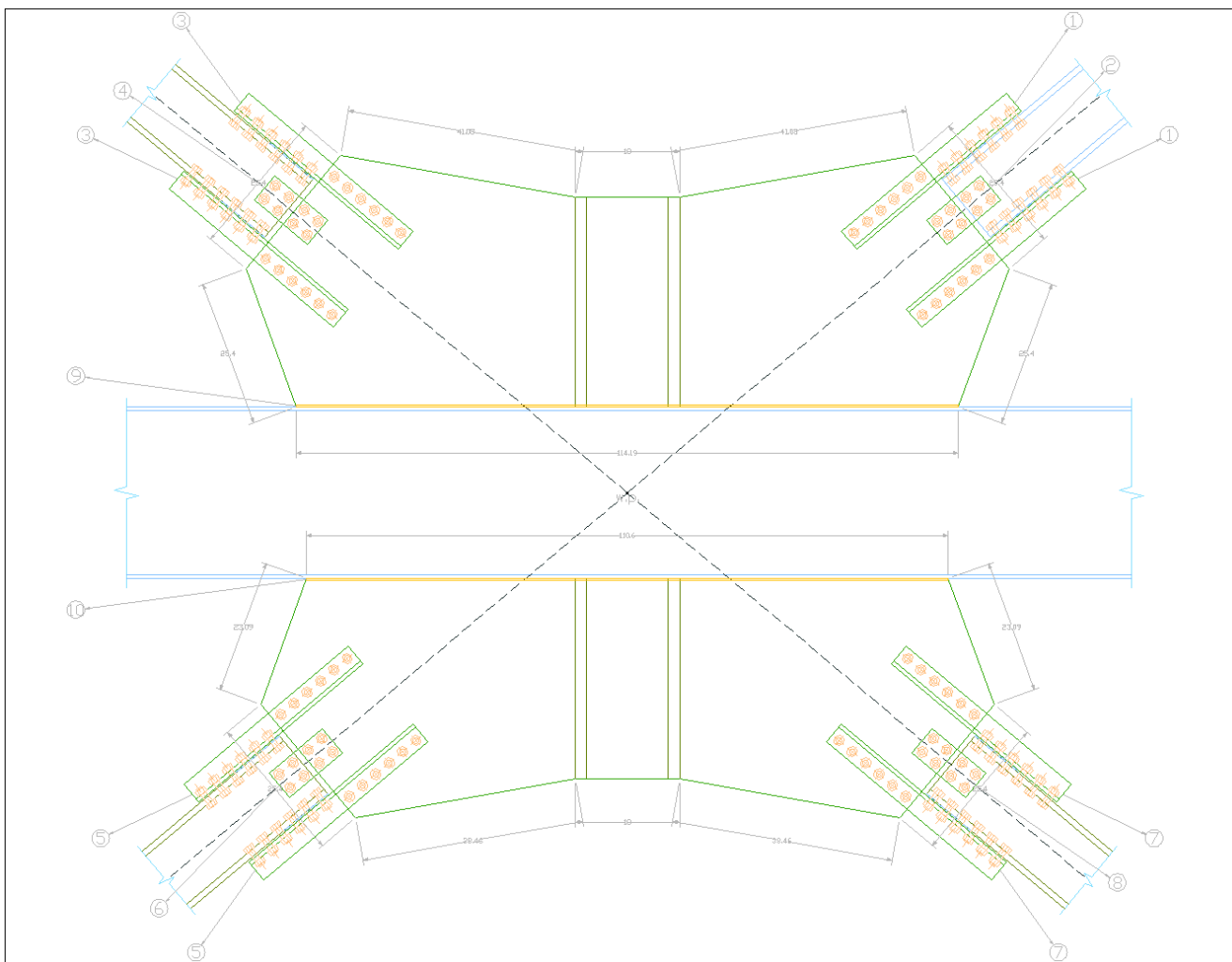




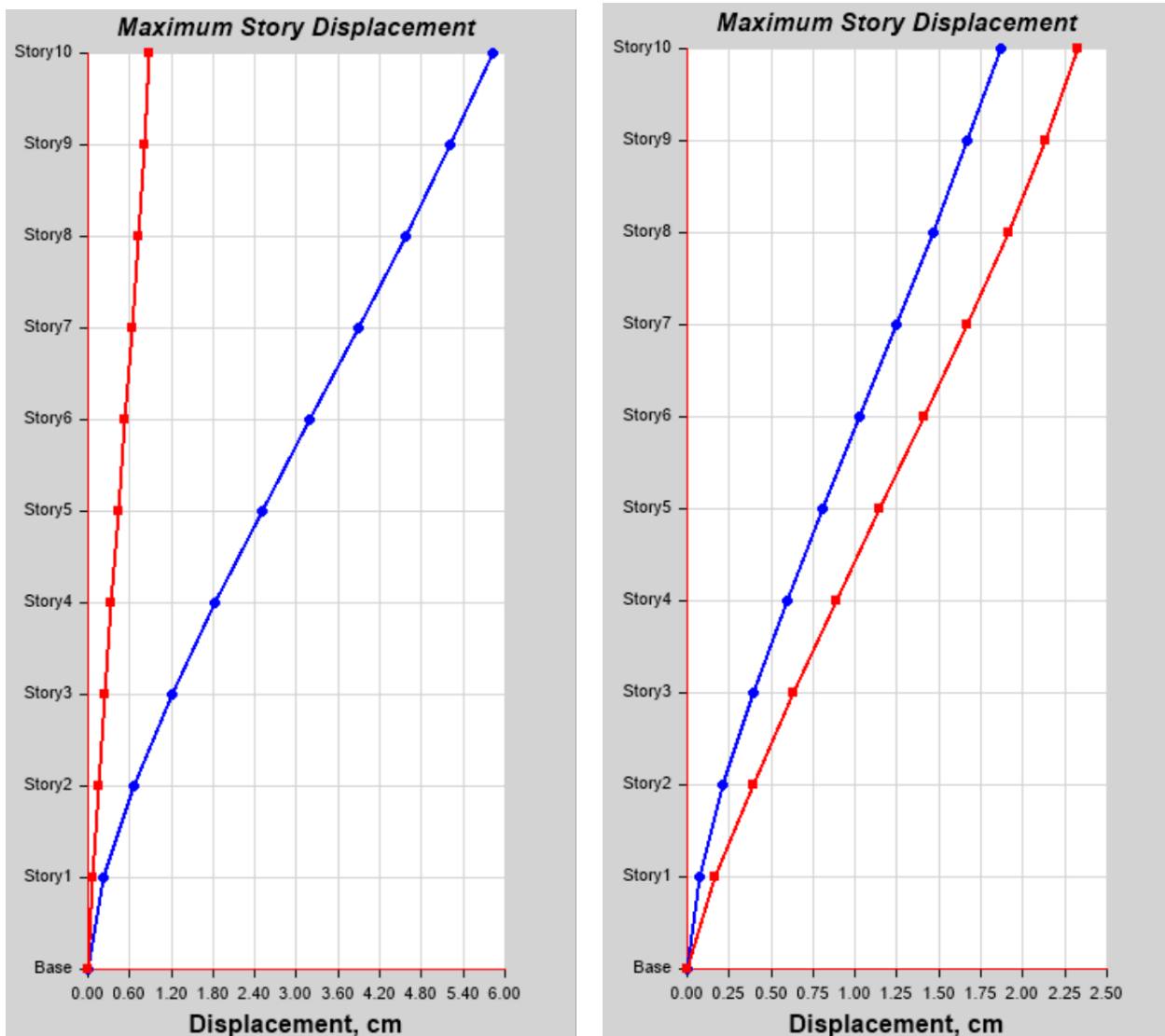
Anexo 2: Conexiones de arriostramientos a viga-columna con placas Gusset soldadas



Anexo 3: Conexión de arriostramientos a viga con placa Gusset soldadas



Anexo 4: Desplazamientos máximos para los casos de sismo más crítico analizado en ambas direcciones



Nota: La imagen de la izquierda representa los desplazamientos máximos para el caso del sismo en la dirección X, mientras que la imagen de la derecha corresponde a los desplazamientos máximos ocasionados por el sismo en la dirección Y. Adicionalmente, el color azul corresponde a la dirección x global de la estructura y el rojo la dirección global y

Anexo 5: Comprobación de máximas derivas de piso inelásticas para los casos más críticos

<i>Piso</i>	<i>Caso de análisis</i>	<i>Dirección</i>	<i>Deriva</i>	<i>Check &lt;0.02</i>
7	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.018253	<i>Cumple</i>
6	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.018221	<i>Cumple</i>
7	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.018148	<i>Cumple</i>
6	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.018116	<i>Cumple</i>
7	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.018101	<i>Cumple</i>
6	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.018067	<i>Cumple</i>
8	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.017893	<i>Cumple</i>
8	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.017791	<i>Cumple</i>
8	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.017747	<i>Cumple</i>
5	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.017491	<i>Cumple</i>
9	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.017479	<i>Cumple</i>
5	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.017392	<i>Cumple</i>
5	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.017342	<i>Cumple</i>
9	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.01733	<i>Cumple</i>
9	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.017288	<i>Cumple</i>
4	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.016573	<i>Cumple</i>
4	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.016476	<i>Cumple</i>
4	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.016425	<i>Cumple</i>
10	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.016341	<i>Cumple</i>
10	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.016258	<i>Cumple</i>
10	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.01622	<i>Cumple</i>
3	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.014369	<i>Cumple</i>
3	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.014286	<i>Cumple</i>
3	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.014238	<i>Cumple</i>
7	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.012657	<i>Cumple</i>
8	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.012541	<i>Cumple</i>
6	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.012518	<i>Cumple</i>
9	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.01218	<i>Cumple</i>
5	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.011969	<i>Cumple</i>
2	<i>FHE<sub>x</sub></i>	X	0.011598	<i>Cumple</i>
10	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.011562	<i>Cumple</i>
2	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.011518	<i>Cumple</i>
2	<i>Ex+0.3Ey</i>	X	0.011476	<i>Cumple</i>
4	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.01138	<i>Cumple</i>
3	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.010022	<i>Cumple</i>
2	<i>MDE<sub>x</sub></i>	X	0.008226	<i>Cumple</i>

4	$MDEy$	Y	0.007451	Cumple
6	$MDEy$	Y	0.007423	Cumple
5	$MDEy$	Y	0.007288	Cumple
7	$MDEy$	Y	0.007243	Cumple
6	$FHEy$	Y	0.007095	Cumple
4	$FHEy$	Y	0.007009	Cumple
7	$FHEy$	Y	0.006996	Cumple
5	$FHEy$	Y	0.006925	Cumple
6	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006904	Cumple
6	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006887	Cumple
8	$MDEy$	Y	0.006849	Cumple
2	$MDEy$	Y	0.006849	Cumple
4	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006833	Cumple
4	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006812	Cumple
3	$MDEy$	Y	0.0068	Cumple
7	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.00678	Cumple
7	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006764	Cumple
5	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006741	Cumple
5	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006723	Cumple
8	$FHEy$	Y	0.006551	Cumple
9	$FHEy$	Y	0.006388	Cumple
9	$MDEy$	Y	0.006373	Cumple
8	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006368	Cumple
8	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006354	Cumple
3	$FHEy$	Y	0.006269	Cumple
2	$FHEy$	Y	0.006173	Cumple
3	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006114	Cumple
3	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006093	Cumple
9	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006078	Cumple
9	$Ey+0.3Ex$	Y	0.006066	Cumple
2	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.006043	Cumple
2	$Ey+0.3Ex$	Y	0.00602	Cumple
7	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.005527	Cumple
6	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.005522	Cumple
1	$FHEx$	X	0.00549	Cumple
7	$Ey+0.3Ex$	X	0.005477	Cumple
6	$Ey+0.3Ex$	X	0.00547	Cumple
1	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	X	0.005439	Cumple
1	$Ex+0.3Ey$	X	0.005417	Cumple
8	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.005416	Cumple

8	$Ey+0.3Ex$	X	0.005368	Cumple
10	$MDEy$	Y	0.005318	Cumple
5	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.005299	Cumple
5	$Ey+0.3Ex$	X	0.005247	Cumple
9	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.005204	Cumple
9	$Ey+0.3Ex$	X	0.005159	Cumple
10	$FHEy$	Y	0.005129	Cumple
4	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.005035	Cumple
4	$Ey+0.3Ex$	X	0.004983	Cumple
10	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.004968	Cumple
10	$Ey+0.3Ex$	Y	0.004959	Cumple
10	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.004928	Cumple
1	$MDEy$	Y	0.004905	Cumple
10	$Ey+0.3Ex$	X	0.004885	Cumple
3	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.004366	Cumple
3	$Ey+0.3Ex$	X	0.004317	Cumple
1	$FHEy$	Y	0.00424	Cumple
1	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	Y	0.004174	Cumple
1	$Ey+0.3Ex$	Y	0.004155	Cumple
1	$MDEx$	X	0.003985	Cumple
2	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.003561	Cumple
2	$Ey+0.3Ex$	X	0.003519	Cumple
6	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.002586	Cumple
6	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002571	Cumple
4	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.002538	Cumple
7	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.00253	Cumple
5	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.002528	Cumple
4	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002519	Cumple
7	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002517	Cumple
5	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002511	Cumple
8	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.002398	Cumple
8	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002387	Cumple
3	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.002273	Cumple
3	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002253	Cumple
2	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.002184	Cumple
2	$Ex+0.3Ey$	Y	0.002161	Cumple
1	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ey+0.3Ex)$	X	0.001714	Cumple
1	$Ey+0.3Ex$	X	0.001692	Cumple
1	$1.2(D+ND)+(L+NL)+(Ex+0.3Ey)$	Y	0.001454	Cumple
1	$Ex+0.3Ey$	Y	0.001435	Cumple