

# UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



## FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

### MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

---

**Tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA ESTRUCTURA HABITACIONAL CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS Y UNA ESTRUCTURA SIN DIAGONALES EXCÉNTRICAS, ANTE UNA SOLICITACIÓN SÍSMICA”.**

---

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

**Modalidad de Titulación:** Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

**Autor:** Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa

**Director:** Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.

**Ambato – Ecuador**

**2022**

## **APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por el Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Thalía Daniella San Antonio Serrano, PhD., e Ing. Galo Wilfrido Núñez Aldas, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA ESTRUCTURA HABITACIONAL CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS Y UNA ESTRUCTURA SIN DIAGONALES EXCÉNTRICAS, ANTE UNA SOLICITACIÓN SÍSMICA”., elaborado y presentado por el Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.  
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

-----  
Ing. Thalía Daniella San Antonio Serrano, PhD.  
Miembro del Tribunal de Defensa

-----  
Ing. Galo Wilfrido Núñez Aldas, Mg.  
Miembro del Tribunal de Defensa

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentada con el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA ESTRUCTURA HABITACIONAL CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS Y UNA ESTRUCTURA SIN DIAGONALES EXCÉNTRICAS, ANTE UNA SOLICITACIÓN SÍSMICA”, le corresponde exclusivamente a: Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa, Autor bajo la Dirección del Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg., Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa

**AUTOR**

-----  
Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.

**DIRECTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa  
C.C. 1803065125

# ÍNDICE GENERAL

## Contenido

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN .....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR .....	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS .....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
AGRADECIMIENTO .....	xi
DEDICATORIA .....	xii
RESUMEN EJECUTIVO .....	xiii
EXECUTIVE SUMMARY.....	xv
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Introducción .....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivos .....	3
1.3.1 Objetivo General .....	3
1.3.2 Objetivo Específicos .....	3
CAPÍTULO II .....	4
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	4
2.1. Conceptos básicos .....	7
2.2. Categoría de diseño sísmico.....	9
2.3. Construcciones de acero.....	9
2.4. Características generales marcos excéntricos .....	10
2.5. Comportamiento estructural de la excentricidad.....	11
2.6. Elementos estructurales.....	11
2.6.1. Enlace .....	11
2.6.2. Columnas.....	11
2.6.3. Viga fuera del enlace .....	12
2.6.4. Diagonal .....	12
2.7. Descripción del funcionamiento de las diagonales .....	12
2.8. Diagonales excéntricas.....	13
2.9. Tipos de diagonales.....	13
2.10. Formas de la sección .....	14
2.11. Condiciones de conexión de las diagonales .....	14

2.12. Método de análisis.....	15
2.12.1. Análisis lineal estático:.....	16
2.12.2. Análisis modal espectral:.....	16
2.12.3. Análisis no-lineal.....	16
2.13. Sismicidad: Generalidades.....	17
2.13.1. En ondas de cuerpo propagándose dentro de un planeta.....	18
2.13.2. Ondas superficiales de terremotos.....	18
2.14. Amenaza sísmica.....	19
2.15. Efectos del sismo en las estructuras.....	19
2.16. Comportamiento estructural de la excentricidad.....	20
2.17. Respuesta sísmica de las diagonales excéntricas.....	23
2.18. Diseño con diagonales excéntricas.....	23
2.18.1. Capacidad de carga axial y flexión.....	23
2.18.2. Demandas de carga laboral.....	25
2.19. NEC-SE-DS: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente).....	26
2.20. Altura de piso.....	27
2.21. Acelerogramas.....	27
2.22. Cortante basal de diseño.....	27
2.23. El piso puede cortarse bajo presión.....	27
2.24. Nivel de desempeño sísmico.....	29
2.10. Investigaciones desarrolladas.....	31
CAPÍTULO III.....	34
MARCO METODOLÓGICO.....	34
3.1 Ubicación.....	34
3.2 Equipos y materiales.....	34
3.3 Tipo de investigación.....	34
3.4 Prueba de hipótesis - pregunta científica – idea a defender.....	34
3.5 Población o muestra.....	34
3.6 Recolección de información.....	34
3.7 Procesamiento de la información y análisis estadístico.....	35
3.8 Variables respuesta o resultados alcanzados.....	35
3.9 Alcance.....	35
3.10. Especificaciones de la norma americana ASCE/SEI 7-16.....	35
3.12. Categorización del riesgo, clasificación de edificios y otras estructuras.....	35
3.13. Fundamentos de peligro sísmico de Ecuador norma (NEC-SE-DS).....	36
3.14. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	37

3.14. Bases generales para diseño de estructuras arriostradas excéntricamente .....	38
CAPÍTULO IV .....	40
RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	40
4.1 Configuración del modelo estructural .....	40
4.2 El espectro de diseño a utilizar en la estructura de estudio .....	41
4.2.1 Datos generales de sismo .....	41
4.2.2 Definiciones de casos de carga .....	43
4.2.3 Combinaciones de carga .....	44
4.3 Análisis de elementos estructurales (columnas, vigas,) de la estructura sin diagonales.....	45
4.4 Pre diseño de viga .....	46
4.5 Resultados del análisis modal espectral .....	47
4.6 Resultados del análisis no lineal estático .....	52
4.7 Análisis de elementos estructurales (columnas, vigas,) de la estructura con diagonales.....	55
4.8 Resultados del análisis modal espectral .....	57
4.9 Resultados del análisis no lineal estático .....	60
4.10 Comprobación manual de los elementos estructurales .....	63
4.11. Análisis de resultados.....	96
CAPÍTULO V .....	98
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	98
5.1. Conclusiones .....	98
5.2. Recomendaciones.....	99
5.3. Bibliografía .....	99
5.4. Anexos .....	103

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Estado de daño niveles de desempeño (SEAOC, 1995).....	31
<b>Tabla 2</b> Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo (ASCE/SEI 7-16).....	36
<b>Tabla 3</b> Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras - estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos (ASCE/SEI 7-16). .....	36
<b>Tabla 4</b> Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-SE-DS) .....	38
<b>Tabla 5</b> Coeficiente R, para sistemas estructurales de ductilidad limitada (NEC-SE-DS) .....	42
<b>Tabla 6</b> Prediseño de viga principal y secundaria .....	46
<b>Tabla 7</b> Resumen coeficientes de participación, estructura sin diagonales Excéntricas. ....	47
<b>Tabla 8</b> Distorsiones máximas estructura sin diagonales excéntricas. ....	49
<b>Tabla 9</b> Peso de la estructura sin diagonales excéntricas .....	50
<b>Tabla 10</b> Coeficientes de participación, estructura con diagonales excéntricas. ....	57
<b>Tabla 11</b> Distorsiones máximas, estructura con diagonales excéntricas .....	58
<b>Tabla 12</b> Peso de la estructura con diagonales excéntricas.....	59
<b>Tabla 13</b> Períodos y masas participativas .....	71
<b>Tabla 14</b> Planilla de acero, estructura sin diagonales excéntricas .....	96
<b>Tabla 15</b> Planilla de acero, estructura con diagonales excéntricas .....	96



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b>	Diversas configuraciones de EBF (Oyarzún, J. 2012).....	10
<b>Figura 2</b>	Tipos de diagonales excéntricas (Crisafulli, 2008).....	13
<b>Figura 3</b>	Coefficiente de longitud efectiva (Mantilla, 2015).....	15
<b>Figura 4</b>	Ondas profundas (Garces, 2014). ....	18
<b>Figura 5</b>	Ondas superficiales (Garces, 2014). ....	18
<b>Figura 6</b>	Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en la excentricidad (Crisafulli, 2008). ....	20
<b>Figura 7</b>	Pórtico de estudio (Cagua et al., 2021).....	21
<b>Figura 8</b>	Variación de la rigidez lateral entre el pórtico con arriostramiento excéntrico versus la rigidez lateral el pórtico a momento (Cagua et al., 2021). ....	22
<b>Figura 9</b>	Aproximación de diagrama de cuerpo libre (Popov et al. 1987). ....	22
<b>Figura 10</b>	Diagramas de solicitaciones por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales (Crisafulli, 2008).....	23
<b>Figura 11</b>	Niveles de desempeño (SEAOC,1995).....	31
<b>Figura 12</b>	Rotura de enlaces de acero (Cagua et al., 2021).....	32
<b>Figura 13</b>	Esquema arquitectónico de la estructura .....	41
<b>Figura 14</b>	Espectro elástico e inelástico de diseño (NEC-SE-DS).....	43
<b>Figura 15</b>	Estructura sin diagonales .....	45
<b>Figura 16</b>	Diseño en planta de la estructura sin diagonales .....	45
<b>Figura 17</b>	Esquema de viga principal y secundaria.....	46
<b>Figura 18</b>	Relación demanda/capacidad viga principal.....	50
<b>Figura 19</b>	Relación demanda/capacidad viga secundaria.....	51
<b>Figura 20</b>	Ubicación de vigas en la estructura sin diagonales.....	51
<b>Figura 21</b>	Daño esperado para un sismo de diseño sentido x-x .....	52
<b>Figura 22</b>	Estado de daño niveles de desempeño x-x.....	52
<b>Figura 23</b>	Punto de desempeño en el sentido x-x.....	53
<b>Figura 24</b>	Daño esperado para un sismo de diseño sentido y-y .....	53
<b>Figura 25</b>	Estado de daño niveles de desempeño y-y.....	54
<b>Figura 26</b>	Punto de desempeño en el sentido y-y.....	54
<b>Figura 27</b>	Estructura 3D con diagonales .....	55
<b>Figura 28</b>	Ubicación de las diagonales en la estructura .....	55
<b>Figura 29</b>	Estructura metálica con diagonales.....	56
<b>Figura 30</b>	Daño esperado para un sismo de diseño sentido x-x .....	60
<b>Figura 31</b>	Estado de daño niveles de desempeño x-x.....	60
<b>Figura 32</b>	Punto de desempeño en el sentido x-x.....	61
<b>Figura 33</b>	Daño esperado para un sismo de diseño sentido y-y .....	61

<b>Figura 34</b>	Estado de daño niveles de desempeño y-y.....	62
<b>Figura 35</b>	Punto de desempeño en el sentido y-y.....	62
<b>Figura 36</b>	Pórtico con arriostramientos excéntricos.....	63
<b>Figura 37</b>	Viga tipo .....	64
<b>Figura 38</b>	Fuente de masa (Mass Source) .....	67
<b>Figura 39</b>	Efecto P-Delta.....	68
<b>Figura 40</b>	Brazos rígidos .....	68
<b>Figura 41</b>	Extremos empotrados .....	69
<b>Figura 42</b>	Preferencias para el diseño en acero .....	69
<b>Figura 43</b>	Zona de estudio.....	70
<b>Figura 44</b>	Enlace de un pórtico arriostrado excéntricamente.....	72
<b>Figura 45</b>	Enlace corto de un pórtico arriostrado excéntricamente.....	74
<b>Figura 46</b>	Rotación máxima de un enlace .....	75
<b>Figura 47</b>	Rotación máxima del enlace .....	75
<b>Figura 48</b>	Relación de esbeltez.....	78
<b>Figura 49</b>	Longitud no soportada lateralmente .....	78
<b>Figura 50</b>	Viga fuera del enlace .....	81
<b>Figura 51</b>	Arriostramiento .....	90
<b>Figura 52</b>	Relación demanda/capacidad viga arriostrada.....	95
<b>Figura 53</b>	Relación demanda/capacidad viga principal.....	95

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por ser mi luz, darme la fortaleza y sabiduría guiándome en cada paso durante toda mi vida, y de esta manera he podido alcanzar uno de mis más grandes objetivos el cumplimiento de mi carrera.

A mis padres, Ángel y Gloria por su apoyo, su amor incondicional y el esfuerzo que hicieron día tras día para darme la educación.

A mis familiares y amigos que en un sin número de ocasiones me brindaron su apoyo.

A la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, que me abrió las puertas dándome la gran oportunidad de formarme como profesional.

Y en especial al Ing. Alex Frías, que, con su comprensión, conocimientos fue de gran ayuda para salir adelante en mi trabajo de investigación.

## DEDICATORIA

A mis padres, Ángel y Gloria quiero dedicar este logro, ya que siempre confiaron en mí y me alentaron a perseguir mis sueños.

A mi hermana mayor Mary, mi segunda madre quien me brindó su cariño, ternura, amor, y sobre todo su paciencia en los momentos duros de mi vida, además me enseñó a ser un hombre de bien.

A mi hermana Vivi, quien a pesar de ser menor que yo, me ayudó sabiamente a encaminarme, con sus consejos y su esencia de ser siempre ella.

A mis hijos Martín, Nohemí y Matías que son el motor y fortaleza para cumplir mis metas.

A Vale, el amor de mi vida que, con su apoyo, su infinita comprensión me ayudó que este logro se haga realidad.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**TEMA:**

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA ESTRUCTURA HABITACIONAL CON  
DIAGONALES EXCÉNTRICAS Y UNA ESTRUCTURA SIN DIAGONALES  
EXCÉNTRICAS, ANTE UNA SOLICITACIÓN SÍSMICA”.

**AUTOR:** Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa

**DIRECTOR:** Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:** Ingeniería Industria y Construcción

**FECHA:** septiembre 2022

**RESUMEN EJECUTIVO**

El presente trabajo de investigación, tuvo como principal objetivo el análisis comparativo de una estructural habitacional ante una solicitud sísmica, tomando como punto de referencia la zona urbana del cantón Ambato, ciudad capital de la provincia de Tungurahua, en la cual se encuentra ubicado el edificio objeto de estudio. Para la realización del mismo se utilizó un software especializado para el modelado y el diseño de la estructura, así como se cumplieron con los lineamientos de la norma ecuatoriana de construcción NEC-SE-DS 2015 y ANSI/AISC 360 y 341, respectivamente. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios respecto a derivas y deflexiones, de acuerdo a la configuración en columnas, vigas y diagonales no fue necesario el rediseñar las secciones de los elementos estructurales. En cuanto al análisis cabe señalar que tanto la estructura sin diagonales y la estructura con diagonales excéntricas obtuvieron un comportamiento adecuado, con unas derivas inferiores al 2 por ciento que cumplen lo estipulado por la norma, pero se evidenció una notable diferencia en las secciones tanto de columnas como vigas, obteniendo una reducción de un 45.88 por ciento en el peso de los elementos estructurales. En la estructura con diagonales excéntricas se mantuvo las derivas dentro de lo establecido para esta tipología de acuerdo a la NEC con la inclusión de unas diagonales, las cuales ayudaron a mejorar el comportamiento, reduciendo de una forma considerable las

distintas secciones de los elementos estructurales que la conforman, aligerando así la estructura logrando un equilibrio y evitando efectos de torsión en planta además permitiendo cumplir con las derivas máximas de piso que limitan el daño sísmico. Se pudo concluir que la estructura con diagonales excéntricas presenta una mejor resistencia lateral ante la acción de un sismo debido a la adición de las diagonales, las cuales se encargan de redistribuir las fuerzas laterales dentro de la edificación, aligerando la estructura y reduciendo de una forma considerable el peso de los elementos y el consumo de materiales.

**Descriptor:** análisis comparativo, amenaza sísmica, análisis estático, diagonales excéntricas, diseño sísmico, estructura habitacional, estructura metálica, fuerzas laterales, PGA, sismicidad, sollicitación sísmica, zonas disipativas, zona sísmica.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**THEME:**

“COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN A STRUCTURE WITH ECCENTRIC BRACED FRAME AND WITHOUT ECCENTRIC BRACED FRAME AND WITHOUT ECCENTRIC BRACED FRAME UNDER SEISMIC STRESSES”.

**AUTHOR:** Ing. Alvaro Napoleón Salazar Gamboa

**DIRECTED BY:** Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.

**LINE OF RESEARCH:** Engineering Industry and Constructionor

**DATE:** september 2022

**EXECUTIVE SUMMARY**

The main objective of this research work was the comparative analysis of a housing structure under seismic stress, taking as a reference point the urban area of Ambato, capital city of the province of Tungurahua, where the building under study is located. A specialized software was used for the modeling and design of the structure, as well as the guidelines of the Ecuadorian construction standard NEC-SE-DS 2015 and ANSI/AISC 360 and 341, respectively. The results obtained were satisfactory with respect to drifts and deflections, according to the configuration in columns, beams and diagonals it was not necessary to redesign the sections of the structural elements. Regarding the analysis, it should be noted that both the structure without eccentric braced frame and the structure with eccentric braced frame obtained an adequate behavior, with drifts of less than 2 percent that comply with the stipulations of the standard, but a notable difference was evidenced in the sections of both columns and beams, obtaining a 45.88 percent reduction in the weight of the structural elements. In the structure with eccentric braced frame, the drifts were maintained within the established limits for this typology according to the NEC with the inclusion of some diagonals, which helped to improve the behavior, reducing considerably the different sections of the structural elements, thus lightening the structure, achieving a balance and avoiding torsional effects in the floor plan, as well as allowing compliance with

the maximum floor drifts that limit seismic damage. It was concluded that the structure with eccentric braced frame presents a better lateral resistance to the action of an earthquake due to the addition of the diagonals, which are responsible for redistributing the lateral forces within the building, lightening the structure and considerably reducing the weight of the elements and the consumption of materials.

**Key words:** comparative analysis, seismic hazard, static analysis, eccentric diagonals, seismic design, housing structure, steel structure, lateral forces, PGA, seismicity, seismic stress, dissipative zones, seismic zone.



# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

### 1.1 Introducción

Al diseñar un edificio, su factor sismorresistente es más importante para estructuras ubicadas en áreas con alto riesgo de actividad sísmica. Los terremotos provocan que los edificios sufran una deformación significativa que puede causar daños significativos o incluso la falla completa del edificio. Para aumentar la estabilidad lateral de las estructuras de acero, los investigadores propusieron utilizar tirantes excéntricos. Esto permitiría que la estructura resistiera cargas más grandes manteniendo la flexibilidad y la esbeltez típicas de las estructuras de acero. Además, esto reduciría las flexiones en los miembros estructurales debido a las fuerzas horizontales (Blanco M. , 2012).

Los edificios se pueden construir de manera que sean resistentes a los sismos, estas estructuras pueden soportar cambios sísmicos y minimizar los daños a la propiedad y los ocupantes. Existe más de un método para construir edificios resistentes a sismos; sin embargo, todos estos métodos tienen una cosa en común: la necesidad de mantener unidas las partes del edificio. Para distribuir uniformemente las fuerzas sísmicas en un edificio, los constructores suelen utilizar estructuras excéntricas en diagonal. Estos edificios utilizan elementos estructurales dispuestos en ángulo; este método se llama diagonalmente excéntrico. Durante los terremotos, las estructuras que utilizan un método de construcción que involucra elementos de soporte dispuestos en líneas horizontales, verticales y diagonales aumentan la rigidez del edificio, permitiendo resistir el movimiento sísmico sin daños estructurales considerables. Las construcciones más pequeñas compuestas de partes horizontales y verticales distribuyen las fuerzas sísmicas de manera no uniforme a través del edificio proporcionando menos rigidez y resistencia a la actividad sísmica.

Actualmente, no existe un consenso universal sobre qué método es mejor para construir edificios sismorresistentes. Algunos creen que los edificios con excentricidades diagonales son más resistentes a la actividad sísmica porque la estructura permanece más firme durante el movimiento. Otros creen que las excentricidades en los edificios verticales son mejores porque se mantiene la flexibilidad de la estructura durante la actividad sísmica. Al final, todo se reduce a qué método creen los constructores e ingenieros que será más efectivo.

Sin embargo, se están llevando a cabo diversos estudios para comparar los dos métodos y determinar cuál de ellos es el más eficaz para resistir los terremotos. En este estudio se ha analizado la estructura de un edificio con diagonales excéntricas y un edificio sin diagonales excéntricas, ante una sollicitación sísmica. Se ha determinado que la estructura del edificio con diagonales excéntricas es más sismorresistente que la estructura del edificio sin diagonales excéntricas.

Las normas ANSI/AISC 360 & 341 (American National Standards Institute) (American Institute of Steel Construction) por sus siglas en inglés, inspiraron las diferentes investigaciones discutidas en este trabajo. Estas investigaciones se realizaron de acuerdo a los lineamientos de Ahumada en el año 2010 (Ahumada, 2010). Blanco M., (2012) analiza cómo se puede utilizar un software especializado para modelar estructuras para investigar la capacidad sísmica de una estructura. Este término se refiere a la capacidad de una estructura para manejar diferentes esfuerzos mediante el análisis de una curva de desplazamiento. Este análisis se puede utilizar para determinar si las vigas, columnas o puntales de una estructura están distribuidas adecuadamente.

## **1.2 Justificación**

Actualmente en la ciudad de Ambato debido al crecimiento urbanístico, el cual según el INEC 2010 (Instituto Nacional de Estadística y Censos) es del 1.50 % anual, en algunas zonas se ha incrementado la altura de las edificaciones, sin embargo, es importante considerar que la ciudad se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, y las consecuencias que provoca un sismo puede ser catastróficas si la estructura no está correctamente diseñada (Oviedo, 2018).

Las estructuras de acero son más flexibles y esbeltas que las estructuras de hormigón. En consecuencia, es más probable que se desplacen debido a las cargas verticales. Esto ocurre porque las secciones de acero necesitan aumentar de tamaño debido a estas cargas. Algunas razones clave de esto son el hecho de que las estructuras de acero contienen cantidades variables de carbono, que es fundamental para sus propiedades mecánicas. Además, la presencia de manganeso, silicio y cobre en el acero se considera perjudicial. Debido a que grandes secciones de un edificio pueden causar deformaciones significativas en su estructura, estas secciones a menudo se mantienen unidas con piezas de alta rigidez. Este método no es el más práctico ni el más económico; aumenta el costo total de la construcción en casi un 30%. En su lugar, los

constructores utilizan elementos de refuerzo para aumentar la rigidez de la estructura y resistir las fuerzas laterales. Estas riostras reducen las deformidades en los miembros del edificio (Ahumada, 2010).

Los marcos excéntricamente arriostrados se han propuesto como un Sistema estructural resistente a la fuerza sísmica, con alta ductilidad y una combinación deseable de resistencia lateral.

Por lo tanto, surge la necesidad de diseñar construcciones de acero más económicas que permitan la disipación de energía y el control de desplazamiento, para lo cual se plantea el análisis de un sistema sismo resistente para edificaciones habitacionales en estructura metálica, para verificar y comparar su aplicabilidad y cumplimiento de normas especificadas para garantizar la estabilidad y la seguridad constructiva.

La presente investigación tiene la finalidad el análisis comparativo de una estructura habitacional con diagonales excéntricas y una estructura sin diagonales excéntricas, ante una sollicitación sísmica, brindando información técnica de estructuras de acero arriostradas con diagonales excéntricas, las cuales tienen la capacidad de disipar energía producida en un sismo, y comprobar su grado de estabilidad estructural.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo General**

- Realizar el análisis comparativo del diseño de una estructura habitacional con diagonales excéntricas y una estructura sin diagonales excéntricas, ante una sollicitación sísmica.

#### **1.3.2 Objetivo Específicos**

- Realizar la modelación de una estructura con diagonales excéntricas y de una sin diagonales excéntricas.
- Realizar la comparación de las dimensiones en las secciones de los elementos estructurales en la edificación con diagonales excéntrica y sin diagonales excéntricas.
- Realizar la verificación la reducción de desplazamiento lateral y que esta cumpla con las normativas vigentes.

## CAPÍTULO II

### ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Los movimientos sísmicos pueden afectar a la infraestructura e incluso producen daños a terceros que involucraría también la vida de los seres humanos. La presente investigación tiene relevancia social, porque de esta manera se está contribuyendo con la buena práctica del diseño estructural que reduzcan pérdidas materiales y salvaguarden las vidas humanas en caso de futuros sismos.

Son varios los estudios que se han desarrollado al respecto de la relación que guardan el diseño y uso de diferentes tipos de estructuras y su respuesta ante sollicitaciones sísmicas, podemos citar a nivel internacional, el estudio realizado por la Arquitecta e Ingeniera Samira Fuentes-Sánchez, para el Centro de Información y Gestión Tecnológica de Santiago de Cuba, en el año 2018 (Sánchez, 2018), quien aborda el tema, después de un examen en profundidad de estructuras de acero que resistieron terremotos, concluyendo que no había mucha experiencia práctica en el diseño de estos sistemas.

Hay tres sistemas de acero estructural que pueden resistir la actividad sísmica:

- Pórticos especiales resistentes a momentos
- Columnas arriostradas concéntricamente
- Columnas arriostradas excéntricamente

Se desarrolló un proceso que describe recomendaciones para el diseño de estos sistemas. Estas recomendaciones se basan en los criterios de los principales códigos y normas de ingeniería de los países con mayor experiencia en esta materia. En el presente análisis, es importante considerar las normas y leyes vigentes que hacen referencia al uso de materiales sismorresistentes (Sánchez, 2018), pudiendo resaltar además el estudio realizado por el Prof. Edén Bojórquez Mora de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, en el cual “Se propone un procedimiento para el diseño sísmico de edificaciones de acero que toma en cuenta la confiabilidad estructural. El programa tiene en cuenta limpiamente las exigencias máximas y demandas de deformaciones plásticas acumuladas provocadas por sismo de larga duración en estructuras sísmicamente resistentes. Los criterios de diseño se basan en la capacidad de dotar a la estructura de la capacidad de controlar la ductilidad global, la deformación interlaminar y los requisitos máximos para disipar la energía histerética, mediante el uso de:

- Los espectros de ductilidad y los espectros de energía con tasas de fallas anuales iguales a 1 se pueden ver a continuación; y
- Las diferencias entre sistemas con un grado de libertad y sistemas con múltiples grados de libertad se tienen en cuenta en los factores de transformación.

Bojórquez Mora, (2019) explica cómo aplicar el procedimiento a un marco de edificio de acero de ocho niveles y tres bahías. El marco debe construirse con acero regular y seguir los principios de diseño por capacidad, y el procedimiento puede usarse para diseñar sísmicamente el edificio.

Por otra parte, encontré la publicación científica desarrollada por la Ing. Marianela Blanco, en la Revista de la Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, en la cual aborda la temática de los “Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente” (Blanco M. , 2012), donde aborda la importancia de considerar que los edificios deben estar diseñados para resistir terremotos, según este documento. Tanto los arquitectos como los ingenieros deben considerar las recomendaciones descritas en este documento para que los edificios de hormigón armado tengan un mejor desempeño durante los terremotos. El documento analiza los problemas que han sufrido algunos edificios durante los terremotos y sugiere soluciones que se pueden implementar en el futuro para mejorar el comportamiento sismorresistente de los edificios. Algunas de las recomendaciones de este documento provienen de países de todo el mundo, tanto de leyes vigentes como de experiencias previas. El documento resume la información y brinda a los profesionales un punto de partida desde el cual pueden construir un edificio resistente a terremotos. Para proteger vidas y proteger daños materiales/edificios, los ingenieros tienen que diseñar un edificio o estructura para que sea resistente a los terremotos. Deben revisar el suelo, los materiales utilizados y el proceso de construcción para asegurarse de que el edificio pueda resistir un terremoto (Blanco M. , 2012).

Localmente por ejemplo el estudio realizado por Vasco López y Patricio Marcelo (2016), que analizó la “Sismo resistencia en edificios de hormigón y acero para zonas de alta peligrosidad sísmica en el Ecuador”, concluyen en su investigación que el área de ingeniería sismorresistente muestra que muchas edificaciones son vulnerables a los sismos, incluso si fueron diseñadas para cumplir con los estándares vigentes. La construcción de edificios resistentes a terremotos es bien conocida por su éxito, como lo demostraron varios edificios que se derrumbaron. Por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación es estudiar la Resistencia Sismorresistente de Edificios de

Concreto y Acero mediante el análisis del comportamiento estructural de dos edificios: uno en una estructura de acero y el otro en una estructura de concreto, el problema que presenta esta información está relacionado con la realidad ecuatoriana; si la Norma Ecuatoriana de Construcción se aplica o no a áreas de alto riesgo sísmico. Información adicional relacionada con este tema se puede encontrar en estudios anteriores, que se mejoraron como referencia para esta investigación. Adicionalmente, las definiciones y fundamentos jurídicos aclaran los conceptos que se manejan dentro de esta investigación.

A continuación, se detallan los procedimientos y métodos utilizados para iniciar la investigación, así como los fundamentos de la modalidad utilizada, el nivel y alcance de la investigación. Se mencionan investigaciones previas y resultados de análisis, así como también cómo se comparan los edificios de acero y concreto en resistencia a terremotos (Vasco López, 2016).

Aunque tiene un costo adicional considerable, los aisladores de base se pueden agregar a cualquier proyecto de construcción. Esto resolvería el problema del daño excesivo por esfuerzos moderados causados por terremotos. Una solución alternativa es colocar un fusible estructural en el edificio. Este fusible respondería a las tensiones de rango elástico al experimentar deformaciones plásticas y marcos arriostrados excéntricamente que proporcionarían la rigidez suficiente para reducir cualquier daño al edificio. Estos marcos se sostienen con soportes elásticos que garantizan una rigidez elástica cuando se solicitan. Debido a que estos soportes elásticos son fáciles de reemplazar, este método es más económico que usar aisladores de base. Además, con esfuerzos sísmicos severos (García et al., 2019).

En el trabajo de investigación realizado por Kuşyılmaz & Topkaya en el año 2013, manifiesta que el uso de factores que modifican la respuesta conduce a diseños más económicos, relacionando así con el incremento de diagonales excéntricas en las estructuras que denotan la reducción de los elementos estructurales dando como resultado edificaciones más económicas. El diseño de estructura con arriostramientos excéntricos, fueron tomados como elementos básicos de tipologías estructurales capaces de satisfacer las filosofías modernas de diseños sismo resistentes, lo cual se considera parte fundamental en el desarrollo de los cálculos manuales (Kuşyılmaz & Topkaya, 2013). El presente trabajo pudo utilizar los beneficios de los marcos arriostrados excéntricamente. Esto se debe a que pueden complementarse con los enfoques descritos por (Okazabi & Engelhardt, 2009). Una ventaja de esto es una

mayor rigidez elástica y energía disipada durante eventos sísmicos. Además, los edificios en regiones de alta sismicidad pueden mejorar estas propiedades debido a su alta rigidez elástica y ductilidad. Estas propiedades son ideales porque mejoran el desplazamiento cuando se implementan riostras excéntricas adicionales de acuerdo con el estándar del Instituto Estadounidense de Construcción en Acero, o AISC por sus siglas en inglés. El parámetro más importante que se tiene en cuenta al implementar estos tirantes es la relación de longitud; esto se debe a que cuantifica el comportamiento en los enlaces elásticos. Además, el éxito de los pórticos arriostrados excéntricamente se atribuye al hecho de que la excentricidad actúa como un fusible que soporta grandes deformaciones inelásticas. En consecuencia, la energía se puede disipar a través de la deformación plástica a través de conectores conocidos como capas que están diseñadas idealmente para soportar el esfuerzo cortante dentro del sistema.

## **2.1. Conceptos básicos**

- **Estructuras**

Una estructura es un conjunto de componentes conectados de manera resistente a las fuerzas que actúan sobre ella durante el transcurso de su vida útil prevista. Estos componentes deben cumplir con criterios bien definidos relacionados con la estabilidad, rigidez, ductilidad y resistencia. El propósito principal de la estructura es garantizar la seguridad; por lo general es un ensamblaje monolítico de partes.

- **Estructura metálica**

Es un conjunto de elementos estructurales metálicos, generalmente de acero, unidos entre sí para formar una estructura que sea capaz de soportar diferentes tipos y estados de carga.

- **Estructuras especiales y esenciales**

Son las estructuras que, luego de un sismo, deben permanecer cumpliendo su función operativa para atender emergencias.

- **Período de vibración**

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada

luego de un ciclo de oscilación. El Período de vibración fundamental es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

- **Piso blando**

Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

- **Piso débil**

Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

- **Rigidez lateral de piso**

Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

- **Semi espacio**

Se define como aquella profundidad que no ejerce participación en la respuesta dinámica del sitio cuyo contraste de impedancia es menor o igual que 0.5 ( $\alpha \leq 0.5$ ).

- **Sismo de diseño**

El uso de espectros de respuesta de diseño, como los diseños de terremotos, permite modelar el entorno tectónico, geológico y geotécnico de un sitio. Un edificio en un sitio que ha sido analizado o mapeado para eventos sísmicos con un 50% de probabilidad en 475 años, o 10%, se consideraría en riesgo de daño por actividad sísmica. Una ubicación con esta designación necesitaría utilizar estructuras y materiales resistentes a los terremotos.

- **Sistemas de control de respuesta sísmica**

Existen tres categorías de sistemas de protección sísmica en edificios: sistemas de aislamiento, sistemas de disipación de energía pasiva y sistemas de control activo. Estos sistemas reducen la susceptibilidad del edificio a sufrir daños al eliminar parte de la energía sísmica original. Esto hace que el edificio sea más estable en caso de un gran terremoto.



- **Sobre resistencia**

La bisagra de plástico indica una resistencia superior a su valor especificado; esto se debe a la sobre resistencia. El factor de super resistencia en el acero se calcula utilizando el cambio en el límite elástico, el endurecimiento por deformación y el aumento de la resistencia debido al confinamiento del hormigón.

- **Z (factor)**

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

- **Zonas disipativas**

Partes predefinidas de una estructura disipativa donde se localiza principalmente la aptitud estructural a disipar energía (también llamadas zonas críticas).

- **Zonas sísmicas**

Ecuador se divide en seis zonas sísmicas caracterizadas por el valor del factor regional Z. Todo el territorio ecuatoriano está clasificado como de amenaza sísmica alta, con excepción del noreste que tiene amenaza sísmica moderada y la costa ecuatoriana que presenta amenaza sísmica. muy alto.

## **2.2. Categoría de diseño sísmico**

Para determinar los requisitos de resistencia sísmica que debe cumplir una estructura, la misma debe ser designada a una categoría de diseño. Esta asignación se basa en el potencial de riesgo telúrico que puede tener la estructura. Los parámetros que influyen en la categorización son el nivel de amenaza del terreno, el tipo de suelo, la ocupación y uso de la estructura

## **2.3. Construcciones de acero**

El acero tiene 3 grandes beneficios cuando se usa en la construcción de estructuras:

- Puede soportar grandes cargas.
- Flexible y se puede doblar sin romperse bajo ciertas cantidades de fuerza
- Los edificios de acero pueden flexionarse y moverse con las fuerzas del viento y sismo sin romperse.

Los edificios de acero pueden deformarse sin romperse, gracias a su plasticidad. Esta propiedad permite que el edificio cambie de forma, advirtiendo a las personas que están dentro de la edificación que deben salir. Las estructuras de acero no suelen colapsar, pero en muchos casos se comportan mejor que otros materiales en la actividad sísmica. No se comportan bien a altas temperaturas, como en incendios, debido a que sus propiedades pierden integridad. (Carrillo, 2016).

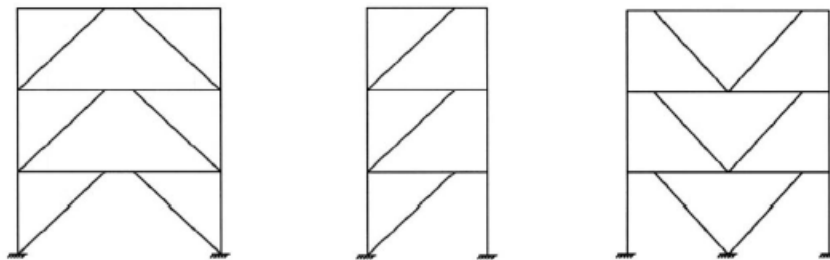
Con el tiempo, las estructuras de acero han evolucionado y mejorado. Esto ha llevado a la creación de diferentes estructuras sismorresistentes, que no difieren solo en su comportamiento durante un sismo, sino también en su construcción, función y costo, esto permite al ingeniero estructural elegir la mejor opción para su situación (Cárdenas, 2018).

Los edificios de acero que se elevan en lo alto del cielo tienen su estabilidad asegurada por la rigidez de las diagonales excéntricas y concéntricas ubicadas en los marcos de los edificios. Estas diagonales pueden estar formadas por materiales laminados o compuestos, y pueden proporcionar una estructura más estable y un comportamiento más resistivo capaz de soportar las fuerzas horizontales provocadas por los movimientos del viento y sismo (Aguilar, 2015).

#### 2.4. Características generales marcos excéntricos

Un marco arriostrado excéntricamente tiene sus diagonales separadas por un eslabón. Este enlace está destinado a tomar las deformaciones inelásticas de un terremoto, fusionándose mientras otros elementos del marco permanecerán en el rango elástico. Los EBF pueden tener diferentes configuraciones, como se muestra en la Figura 1. En este estudio se cambió la configuración en V invertida. (García et al., 2019).

**Figura 1** *Diversas configuraciones de EBF (Oyarzún, J. 2012).*



Los marcos excéntricos se caracterizan por poseer una rigidez similar a los marcos concéntricos en el rango elástico y una ductilidad similar a la de los marcos rígidos de momento, por lo tanto, puede decirse que son una combinación de ambos (García et al., 2019).

## **2.5. Comportamiento estructural de la excentricidad**

El marco del zapato está rígido por la longitud de la parte diagonal. A medida que el zapato se dobla y tuerce, se pueden formar bisagras de plástico en el área de las diagonales o en los extremos de las mismas diagonales. Las juntas que se forman en esta área están determinadas por las condiciones de rendimiento que estaban presentes en el momento de la producción. Las cargas causadas por la diagonal pueden ser fuertes, ya que las fuerzas de corte y flexión también están presentes en esta parte del zapato (Aguilar, 2015).

## **2.6. Elementos estructurales**

### **2.6.1. Enlace**

Hay tres tipos de enlaces: cortante, flexión y enlaces intermedios. La longitud del enlace determina su función: los enlaces de corte tienen la longitud más corta y están diseñados para absorber energía en la falla. Los enlaces de flexión tienen longitudes más largas y están diseñados para absorber energía durante la flexión. Los enlaces intermedios tienen longitudes entre los dos extremos y se puede esperar que absorban energía durante el corte y la flexión. Este estudio logró enlaces cortados porque se ha demostrado que pueden disipar bien la energía (Conde, 2017).

### **2.6.2. Columnas**

Las columnas en un edificio alto están de acuerdo con AISC 341-10 (American Institute of Steel Construction) por sus siglas en inglés, de modo que la fuerza de compresión que debe soportar la columna es igual a la fuerza de corte que producirían todos los enlaces del piso superior a la vez. Esto crearía un diseño de columna fuerte, evitando que el piso ceda o forme bisagras (Rodas, 2014).

### **2.6.3. Viga fuera del enlace**

La viga fuera del enlace debe soportar el momento y fuerza axial que se produce producto de la plastificación del enlace. Por lo general el enlace y la viga fuera del enlace corresponden al mismo miembro estructural (Conde, 2017).

### **2.6.4. Diagonal**

El enlace entre las vigas es de plástico, y esto genera una fuerza axial en la diagonal. La diagonal también está sometida a esfuerzos de flexión, por lo que se diseñan como elementos viga-columna. Se cree que aproximadamente el 25% del momento total es generado por la unión de cortante que cede en la diagonal, de acuerdo con (Oyanzun, 2018).

## **2.7. Descripción del funcionamiento de las diagonales**

Las diagonales de arriostramiento son parte de la estructura de un edificio y están destinadas a resistir vientos y terremotos. Deben ser lo suficientemente fuertes para cumplir las normas nacionales e internacionales, que permitan que el edificio se doble sin romperse. La energía de los temblores se disipa a través del mecanismo de columna fuerte de viga débil, lo que hace que las vigas, los soportes y las conexiones sean más débiles que las columnas principales (Aguilar, 2015).

Estas diagonales deben distribuirse simétricamente en todo el perímetro del edificio para garantizarles la suficiente rigidez y resistencia, salvo determinados criterios, tanto funcionales como estructurales. Para lograr un funcionamiento eficiente de las diagonales, se debe considerar el ángulo de inclinación, y se recomienda que su valor esté entre 30 y 60° para facilitar la construcción de la conexión entre el soporte y el marco (Blanco M. , 2015). Para un correcto diseño estructural y una adecuada respuesta sísmica de las diagonales, se debe asegurar que, aunque puedan sufrir algún daño, otros elementos de la estructura, como vigas y columnas, estén debidamente diseñados para soportar cargas verticales.

La disipación de energía se produce a través de un fuerte mecanismo de la columna.

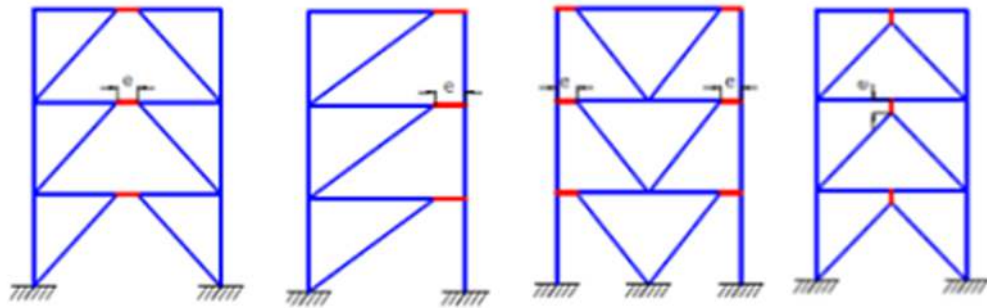
- Las vigas débiles, que hacen que esta disipación se concentre en la viga, soporte y conexión. “Para que una estructura sea considerada un pórtico con diagonales, el sistema diagonal debe absorber al menos el 75% del cortante de cimentación en cada dirección.” NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) tiene en cuenta que se aplica cortante de cimentación. fuerza

total debida a cargas laterales (terremoto o viento) en la parte inferior de la estructura.

## 2.8. Diagonales excéntricas

Son las que no se pueden conectar en la viga, pero dejan un espacio libre llamado excentricidad Figura 2.

**Figura 2** Tipos de diagonales excéntricas (Crisafulli, 2008).



La viga absorbe grandes momentos de flexión y torsión debido a la irregularidad de la viga. Esto hace que la estructura sea muy estable y flexible. El arriostramiento diagonal es mejor que el arriostramiento concéntrico, porque proporciona resistencia y rigidez a la estructura, además de permitir que el edificio se doble sin romperse. Este arriostramiento tiene que estar en la viga; si la excentricidad está en la columna, el piso podría ser flexible, y si falla la columna, las consecuencias serían peores que si fallara la viga.

## 2.9. Tipos de diagonales

Según Aguilar (2015) clasifica las diagonales de la siguiente manera:

- **Diagonales esbeltas**

Son las tensiones críticas resultantes del pandeo elástico del sistema menor que Límite elástico, que se caracteriza principalmente por una correspondiente disminución de la resistencia y la rigidez debido al pandeo.

- **Diagonales robustas**

Su respuesta a la compresión está dada por la fluencia diagonal y el pandeo, creando una rótula plástica en el centro del elemento, lo que resulta en una menor capacidad de disipación de energía.

- **Diagonales Intermedias**

Su comportamiento se define entre diagonales esbeltas y robustas. Por tanto, la reducción de rigidez y resistencia que presentan debe ser menor que la diagonal esbelta y mayor que la diagonal robusta.

### **2.10. Formas de la sección**

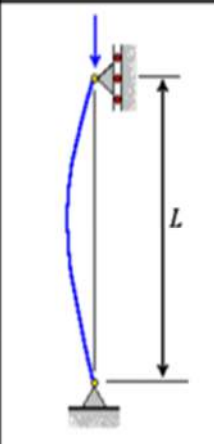
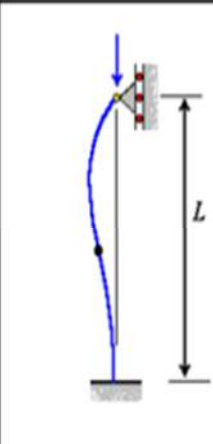
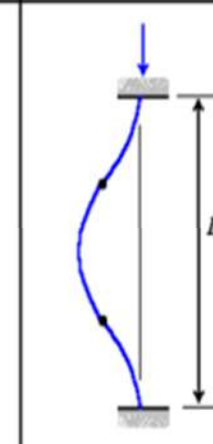
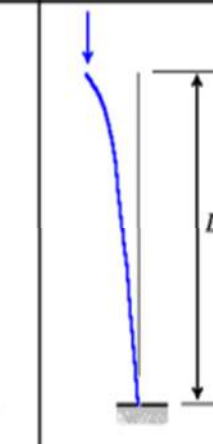
Las líneas diagonales tienen diferentes comportamientos dependiendo de su forma. Las diagonales redondas o cuadradas usan menos material y son más baratas, pero el comportamiento de las vigas en I, las secciones de canal u otras diagonales no es no obstante mejor. Es importante considerar la eficiencia del segmento de las líneas diagonales al analizar su comportamiento estructural (Aguilar, 2015).

Cuanto menor sea el tamaño de la porción de análisis, mejor. La relación ancho-espesor está relacionada con la posibilidad de pandeo en los arriostramientos de apoyo. Cuanto más compactas sean las secciones, más energía pueden disipar y el pandeo sería un problema menor.

### **2.11. Condiciones de conexión de las diagonales**

La conexión entre la diagonal y el marco afecta el efecto de pandeo y por lo tanto la longitud efectiva de la riostra. La longitud efectiva está determinada por:  $K l$  ( $K$  es el factor de longitud efectiva y  $l$  es la longitud diagonal) y puede determinarse mediante Los valores se muestran en la Figura 3:

**Figura 3** Coeficiente de longitud efectiva (Mantilla, 2015).

Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
			
$L_e = L$	$L_e = 0.699L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 2L$
$K = 1$	$K = 0.699$	$K = 0.5$	$K = 2$

- **Supuestos estáticos**

Todas las cargas que actúan sobre la estructura se aplican lenta y gradualmente hasta alcanzar su máxima magnitud, donde permanecen constantes. Dado que la carga no varía con el tiempo, esta suposición puede ignorar las fuerzas de inercia, como las fuerzas de amortiguamiento debido a pequeñas aceleraciones y velocidades insignificantes (Muñiz & Alarcón, 2019).

- **Suposición lineal**

Comportamiento lineal siguiendo la ley de Hooke Estructura, la fuerza aplicada es proporcional a la deformación producida. Se hacen suposiciones de linealidad cuando: Los elementos de la estructura obedecen la ley de Hooke, cuando los desplazamientos resultantes son lo suficientemente pequeños como para ignorar el cambio en la rigidez, si las condiciones de contorno no cambian durante la aplicación de la carga. Estas cargas deben permanecer constantes en magnitud, dirección y distribución (Tamayo & Agudelo, 2015).

## 2.12. Método de análisis

El diseño de estructuras sísmicas se basa en el método de la fuerza, donde Tratan las rigideces y las fuerzas que actúan sobre la estructura como datos iniciales que pueden determinar el desplazamiento horizontal permitido por la normativa provocado por

eventos sísmicos (Aguilar, 2015). Los estándares NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y ASCE 7 (American Society of Civil Engineers) por sus siglas en inglés, establecen métodos para analizar estructuras resistentes a eventos sísmicos, incluyendo: análisis lineal estático, análisis modal espectral, análisis no lineal.

### **2.12.1. Análisis lineal estático:**

El proceso de este análisis es encontrar una fuerza horizontal que actúe sobre la estructura. Utiliza ciertos parámetros que dependen de Estructura como material, ubicación, geometría, sistema estructural utilizado (SCBF, EBF, SMRF, etc.). Esta fuerza lateral actuante se denomina cortante basal (Rodas, 2014).

### **2.12.2. Análisis modal espectral:**

Este análisis representa el efecto de las cargas dinámicas sobre la estructura, el cual se obtiene del espectro de respuesta, el cual ayuda a calcular las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. El espectro de respuesta representa la relación entre aceleraciones estructurales y periodos naturales conocidos (Tamayo & Agudelo, 2015). Este tipo de análisis se usa más comúnmente para cualquier tipo de diseño sísmico. estructura.

### **2.12.3. Análisis no-lineal**

El análisis estático no lineal, emplea espectros de respuesta elástica y convierte modelos MDOF (Sistemas de múltiples grados de libertad) a un modelo equivalente SDOF (sistemas de un grado de libertad). Los resultados obtenidos son desplazamiento máximo, derivas de piso, fuerzas y la demanda global de la estructura. Un análisis estático de cargas laterales incrementales implica aplicar cargas laterales progresivamente crecientes a la estructura hasta que se desarrolle su mecanismo de falla. En comparación con los métodos de tiempo histórico (Muñiz & Alarcón, 2019), este tipo de análisis proporciona resultados válidos.

- **Capacidad**

Para evaluar la capacidad de una estructura existente, se debe obtener una curva de capacidad, la misma que define el ciclo de histéresis, es decir, en la carga y descarga de elementos, la curva de histéresis es un diagrama tensión-deformación que indica el



grado de deterioro sufrido por el material estructural previo a la evaluación (Quizanga et al., 2020).

- **Demanda**

La demanda en la estructura depende del sismo en particular, para representarlo, para hacer la curva de demanda, no es más que el espectro de respuesta dividido por el factor de reducción de la resistencia  $R$ , es decir, cuanto más extensa sea la estructura, más tiempo tendrá que evitar. daños significativos, por lo que habrá mejores comportamientos (Muñiz & Alarcón, 2019).

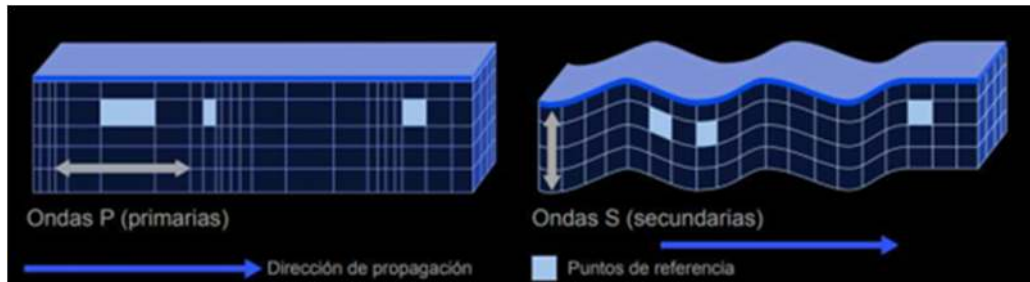
### **2.13. Sismicidad: Generalidades**

Bernal y Tavera (2002) mencionan que la superficie cambiante de la Tierra, que se puede ver a través de la actividad sísmica, es una de las manifestaciones más claras de la existencia en el planeta que habitamos. Se ha observado durante mucho tiempo y ha sido estudiado de cerca por los humanos debido a su importante impacto en diferentes regiones del planeta. Diferentes regiones del planeta exhiben diferentes características en cuanto a la actividad sísmica; esto se debe a que las placas convergen en lugares específicos. Se considera que Perú tiene un alto potencial sísmico debido a la reciente deformación del oeste de América del Sur. Esto se debe a que la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana convergen en zonas de convergencia de placas. Los frecuentes movimientos sísmicos de las placas y la alta velocidad provocan este efecto. En consecuencia, ha habido frecuentes terremotos en Perú debido a estas zonas de convergencia de placas.

Grases (2014) señala el desplazamiento de las placas tectónicas a lo largo del tiempo produce liberaciones de energía. Estas liberaciones pueden ubicarse e incluso definirse mediante parámetros que caracterizan eventos con puntos focales: el lugar donde la energía se libera y comienza a estallar. El punto focal a menudo se encuentra en un área diferente a la ubicación del terremoto. Su ubicación puede determinarse consultando coordenadas y medidas de profundidad. Su posición en la superficie terrestre se conoce como epicentro. El epicentro puede verse afectado por interacciones de placas sísmicas. Cambiar el enfoque de la roca hace que libere presión en muchos kilómetros de espacio. Esto da como resultado varios tipos de ondas, incluidas las ondas corporales, también conocidos como ondas P y S, que las estaciones de registro detectan primero. Estos son causados por compresión o corte en

una dirección perpendicular a la propagación de la onda. Debido al desplazamiento de las moléculas de un medio, también se crean ondas superficiales. Estas ondas viajando a lo largo de la superficie hasta una profundidad mínima; la figura 4 y figura 5 muestra la onda de Rayleigh. Esta onda viaja en un patrón elíptico en un plano sustancialmente vertical. Por otro lado, la ola de Amor viaja en un plano horizontal, su amplitud disminuye al aumentar la profundidad.

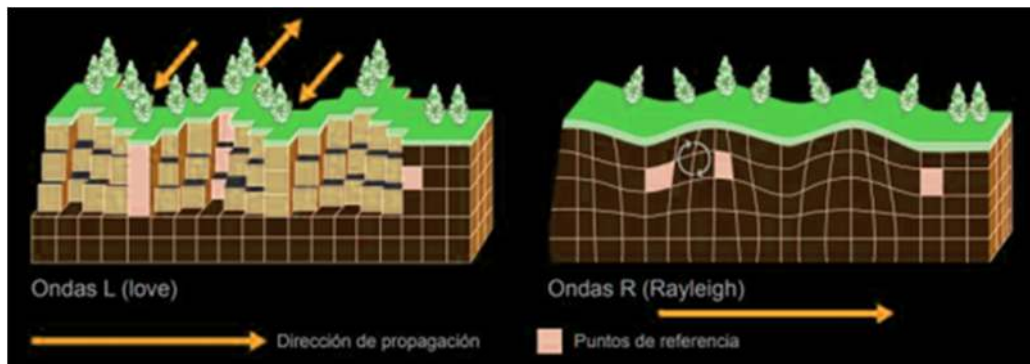
**Figura 4** Ondas profundas (Garces, 2014).



### 2.13.1. En ondas de cuerpo propagándose dentro de un planeta

Las ondas S no se propagan en medios líquidos. Fuente: Extraído de Earthquake Threat. estrategias de prevención. Ingeniería Sísmica - Banco de Desarrollo de América Latina (Grases, 2014).

**Figura 5** Ondas superficiales (Garces, 2014).



### 2.13.2. Ondas superficiales de terremotos

Provocan el desplazamiento de grandes cantidades de agua en distancias de miles de kilómetros. Fuente: Extraído de Earthquake Threat. Estrategias de prevención. Ingeniería Sísmica - Banco de Desarrollo de América Latina (Grases, 2014).

#### **2.14. Amenaza sísmica**

Guzmán (2015) infiere a la amenaza o peligro sísmico como un concepto de que un fenómeno físico con características potencialmente dañinas se presenta dependiendo de la probabilidad de ocurrencia de la intensidad sísmica a la que serán castigados los hogares, cabe señalar que esta intensidad es directamente relacionada con la magnitud del sismo, proporcional a la geología, topografía y características del suelo del área. Entender y conocer el concepto de peligrosidad sísmica, permite analizar su impacto en las estructuras con el fin de desarrollar mejores diseños sísmicos e identificar y seleccionar el sitio más adecuado para la construcción de estructuras evitando áreas de relleno, áreas de deslizamiento, hundimiento y fallas geológicas. La ejecución de estos conceptos ayudará a reducir la amenaza de una nueva construcción. Sin embargo, en la estructura existente, estableceremos una relación proporcional a la vulnerabilidad.

#### **2.15. Efectos del sismo en las estructuras**

Bonett (2003) argumenta que, para comprender el comportamiento estructural de un edificio de hormigón armado bajo carga, es necesario comprender las propiedades de los elementos que lo componen. La respuesta inelástica de las estructuras de hormigón armado bajo cargas sísmicas se caracteriza por una reducción de la rigidez y deformación permanente de los elementos. Las cargas cíclicas pueden producir daños debido a las etapas de carga, descarga y recarga, esto resulta principalmente en la falla del elemento por tensión y compresión.

Así mismo, se conceptualiza el daño como la medida en que los fenómenos naturales causan daño a los seres humanos, los bienes y servicios que proporcionan. La estrecha relación con la deformación inelástica es evidente si relacionamos el daño con la estructura.

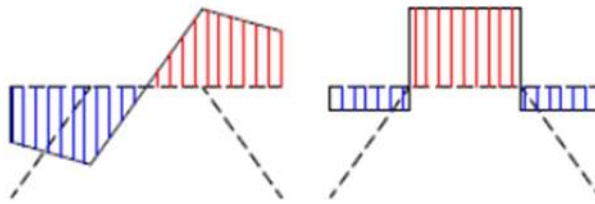
Por estas razones, a lo largo de la historia del diseño estructural y la experiencia adquirida, ha sido posible establecer consideraciones no lineales para estos materiales constituyentes en la evaluación del comportamiento sísmico. Estos comportamientos se estudian mediante la realización de pruebas de laboratorio y/o procedimientos analíticos que observan el comportamiento de los materiales. Sin embargo, establecer los parámetros para medir el daño siguen siendo complejos y no tienen estándares.

## 2.16. Comportamiento estructural de la excentricidad

La longitud de la excentricidad es muy importante porque de ella depende la rigidez del pórtico bajo análisis, cuando la excentricidad es muy pequeña comparada con la longitud total de la viga, la rigidez lateral del pórtico y la estructura es muy alta, casi como un pórtico con diagonales concéntricas; por el contrario, si la longitud excéntrica es grande, la rigidez lateral del sistema disminuye, que puede compararse con la de un marco sin apoyo.

Durante un sismo, esta excentricidad está sujeta a importantes esfuerzos cortantes y de flexión debido a las cargas resultantes, ya medida que aumentan estos esfuerzos, se crean rótulas plásticas en esta zona o en los extremos de las diagonales, las cuales están determinadas por las condiciones de equilibrio. La fluencia ocurre simultáneamente (en la región excéntrica) como plastificación por flexión y rótulas de corte, figura 6.

**Figura 6** Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en la excentricidad (Crisafulli, 2008).



A partir de esta condición de equilibrio, la excentricidad se puede clasificar como sigue:

- Offset Corto: Estas son las rótulas en corte, producidas en la viga.
- Long Offset: Son las excentricidades que forman la rótula plástica debido a la flexión diagonal, producido en los extremos que están conectadas diagonalmente con las vigas.

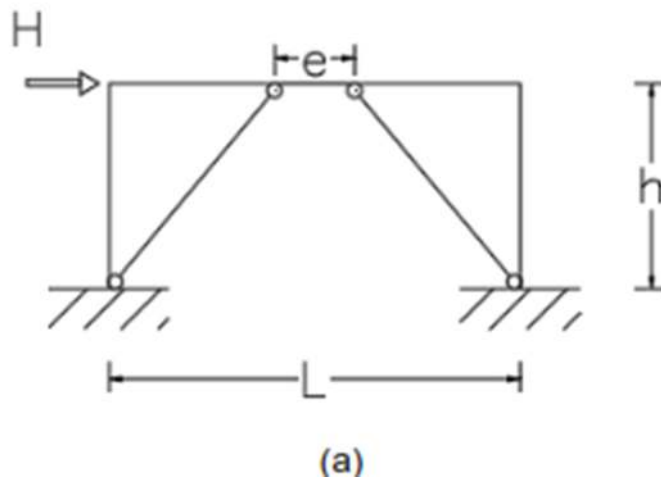
Normalmente, la longitud de diseño de la excentricidad es corta para crear una rótula de cortante, ya que algunos datos experimentales muestran que la fluencia se distribuye de manera regular a lo largo de la sección transversal, por lo que la deformación plástica que se produce es menor que la que se produce con una rótula larga con excentricidad. En este caso, la falla es causada por la fractura del material. Sin embargo, la longitud de la excéntrica también está determinada por el diseño arquitectónico y funcional de la estructura.

Los tipos estructurales de pórticos arriostrados excéntricamente consisten en columnas, vigas y arriostramientos diagonales. Además, estos marcos tienen como característica distintiva que al menos un extremo de cada riostra diagonal está conectado de tal manera que la fuerza de la riostra diagonal se transmite por corte y flexión de los elementos de enlace.

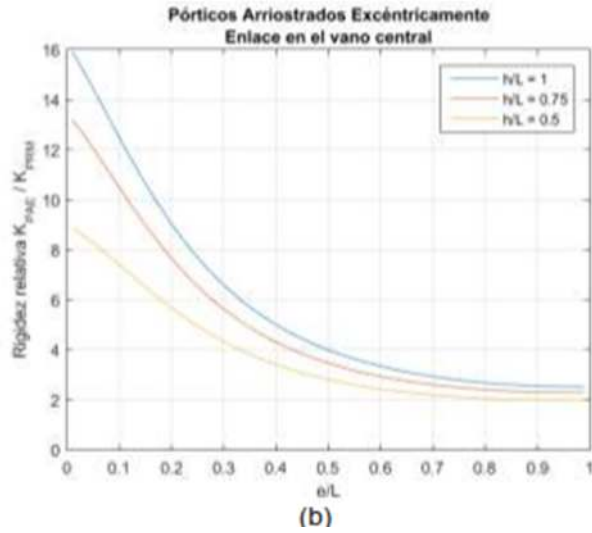
Los pórticos arriostrados excéntricamente pueden proporcionar una rigidez elástica comparable a los pórticos arriostrados concéntricos, especialmente cuando se utilizan eslabones cortos (Roeder & Popov, 1978). Produce ductilidad y capacidades de disipación de energía dentro de un rango inelástico, comparable a los marcos de flexión especiales, siempre que los enlaces no sean demasiado cortos (AISC/ANSI, 2016).

En el trabajo de Hjelmstad y Popoven el año 1984, se investigó la variación de la rigidez lateral de un pórtico con arriostramiento excéntrico, en relación con la rigidez de un pórtico sin diagonales, en función del valor de la longitud del eslabón y para diferentes luces con valor de las longitudes. El marco de la Figura 7 es el que demuestra estos cambios, como se muestra en la Figura 8, cuando se utilizan eslabones cortos, la rigidez lateral es mayor, lo que es mejor para controlar la deriva del piso. La variable  $K_{PAE}$  es la rigidez lateral del pórtico arriostrado excéntricamente, y la variable  $K_{PRM}$  es la rigidez lateral del pórtico a flexión. (Hjelmstad & Popov, 1984)

**Figura 7** Pórtico de estudio (Cagua et al., 2021).



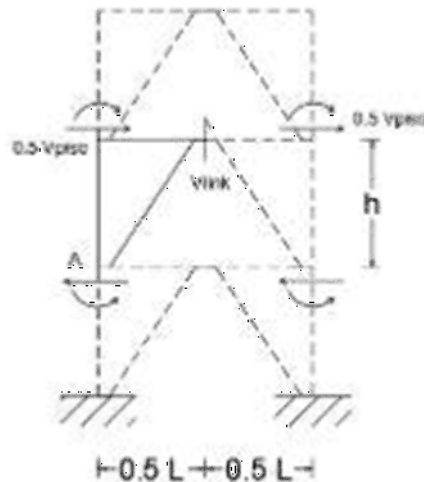
**Figura 8** Variación de la rigidez lateral entre el pórtico con arriostramiento excéntrico versus la rigidez lateral el pórtico a momento (Cagua et al., 2021).



Según (Popov et al., 1987) existe una relación entre el cortante de conexión  $V_{Link}$  y el cortante estático de diseño para cada piso, acumulado desde la parte superior hasta el nivel correspondiente del piso de la estructura  $V_{Piso}$ . La relación anterior se puede expresar mediante la Ecuación 1, que se puede aproximar a partir del equilibrio de fuerzas en el extremo A del marco en la Figura 9.

$$V_{Link} = \frac{h}{l} * V_{Piso} \quad (1)$$

**Figura 9** Aproximación de diagrama de cuerpo libre (Popov et al. 1987).

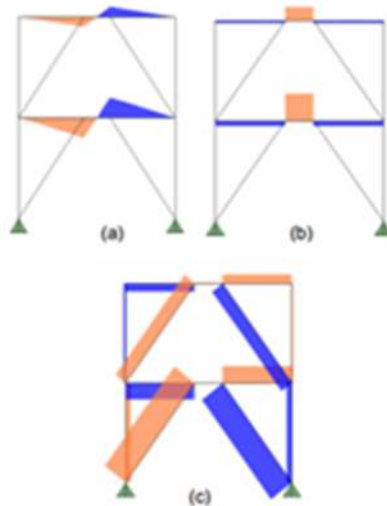


Esta ecuación es una aproximación para obtener la fuerza en el enlace a través de variables conocidas.

## 2.17. Respuesta sísmica de las diagonales excéntricas

Cuanto más alto y delgado es un edificio, mejor es este sistema de arriostramiento. La energía disipada en el acero se debe a que la viga se dobla alejándose del centro. La disipación ocurre debido a las fuerzas cortantes y de flexión creadas en el apoyo, debido a la excentricidad de la viga Figura 10 (Cagua et al., 2021).

**Figura 10** Diagramas de solicitaciones por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales (Crisafulli, 2008).



El piso no debe colocarse sobre las columnas del edificio porque la flexibilidad sería demasiado grande. Las fuerzas axiales producidas por los terremotos pasan a través del sistema descentrado del piso, viga o columna. La elasticidad y flexibilidad del edificio se verían afectadas por esto, por lo que el posicionamiento debe estar bien pensado. Las diagonales están diseñadas para no doblarse, y los esfuerzos cortantes y de flexión de la acción de los terremotos hacen que se formen bisagras de plástico en los extremos de la diagonal. Estas bisagras de plástico se forman en áreas que no cierran la estabilidad y resistencia de la estructura del edificio. (Cagua et al., 2021).

## 2.18. Diseño con diagonales excéntricas

### 2.18.1. Capacidad de carga axial y flexión

La capacidad axial del elemento ( $P_n$ ) viene dada por la expresión de la Ecuación 2, donde  $F_{cr}$  corresponde al esfuerzo crítico de Euler y  $A_g$  representa el área de la sección transversal. La capacidad portante axial está relacionada con la relación de

esbeltez del elemento  $\lambda$ , calculada a partir de la Ecuación 3, que a su vez depende de los factores de la longitud efectiva  $K$ , la longitud  $L$  y el radio de giro  $r$ .  $E_s$  es el módulo de elasticidad del material y  $F_y$  es el límite elástico. Vale la pena enfatizar la importancia del pandeo como factor que produce inestabilidad elástica en elementos a compresión y es crítico en elementos alargados.

$$P_n = F_{er} * A_g \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{K*L}{r} \quad (3)$$

$$F_{CT EULER} = \frac{\pi^2 * E_s}{\left(\frac{K*L}{r}\right)^2} \quad (4)$$

$$F_{CT EULER} = < 0.44 * F_y \rightarrow F_{Cr} = 0.877 * F_{CT EULER}$$

$$F_{CT EULER} = < 0.44 * F_y \rightarrow F_{Cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_{CT EULER}} * F_y \quad (5)$$

El factor de longitud efectivo  $K$  para una columna de marco no arriostrada se puede calcular usando la Ecuación 6, que depende de la rigidez rotacional del nudo y sus condiciones de contorno, para las cuales efecto, calculado usando la Ecuación 7.

$$K = \sqrt{\frac{1.6 * G_A * G_B + 4 * (G_A * G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (6)$$

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E * I}{L}\right)_b} \quad (7)$$

Donde  $G_A$  y  $G_B$  son las rigideces rotacionales de los nodos inicial y final, respectivamente,  $I$  es la inercia de la sección,  $L$  es la longitud del elemento y los subíndices c y b representan columnas y vigas, respectivamente. Si el extremo de la columna tiene un soporte fijo, puede tomar el valor de  $G = 10$ , Si tiene  $G = 1$  en ese borde fijo.

La capacidad nominal a corte ( $V_n$ ) se determina con la ecuación (8)

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w C_{v1} \quad (8)$$



Donde  $A_w$  es el área del elemento resistente al cortante; en el perfil I,  $A_w$  se supone que es el área de la red y se calcula mediante la Ecuación 9;  $C_{v1}$  es un factor de resistencia al cortante determinado por la Ecuación 10.

$$A_w = (d - 2 * tf) * t_w \quad (9)$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}$$

$$C_{v1} = 1$$

$$\text{Caso contrario } C_{v1} = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}}{h/t_w} \quad (10)$$

### 2.18.2. Demandas de carga laboral

Hasta ahora, se han resumido las fórmulas para calcular las capacidades axiales, cortantes y de flexión de los elementos. Además, es necesario calcular los requisitos de los elementos mediante un análisis sísmico que permita determinar las cargas laterales y un análisis estático que permita determinar el efecto de las cargas gravitatorias sobre cada elemento debido a la estructura.

Para verificar la demanda y la capacidad de los componentes, con base en el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) por sus siglas en inglés, es necesario cumplir que:

$$\phi * R_n \geq \sum \gamma_i * Q_i = Q_u \quad (11)$$

Donde  $\phi$  es el factor de reducción de la capacidad nominal  $R_n$ ;  $\gamma$  es el factor que amplifica la influencia de la carga;  $Q_i$  Corresponde a la carga aplicada;  $Q_u$ , es la carga final o efecto sobre el elemento con la solicitud de ampliación.

La capacidad de un miembro para soportar cargas axiales y de flexión simultáneas se determina evaluando la acción simultánea de las cargas axiales y de flexión, como se muestra en las Ecuaciones 12 y 13, dependiendo de los valores elegidos de  $P_u$  y  $P_n$ .

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi * P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi * P_n} + \frac{8}{9} * \frac{M_u}{\phi * M_n} \leq 1 \quad (12)$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi * P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2 * \phi * P_n} + \frac{M_u}{\phi * M_n} \leq 1 \quad (13)$$

En la fórmula,  $P_u$  es la carga última del elemento,  $P_n$  es la carga nominal del elemento,  $M_u$  es el momento último del elemento,  $\phi$  es el factor de reducción de la capacidad nominal y  $M_n$  es el momento nominal resistente de los elementos.

En un pórtico doble, a saber, un pórtico a flexión y un pórtico arriostrado excéntricamente, es importante determinar si las uniones viga-columna del pórtico a flexión satisfacen el principio de viga débil-columna fuerte. La fórmula 14 permite calcular este principio asegurando que las columnas sean más fuertes que las vigas y proporcionen la base para el diseño por capacidad.

$$\frac{\sum M_{pv}}{\sum M_{pc}} \leq 1.0 \quad (14)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{col} * (F_y - \frac{P_{uc}}{A_g}) \quad (15)$$

$$\sum M_{pv} = \sum (1.1 * R_y * F_y * Z_{viga} + M_{u_{viga}}) \quad (16)$$

Donde  $\sum M_{pc}$  es la suma de los momentos plásticos nominales de la columna que llegan al nudo;  $\sum M_{pv}$  es la suma de los momentos plásticos nominales de la viga que llegan al nudo  $Z_{col}$  y  $Z_{viga}$  son módulos de plástico para columnas y vigas  $P_{uc}$  es la carga axial requerida por la columna (debe incluir la envolvente) cuando se usa la combinación de carga de la columna. resistencia);  $A_g$  es el área total de la sección;  $R_y$  es el factor de tensión Cedencia posible (para A36, el valor es 1,3 según NEC-SE-AC 2015),  $M_{u_{viga}}$  es un momento adicional basado en la combinación de carga (generada por fuerzas cortantes locales en el área de la junta plástica, posiblemente multiplicada por la distancia a la junta o nodo).

### **2.19. NEC-SE-DS: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente)**

Ecuador tiene sismos frecuentes, por lo que el Capítulo 2 de esta norma contiene métodos y requisitos para el diseño sísmico. Cuando se aplica a las estructuras, este capítulo calcula el tamaño de los elementos de construcción y los sistemas estructurales. Esto es para que puedan dar cuenta de los terremotos en caso de que estén sujetos a una alta actividad sísmica en Ecuador.

### **2.20. Altura de piso**

La medida del nivel del suelo terminado al nivel superior terminado es la altura vertical. Esto se refiere a la distancia entre la parte inferior de un piso o losa a nivel del suelo y la parte superior de una losa horizontal. Cuando esta medida se toma al nivel de la raíz del techo, o al nivel de su impermeabilización, estará inclinado debido a la pendiente. En caso contrario, se tomará a nivel de los elementos impermeabilizantes de una cubierta plana. Las NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) permite medir las paredes adyacentes a un piso elevado en los casos en que la altura del piso anterior es superior a 6 metros. En casos, se pueden calcular dos estos pisos considerando la altura del nuevo piso más las medidas adicionales de las paredes adyacentes.

### **2.21. Acelerogramas**

Registro de una serie temporal de valores de aceleración durante un terremoto. El registro prevé la aceleración más alta y el tiempo que el estímulo sísmico está activo. Se cree que la acción sísmica afecta estructuras a nivel sistémico; esto se debe a que se cree que la acción sísmica actúa sobre las estructuras a nivel sistémico. El coeficiente de importancia es alto. El grado de daño estructural y el tipo de uso previsto determina el coeficiente.

### **2.22. Cortante basal de diseño**

Enfatiza la importancia de algo al mencionarlo primero. Esto describe los estándares para la cantidad de fuerza aplicada a los cimientos de un edificio debido a un terremoto. Esta fuerza combinada se puede aplicar independientemente de si hay o no una reducción de la fuerza.

### **2.23. El piso puede cortarse bajo presión.**

El desplazamiento relativo de un piso de un edificio al siguiente se mide comparando la misma línea vertical de la estructura. Esta medida se denomina deriva de piso, que se calcula restando un extremo del piso del otro. La deriva de piso es causada por fuerzas que empujan o tiran horizontalmente de cada piso.

La capacidad de una estructura para soportar más peso sin perder fuerza o rigidez frente al peso estático, la presión lateral cíclica o incluso los terremotos se determina cumpliendo el área local. Los edificios pueden experimentar movimientos de lado a

lado, así como actividad sísmica, lo que puede hacer que las secciones se doblen. Si una sección de un edificio se dobla más de lo que se recupera, la resistencia y la estabilidad de la sección se ven afectados. El efecto secundario  $P-\Delta$  puede ser significativo cuando los extremos de los miembros han cambiado de posición. El peso vertical del edificio lo empuja hacia un lado cuando se mueve. Esto provoca una fuerza adicional dentro de la estructura, que se conoce como el efecto de peso de segundo orden.

Durante la construcción de un edificio, las condiciones del sitio tienen un gran impacto en cómo un terremoto afectaría la estructura. Los edificios expuestos a diferentes terremotos dependen del suelo local, las placas tectónicas de la tierra, la actividad sísmica pasada y la geología local.

Las propiedades dinámicas de un edificio se muestran por la fracción de amortiguamiento del 5%, un valor crítico en el espectro de respuesta del edificio. Este valor representa los efectos de un sismo sobre la estructura de forma dinámica. La estructura disipa energía. Cualquier estructura capaz de debilitarse por histéresis u otras formas de comportamiento de disipación de energía que se considera resiliente. Las estructuras importantes requieren elementos esenciales para funcionar, estas estructuras son cruciales después de un terremoto porque son los edificios que aseguran el servicio de emergencia. La fuerza de sobre resistencia aumenta la dificultad del movimiento. El factor de sobre resistencia se aplica al cortante base de diseño, este valor se compara con el cortante basal último que puede tener una estructura. La redundancia del factor examina qué tan bien una estructura puede manejar cargas fuera del rango lineal. Esto se logra comparando el esfuerzo cortante de una cimentación cuando se forma la primera rótula plástica con el esfuerzo cortante más alto en la cimentación.

Las fuerzas sísmicas requieren que los edificios se diseñen de una manera específica. Las normas establecen que el cortante basal de diseño debe distribuirse uniformemente en toda la estructura para producir fuerzas laterales según lo especificado. La histéresis de los materiales exhibe un comportamiento inelástico cuando la forma en que actúan está influenciada por su comportamiento pasado el rango elástico, la mayor parte de la energía de un material se disipa. Este término se aplica cuando dos o más propiedades materiales están relacionadas debido a una conexión pasada entre ellas

El coeficiente de reflexión se ve afectado por la diferencia de impedancia entre diferentes capas de roca. Esto se debe a que la velocidad sísmica en cada capa es

diferente, lo que corresponde a la relación de reflectividad de la capa de roca es igual a la densidad de una capa de roca dividida por su velocidad sísmica. La licuefacción es el proceso de convertir la materia sólida en un líquido.

Los sedimentos del suelo pueden perder la mayor parte de su resistencia al corte sin un drenaje adecuado. Esto sucede cuando el aumento de la presión de los poros debido a la carga no drenada hace que los espacios de los poros se expandan absorbentes. Este efecto se conoce como consolidación y puede ser causado por cargas periódicas o monótonas. El método de diseño por capacidad es una forma de diseñar algo con un propósito específico. El método de diseño examina minuciosamente diferentes partes del sistema estructural. Este método asegura que una deformación significativa haga que la energía se disipe mientras mantiene otras secciones lo suficientemente fuertes para manejar la energía.

#### **2.24. Nivel de desempeño sísmico**

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

El desempeño estructural es el estado de un edificio y sus contenidos, es decir acabados, fachadas, instalaciones, entre otras cosas después de un evento sísmico. Hay diferentes niveles de desempeño, los cuales dependen de la magnitud de daño que presenten.

La clasificación de niveles de desempeño estructural se cataloga con la certeza de resiliencia en los proyectos a través de los diferentes modelos de análisis y, por otro lado, también nos permite definir con más claridad el nivel de certificación al que cualquier proyecto puede o debe tener.

- **Totalmente operativo**

Nivel de desempeño en el cual no ocurre daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes.

- **Ocupación inmediata**

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatas después de un sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

El edificio podría presentar agrietamiento en elementos estructurales, y daños leves y moderado en elementos arquitectónicos, mientras que sistemas de evacuación y seguridad funcionarán con normalidad.

- **Seguridad de vida**

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparación importante.

Tras un sismo, el edificio presentará daño moderado en algunos elementos, pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales, además algunos contenidos no estructurales podrían presentar daños, pero el sistema permanecerá funcional.

- **Prevención de colapso**

Nivel de desempeño en el cual la degradación de rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factibles técnica o económicamente.

Podrían presentarse daños severos en elementos estructurales y fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. En el peor de los casos, sería necesario demoler el edificio.

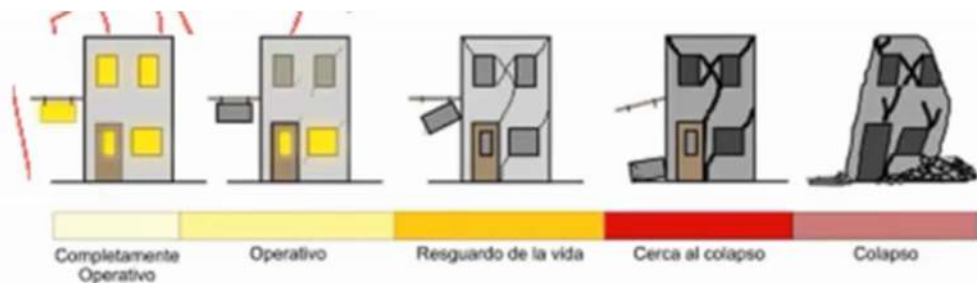
- **Colapso**

Nivel de desempeño en el cual la degradación de rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema es total produciendo el colapso de la estructura.

**Tabla 1** Estado de daño niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

**Figura 11** Niveles de desempeño (SEAOC, 1995).



## 2.10. Investigaciones desarrolladas

El comportamiento de los marcos de acero excéntricos se ha estudiado durante décadas. Tanabashi realizó el primer estudio experimental en Japón en 1974, donde propusieron pórticos excéntricos como sistema para resistir cargas sísmicas, y luego realizaron varios experimentos en Berkeley para estudiar el comportamiento de dichas estructuras utilizando enlaces horizontales. En la década de 2000, la Universidad de Texas también realizó varios experimentos de enlace de cizallamiento horizontal.

Galvez, Okazaki y Engelhardt, estos investigadores estudian el comportamiento inelástico de los enlaces bajo carga cíclica. Un estudio de NZSEE en Nueva Zelanda analizó el comportamiento de algunos edificios basados en marcos excéntricos, como Pacific Residential Tower y Club Tower, en el terremoto de Christchurch de 2011. En

dicho estudio se revisó el par de edificaciones, con su sistema de resistencia a esfuerzos laterales correspondiente al pórtico EBF, y se concluyó que en general no se encontraron problemas mayores o fallas estructurales significativas, por lo que se consideró de buen comportamiento.

La magnitud de momento del sismo es  $M_w=6.5$ , el epicentro se encuentra a 5 kilómetros de profundidad, y se encuentra a 10 kilómetros de la zona comercial de la ciudad.

Se esperan mayores deformaciones inelásticas en el área de conexión, lo que puede deberse a varios factores, entre ellos, la corta duración del sismo (solo 10 segundos), la excesiva resistencia del material y el aporte de la losa de concreto. Otros daños observados fueron el deterioro de la pintura y pequeñas deformaciones residuales en algunos eslabones. En el mismo incidente, también se estudió un edificio de estacionamiento de un hospital, y aunque en general tuvo un buen desempeño, se observaron interrupciones en algunos enlaces, como se muestra en la Figura 11 (Cárdenas, 2018).

**Figura 12** Rotura de enlaces de acero (Cagua et al., 2021)



Dada las múltiples investigaciones realizadas en el pasado que pretenden fomentar el diseño de marcos excéntricos junto con los buenos resultados de desempeño sísmico-estructural exhibidos por este tipo de estructuras y tomando en consideración la alta actividad sísmica presente en el país, es que este estudio pretende ser un aporte a las múltiples investigaciones desarrolladas en el pasado, respaldando el diseño e implementación de este tipo de sistemas sismorresistentes.

El presente trabajo representa un aporte incremental en el conocimiento del comportamiento sísmico de estructuras en base a marcos excéntricos en el país,



permitiendo incorporar este tipo de estructuras como una alternativa viable, fomentando la implementación de estructuras de acero habitacionales en el territorio tomando en cuenta la gran cantidad de daños estructurales sufridos por muchos edificios de hormigón armado durante el terremoto del año 2010 (Cárdenas, 2018).

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1 Ubicación**

El presente trabajo se realizará en las zonas urbanas del cantón Ambato Provincia de Tungurahua.

#### **3.2 Equipos y materiales**

Computadora, software especializado, libretas de apuntes, códigos referentes a la construcción.

#### **3.3 Tipo de investigación**

Es de tipo explicativa ya que describe el análisis comparativo de una estructura habitacional con diagonales excéntricas y una estructura sin diagonales excéntricas, con la ayuda de hojas de cálculo y un software especializado para la modelación y el diseño.

#### **3.4 Prueba de hipótesis - pregunta científica – idea a defender**

El análisis comparativo de una estructura habitacional con diagonales excéntricas y una estructura sin diagonales excéntricas, permitirá entender de mejor manera el comportamiento de la edificación ante la sollicitación sísmica.

#### **3.5 Población o muestra**

La población identificada a continuación, fue analizada tomando en cuenta el objeto a alcanzar, el problema e incluso la hipótesis; de este modo se determinó que se realiza una estructura habitacional de 5 pisos que representaría la tipología de las edificaciones que se desarrollan en la ciudad de Ambato.

#### **3.6 Recolección de información**

Los datos serán obtenidos de acuerdo al modelo arquitectónico propuesto, norma ecuatoriana de la construcción y normas internacionales, utilizadas para análisis de estructuras en el país.

- Planos Arquitectónicos

- NEC-SE-DS: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente)
- ASCE/SEI 7-16: (American Society of Civil Engineers)

### **3.7 Procesamiento de la información y análisis estadístico**

El presente trabajo se elaborará mediante hojas de cálculo, y un software especializado para el dimensionamiento, modelación y análisis de la estructura de acuerdo a las distintas normas que rigen la concesión estructural, NEC (Norma ecuatoriana de la construcción), FEMA (Agencia Federal De Gestión De Emergencias), por sus siglas en inglés, etc.

### **3.8 Variables respuesta o resultados alcanzados**

El incremento de diagonales excéntricas, permitirá un mejor comportamiento de la estructura y una disminución de la sección de los elementos estructurales, reduciendo el costo de la edificación.

### **3.9 Alcance**

Este trabajo de investigación se enfoca principalmente en el análisis comparativo de los sistemas estructurales habitacionales con diagonales excéntricas y sin diagonales excéntricas, ante una sollicitación sísmica, utilizando un software especializado para la investigación teórica y práctica de modelos matemáticos, según las normas ecuatorianas NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente) y ASCE/SEI 7-16 (American Society of Civil Engineers).

### **3.10. Especificaciones de la norma americana ASCE/SEI 7-16**

La norma ASCE/SEI 7-16 (American Society of Civil Engineers) detalla las consideraciones y criterios que se deben tener en cuenta al momento de diseñar edificios y otro tipo de estructuras de acuerdo a la norma estadounidenses (Muñiz & Alarcón, 2019).

### **3.12. Categorización del riesgo, clasificación de edificios y otras estructuras**

La Sección 1.5.1 de la norma (ASCE/SEI 7-16) (American Society of Civil Engineers) establece: Los edificios y otras estructuras deben clasificarse de acuerdo con el riesgo

para la vida humana, la salud y el bienestar. A cada edificio u otra estructura se le autorizará la categoría aplicable más alta (Tabla 2) o categoría de riesgo (Tabla 3).

**Tabla 2** *Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo (ASCE/SEI 7-16)*

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto las enumeradas en las Categorías de riesgo I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras, cuyo fracaso podría representar un riesgo importante para la vida humana.	III
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV que contienen sustancias tóxicas o sustancias explosivas en las que la cantidad de material excede una cantidad límite establecida por la Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.	IV

**Tabla 3** *Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras - estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos (ASCE/SEI 7-16).*

Categoría de riesgo	Factor de Importancia Sísmica, Ie
I	1.0
II	1.0
III	1.25
IV	1.50

### 3.13. Fundamentos de peligro sísmico de Ecuador norma (NEC-SE-DS)

Diseño sísmico de estructuras basado en la norma (NEC-SE-DS, 2015) (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente) proporciona a los especialistas, proyectistas y profesionales obligatorios en el campo de la construcción las herramientas de cálculo, códigos y requisitos mínimos que deben emplearse en el diseño de estructuras sísmicas. El código se refiere al método de diseño sísmico para edificios habitables, aplicando Diseño Basado en Fuerzas (DBF) en este título. Modelo matemático con análisis elástico lineal.

Para el análisis lineal de estructuras, la norma específica que el sismo de diseño debe ser Para una calificación de peligrosidad sísmica con un período de retorno de 475 años, esto protege la vida de sus habitantes. La probabilidad de superación anual del sismo de diseño es de 0.002, es decir, la probabilidad de ser superado en 50 años es del 10%.

Para el diseño estructural dentro del rango elástico, se utiliza el método DBF. Dónde El sistema se sustituye por un sistema elástico con un 5% de amortiguamiento viscoso, y Se supone que su rigidez y ciclo de diseño tienen un espesor de placa de estructura de acero (NEC-SE-DS, 2015).

La norma menciona algunos requisitos para la memoria de cálculo del diseño sísmico, estos son:

- Materiales utilizados y sus especificaciones técnicas
- Sistema estructural seleccionado
- Tipos de propiedades del suelo y parámetros mecánicos
- Tipos y niveles de cargas seleccionadas y su combinación
- Parámetros utilizados para definir fuerzas sísmicas
- Alcance del diseño
- Máximo y desplazamiento derivado exhibido por la estructura

En un análisis DBF, se deben considerar todos los modos de vibración activos. Afecta significativamente la respuesta de la estructura (Cevallos, 2017). Al realizar un análisis dinámico del tipo de modo espectral, se debe asegurar que el aporte porcentual en masa, más el modo seleccionado, sea de al menos el 90% de la masa de la estructura.

### **3.14. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I**

En la NEC-SE-DS, 2015 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente) sección 4.1 se menciona que el coeficiente I de la estructura sección debe clasificarse en alguna de las categorías identificadas en la Tabla 4 para incrementar los requisitos sísmicos de diseño de la estructura, es decir por sus características de uso o importancia, debe permanecer operativa o sufrir menos daños durante y después de un sismo de diseño.

**Tabla 4** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-SE-DS)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones Esenciales.</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias antincendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de Ocupación especial.</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

### 3.14. Bases generales para diseño de estructuras arriostradas excéntricamente

La selección del ANSI/AISC 341-10 (American National Standards Institute) (American Institute of Steel Construction) incluye requisitos detallados para un solo tipo de marco arriostrado excéntricamente caracterizado por una alta capacidad de deformación inelástica. El factor de corrección de la respuesta adopta  $R=8$ .

En conexiones de miembros, además de enlaces, pequeños La magnitud de la excentricidad no debe exceder la altura de la viga. En estos casos se requiere El esfuerzo generado por esta excentricidad (momento flector y fuerza cortante) es considerado en el diseño, y sus efectos no alteran la capacidad de deformación inelástica (Carrillo A. , 2016).

La resistencia requerida para arriostramientos, columnas, vigas (fuera del área de conexión) y conexiones se obtienen aplicando una combinación amplificada de cargas sísmicas. Para determinar los efectos de la acción sísmica, incluido el exceso de resistencia, se debe considerar  $Emh$  como el esfuerzo al final de la conexión correspondiente a la resistencia al corte de la configuración. Esta resistencia se determina como  $Ry$  por la resistencia nominal a cortante  $Vn$ , 1.25 para secciones en I y 1.40 para secciones en caja.

Los pórticos arriostrados excéntricamente son un buen ejemplo de diseño por capacidad aplicada, un programa que permite a los diseñadores definir mecanismos de deformación plástica (flexión, fluencia y/o cortante en conexiones) para evitar modos de falla no deseados como arriostamientos y pandeo de columnas. Estas estructuras representan una excelente solución para el diseño sísmico porque combina una alta rigidez lateral (por la acción de los arriostamientos) con capacidades de disipación de energía muy adecuada (Proaño, 2014).

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

A continuación, se presenta un resumen del diseño y análisis del edificio de pisos cinco resistentes a terremotos. El diseño arquitectónico determina la estructura del edificio; que se componen de columnas metálicas, vigas y losas de tablero. Estos componentes estructurales están determinados por los ejes del edificio, que son una definición geométrica de la estructura. El análisis y diseño se completa utilizando un software especializado para el modelado estructural. Esto agregó análisis estático estándar y análisis espectral modal de acuerdo con las consideraciones de la NEC-SE-DS 2015 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente) y ANSI/AISC 360 y 341 (American National Standards Institute) (American Institute of Steel Construction).

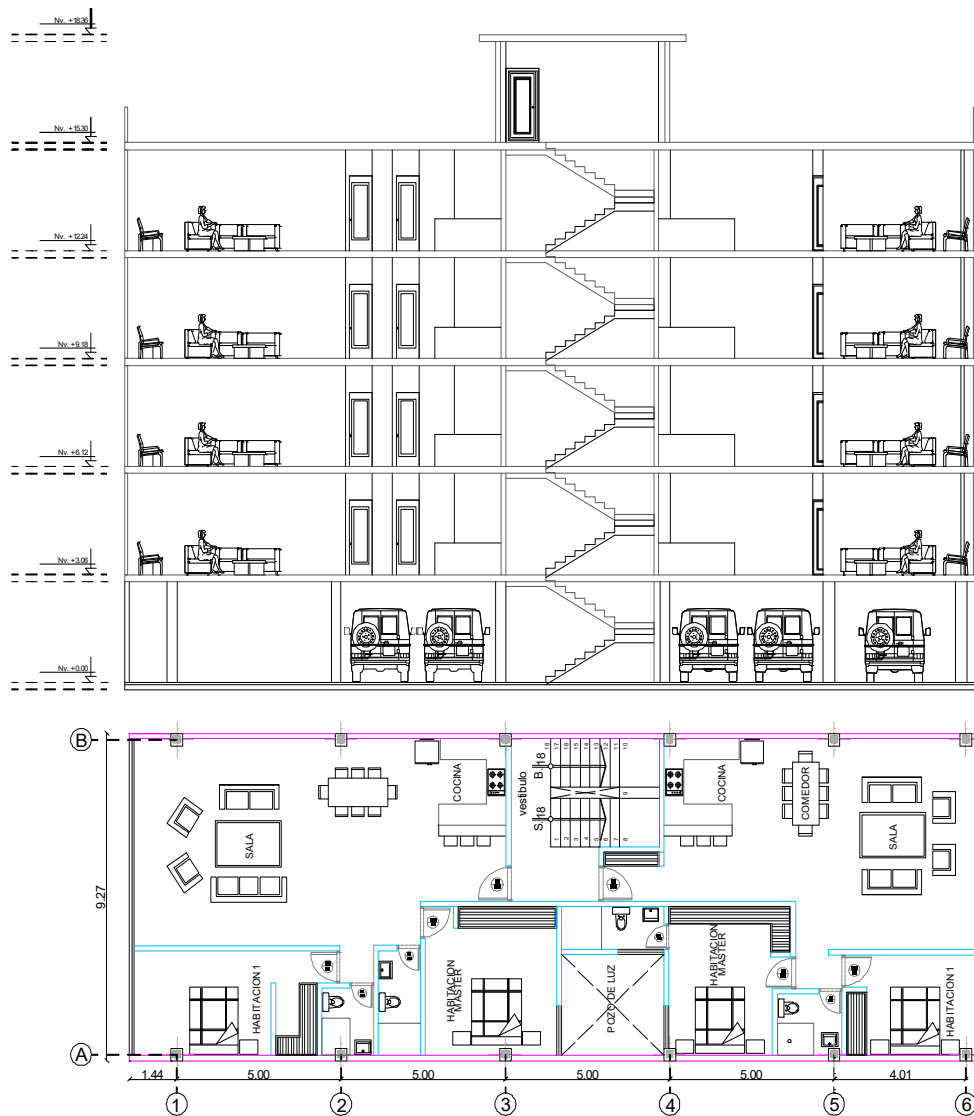
El procedimiento se inició analizando una estructura de vivienda de 5 pisos sin vigas diagonales. Cabe señalar que esta estructura fue construida de acuerdo con las leyes y reglamentos vigentes del país para su aceptación. En el segundo paso, se analizó la misma estructura con vigas diagonales excéntricas incluidas. En este paso se realizó la optimización de elementos estructurales mediante el predimensionamiento de perfiles y elementos. La estructura debe soportar tanto las fuerzas gravitatorias como la presión sísmica. Para determinar la resistencia de la estructura a estas fuerzas, los ingenieros utilizan una versión reducida de la tensión causada por la presión sísmica. Esto se debe a que se supone que la estructura resiste una parte de esta tensión mientras se encuentra en su rango elástico, mientras que el resto se disipa al entrar en su rango inelástico. Teniendo en cuenta que la arquitectura de la estructura requiere características específicas, se deben realizar análisis estáticos y dinámicos lineales. Además de estos dos análisis, se debe realizar un análisis estático no lineal, para determinar el verdadero comportamiento sísmico en la estructura.

#### **4.1 Configuración del modelo estructural**

El edificio tiene una forma regular tanto en planta como en alzado. Consta de 5 plantas destinadas a vivienda, con aparcamiento de vehículos en la primera planta. Utiliza todo el espacio del lote, y tiene 6 ejes principales de largo en planta y 2 ejes principales de largo en alzado. La estructura tendrá un ducto alojado en su interior, este ducto será parte de la estructura del edificio.



**Figura 13** Esquema arquitectónico de la estructura



#### 4.2 El espectro de diseño a utilizar en la estructura de estudio

- **Norma utilizada:** NEC-SE-DS 2015 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico, diseño sismo resistente)
- **Peligro sísmico.** Diseño sismo resistente.

##### 4.2.1 Datos generales de sismo

- **Caracterización del emplazamiento**

Zona sísmica:

V (0.4)

Región sísmica: Sierra, Esmeraldas y Galápagos

(2.48)

Tipo de suelo:	D
Fa: Factor de sitio	Fa: 1.20
Fd: Factor de sitio	Fd:1.19
Fs: Factor de sitio	Fs:1.28
I: Factor de importancia	I:1.00
Importancia de la obra:	Otras estructuras
r: Exponente que define la rama descendente del espectro	r:1.00

### Sistema estructural

**Tabla 5** *Coeficiente R, para sistemas estructurales de ductilidad limitada (NEC-SE-DS)*

Sistema Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
La estructura sismorresistente del edificio utiliza sistemas dobles de rigidización diagonal en muros y pisos de hormigón armado. Además, este marco está hecho de vigas de caída de hormigón armado.	8
Se pueden utilizar muros de hormigón armado en lugar de marcos de acero laminado en caliente. Estas paredes tienen el beneficio adicional de ser resistentes a los terremotos. Alternativamente, se pueden usar diagonales de refuerzo; Estas diagonales pueden ser concéntricas o excéntricas.	8
Las columnas de hormigón armado se rigidizan mediante vigas de acero laminado en caliente que tienen diagonales excéntricas o concéntricas.	8
El marco a prueba de terremotos del edificio consiste en bandas de hormigón y paredes hechas de hormigón armado. Además, se utilizan diagonales de refuerzo en la estructura.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Las placas de acero reforzadas se utilizan en marcos resistentes a terremotos que se fabrican con acero laminado en caliente.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Nota: De acuerdo a la tipología estructural y la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) el factor de reducción sísmica  $R=8$ , pero para el presente análisis y de acuerdo a la experiencia se toma un factor de reducción sísmica de  $R=6$ .

RX: Factor de reducción (X)	RX: 6.00
RY: Factor de reducción (Y)	RY: 6.00
$\Phi_P$ : Coeficiente de regularidad en planta	$\Phi_P$ : 1.00
$\Phi_E$ : Coeficiente de regularidad en elevación	$\Phi_E$ : 1.00

Geometría en altura

Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura:

Según norma

- **Parámetros de cálculo**

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis:

Según norma

Fracción de sobrecarga de uso:

0.00

Factor multiplicador del espectro:

1.00

Verificación de la condición de cortante basal:

Según norma

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden:

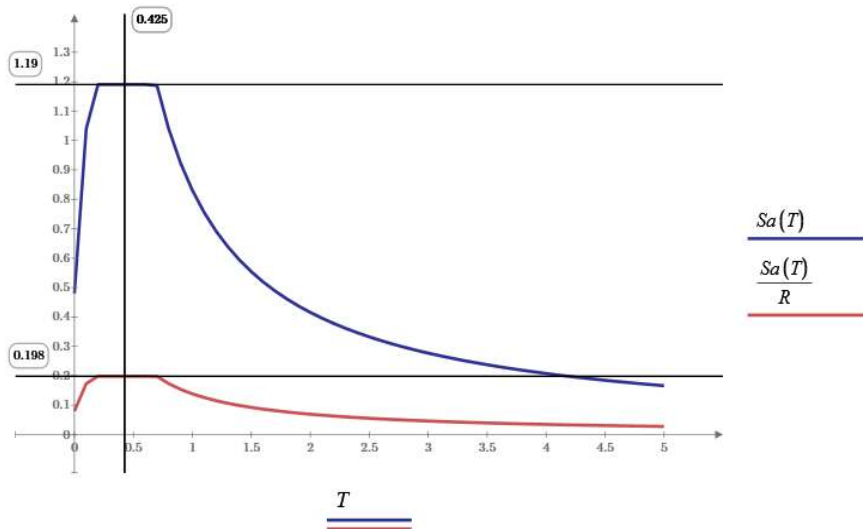
Si

- **Direcciones de análisis**

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

**Figura 14** Espectro elástico e inelástico de diseño (NEC-SE-DS)



#### 4.2.2 Definiciones de casos de carga

- CP: Carga Permanente
- CV: Carga Variable
- SHx-y: Sismo Horizontal
- NLx-y\_CP: Notional Load de carga permanente en dirección
- NLx-y\_CV: Notional Load de carga variable en dirección

### **Cargas gravitacionales aplicadas:**

- Carga Muerta: 200 kg/m<sup>2</sup> (en pisos intermedios)  
150 kg/m<sup>2</sup> (en cubierta)
- Cargas vivas: 400 kg/m<sup>2</sup> (parqueaderos)  
200 kg/m<sup>2</sup> (vivienda plantas superiores)

La carga muerta considerada se refiere únicamente a peso propio de paredes, acabados de piso, instalaciones, etc. ya que el peso propio de los elementos estructurales lo calcula el programa en forma automática en función de sus dimensiones y los materiales.

### **4.2.3 Combinaciones de carga**

#### En condición de servicio:

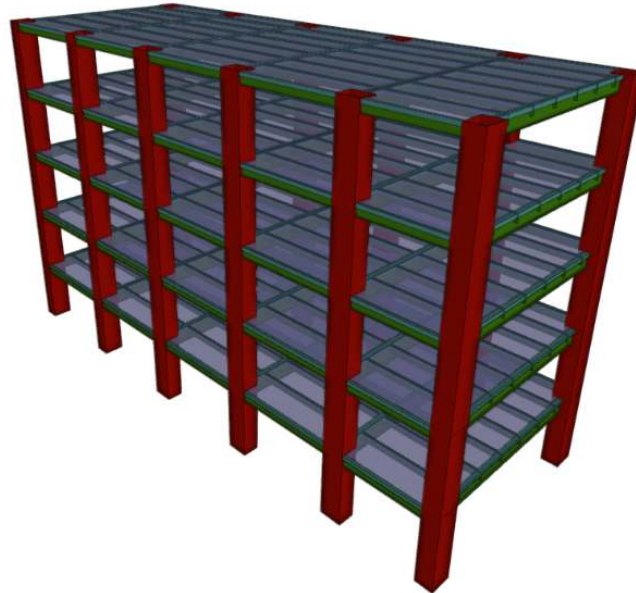
- UDStlD1: CP
- UDStlD2: CP+CV

#### En condición de agotamiento:

- UDStlS1: 1.4 CP + 1.4 NLx\_CP
- UDStlS2: 1.4 CP - 1.4 NLx\_CP
- UDStlS3: 1.2 CP + 1.6 CV + 1.2 NLx\_CP + 1.6 NLx\_CV
- UDStlS4: 1.2 CP + 1.6 CV - 1.2 NLx\_CP - 1.6 NLx\_CV
- UDStlS5: (1.2 + 0.2 Sds) CP + 0.7 CV + SH = 1.413 CP + 0.5 CV + SH
- UDStlS6: (0.9 - 0.2 Sds) CP + SH = 0.687 CP + SH

### 4.3 Análisis de elementos estructurales (columnas, vigas,) de la estructura sin diagonales

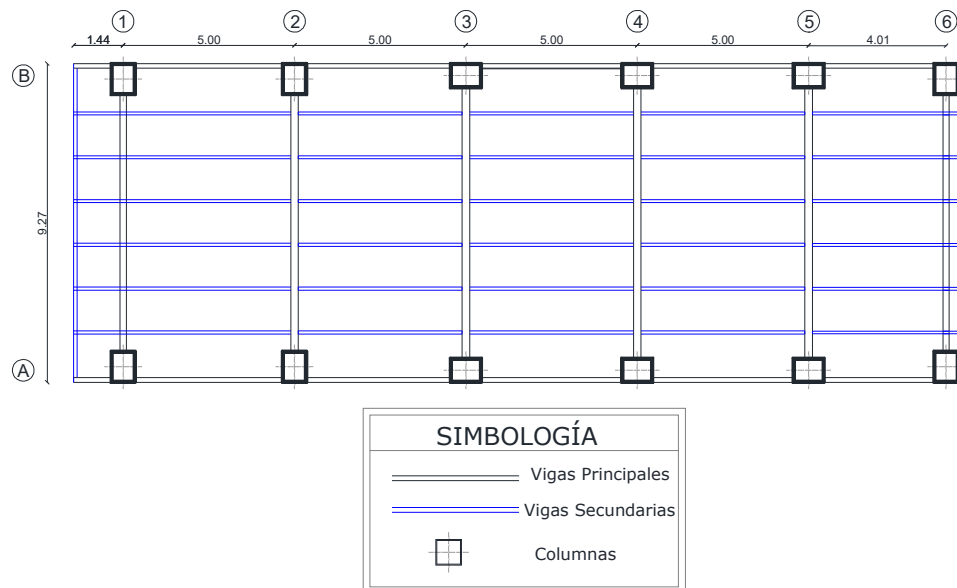
Figura 15 Estructura sin diagonales



Los elementos de la presente estructura se determinaron con la revisión de los planos estructurales y la correspondiente revisión en situ de la edificación.

**Nota:** Referirse Anexo 1 (Planos Estructura metálica sin diagonales)

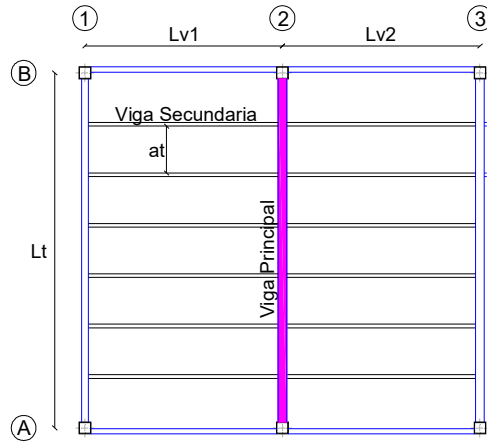
Figura 16 Diseño en planta de la estructura sin diagonales



#### 4.4 Pre diseño de viga

El pre diseño de los elementos estructurales nos ayuda a determinar de una manera clara los diferentes elemento y secciones que conformaran la edificación.

**Figura 17** Esquema de viga principal y secundaria



**Tabla 6** Prediseño de viga principal y secundaria

<b>Materiales</b>		
Acero=	A36	ksi
E=	2100000	kg/cm2
<b>Datos Arquitectónicos</b>		
Lv1=	5.00	m
Lv2=	5.00	m
Lt=	8.97	m
Vigas S=	6	u
at=	1.28	Ok
Cu=	0.92	t/m2
W=	5.98	t
Wr=	1.20	t/m

<b>Viga Principal IPE 600</b>		
bf=	22	SISM
tf=	1.9	cm
h=	60	SISM
tw=	1.2	cm
W=	5.98	t
Mu=	30.63	t-m
Mr=	41.89	t-m
D/C	0.73	
Ok		
Mpr=	76.42	t-m
<b>Chequeo a Corte</b>		
Vu=	37.91	t
Vn=	50.41	t
Ok		
<b>Dato para tabla viga principal</b>		
Sx=	3069	cm3

<b>Viga Secundaria IPE 200</b>		
bf=	10.00	Sísmica
tf=	0.85	cm
h=	20.00	Sísmica
tw=	0.56	cm
Relación=	2	
Ok		
Peso=	22.40	Kg
Mu=	3.65	t-m
Mp=	377278.99	kg-cm
	3.77	t-m
Apoy=	4	u
Lb=	100	cm
Lp=	112	cm
Lb<Lp	Ok	
Mu=	3.65	t-m
Mr=	3.77	t-m
D/C	0.97	

Obtención de los distintos elementos con sus respectivas secciones.

- Columnas HSS 700\*900\*24
- Vigas Principales IPE 600  
IPE 450  
IPE 400  
IPE 270
- Vigas Secundarias IPE 200  
IPE 180

#### 4.5 Resultados del análisis modal espectral

- **Tabla resumen**

**Tabla 7** Resumen coeficientes de participación, estructura sin diagonales  
Excéntricas.

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.600	1	0	0	70.93 %	0 %	R = 6 A = 0.916 m/s <sup>2</sup> D = 8.34432 mm	R = 6 A = 0.916 m/s <sup>2</sup> D = 8.34432 mm
Modo 2	0.457	0	0.9232	0.3844	0 %	72.91 %	R = 6 A = 0.973 m/s <sup>2</sup> D = 5.14405 mm	R = 6 A = 0.973 m/s <sup>2</sup> D = 5.14405 mm
Modo 3	0.384	0.0072	0.0165	1	0 %	0.2 %	R = 6 A = 0.973 m/s <sup>2</sup> D = 3.62791 mm	R = 6 A = 0.973 m/s <sup>2</sup> D = 3.62791 mm
Modo 4	0.118	1	0	0	19.22 %	0 %	R = 6 A = 0.967 m/s <sup>2</sup> D = 0.33859 mm	R = 6 A = 0.967 m/s <sup>2</sup> D = 0.33859 mm
Modo 5	0.109	0	0.9071	0.4208	0 %	16.84 %	R = 6 A = 0.965 m/s <sup>2</sup> D = 0.28918 mm	R = 6 A = 0.965 m/s <sup>2</sup> D = 0.28918 mm
Modo 6	0.090	0	0.0075	1	0 %	0.06 %	R = 6 A = 0.899 m/s <sup>2</sup> D = 0.18314 mm	R = 6 A = 0.899 m/s <sup>2</sup> D = 0.18314 mm
Total					90.15 %	90.01 %		

Nota: La masa participativa debe acumular más del 90%. En la tabla presentada se observa valor de 90.15% en Sum UX y 90.01% en Sum UY.

- **Nomenclatura**

**T:** Periodo de vibración en segundos.

**L<sub>x</sub>, L<sub>y</sub>:** Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

**L<sub>gz</sub>**: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

**M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>**: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

**R**: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

**A**: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

**D**: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

- **Comprobación de periodo**

Los modos de vibración fundamentales de la estructura tienen un período de 0.600 y 0.457. Estos dos modos se observan en una estructura sin diagonales excéntricas. Los períodos medidos hasta el valor máximo de la tipología de la estructura. En consecuencia, están de acuerdo con los parámetros establecidos y son aceptables.

- **Control de torsión**

El bajo grado de libertad en la estructura Z que muestra los valores bajos de LGZ significa que no hay torsión en la estructura. Los coeficientes de participación de masa de los dos edificios, M<sub>x</sub> y M<sub>y</sub>, son 90.15% y 90.01%. Esto significa que no hay torsión presente en las estructuras, porque se deforman casi por completo a lo largo del eje X. Hay algo de deformación en el eje Y, pero es solo un desplazamiento de traslación. Las deformaciones correctas para los modos 1 y 2 se observan en el deformado.

- **Derivas**

La deriva máxima inelástica se define por la deformación relativa entre las losas de la edificación, teniendo en cuenta la multiplicación previamente de la deriva por el factor R, para convertirla en deriva inelástica.

Las distorsiones máximas no superan el valor de 0.02.



**Tabla 8** Distorsiones máximas estructura sin diagonales excéntricas.

<b>Desplome local máximo de los pilares (d / h)</b>		
Planta	Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y
N+15.30	1 / 131	1 / 240
N+12.24	1 / 132	1 / 222
N+9.18	1 / 144	1 / 224
N+6.12	1 / 187	1 / 269
N+3.06	1 / 354	1 / 489
<i>Notas:</i>		
<i>(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.</i>		
<b>Desplome total máximo de los pilares (D / H)</b>		
Situaciones sísmicas (1)		
Dirección X	Dirección Y	
1 / 163 (0.006)	1 / 263 (0.004)	
<i>Notas:</i>		
<i>(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.</i>		

Los valores enumerados representan los efectos de desplazamiento de los multiplicadores de segundo orden. La estructura demuestra un mejor comportamiento con grietas diagonales que están descentradas. Como no existe ningún valor por debajo de 1/50, la distorsión inelástica máxima fisurada es 0.02.

Estructura sin diagonales excéntricas 1/163 (0.006)

- **Espectro elástico de aceleraciones**

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.190 g.

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa.

**Wi:** Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

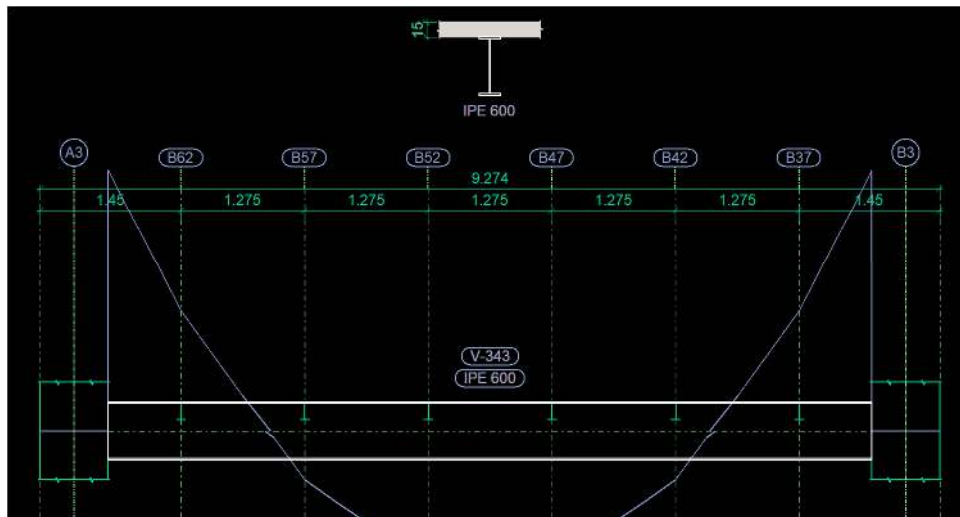
**Tabla 9** *Peso de la estructura sin diagonales excéntricas*

Planta	$W_i$ (ton)
N+15.30	152.8243
N+12.24	161.1342
N+9.18	161.1342
N+6.12	161.1342
N+3.06	161.1342
<b><math>W=\sum w_i</math></b>	<b>797.3610</b>

- **Cortante sísmico combinado por planta**

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

**Figura 18** *Relación demanda/capacidad viga principal*



Perfil	Peso	Resistencia
✗ IPE 500	90.67	168.63 %
✗ IPE 550	105.50	126.43 %
✓ IPE 600	122.46	94.97 %

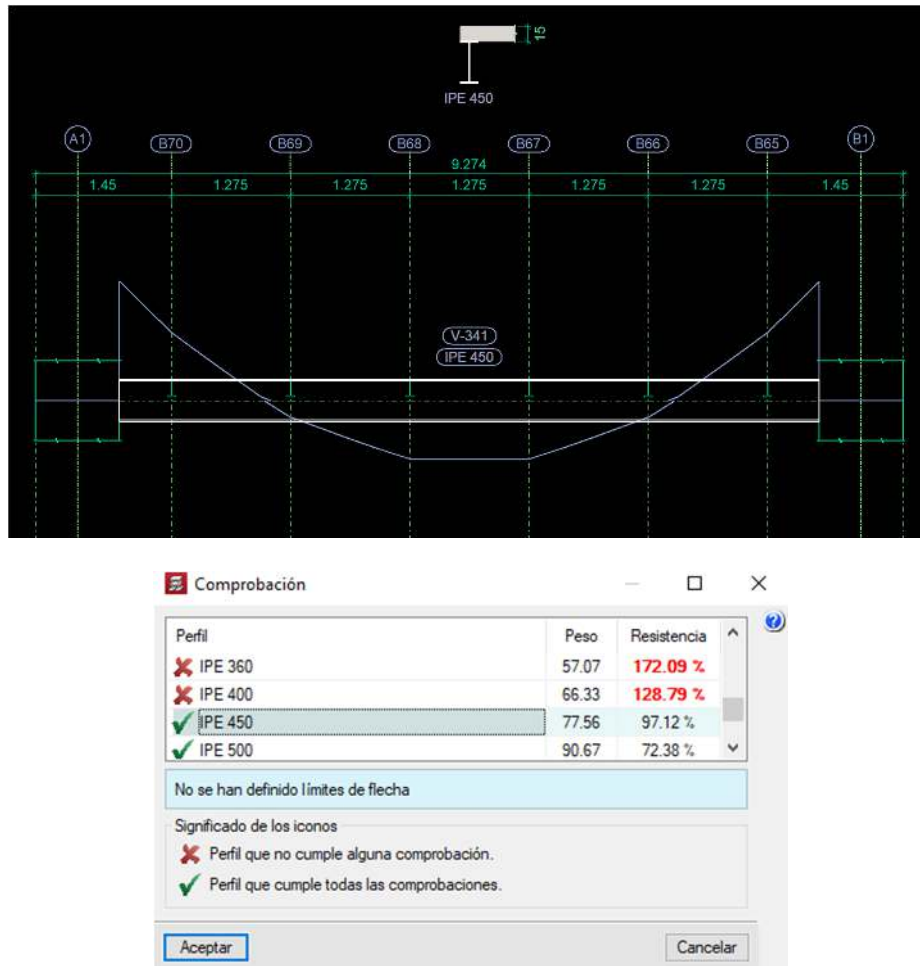
No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

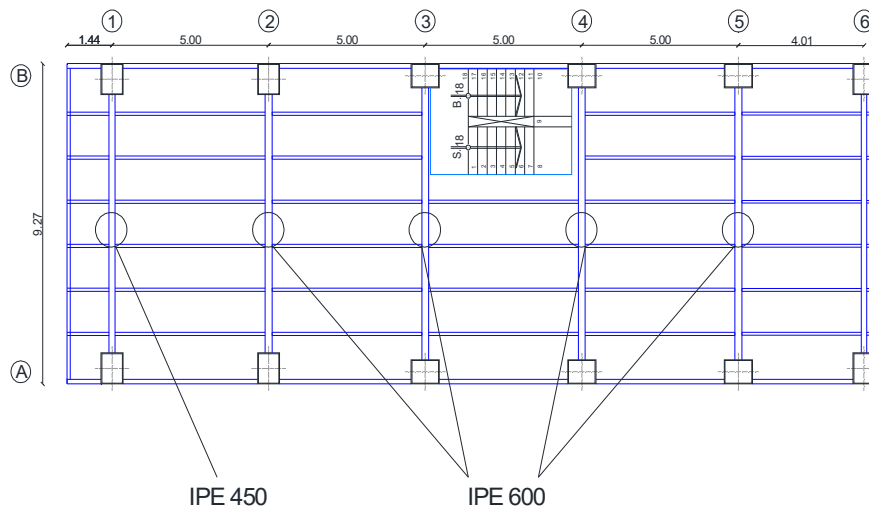
- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

**Figura 19** Relación demanda/capacidad viga secundaria



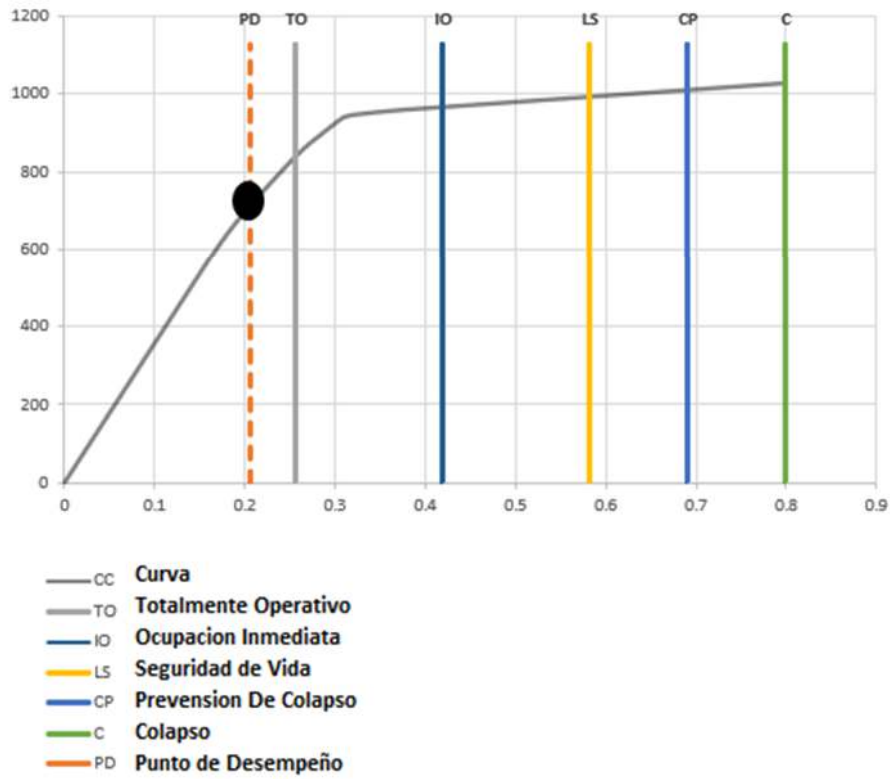
**Figura 20** Ubicación de vigas en la estructura sin diagonales



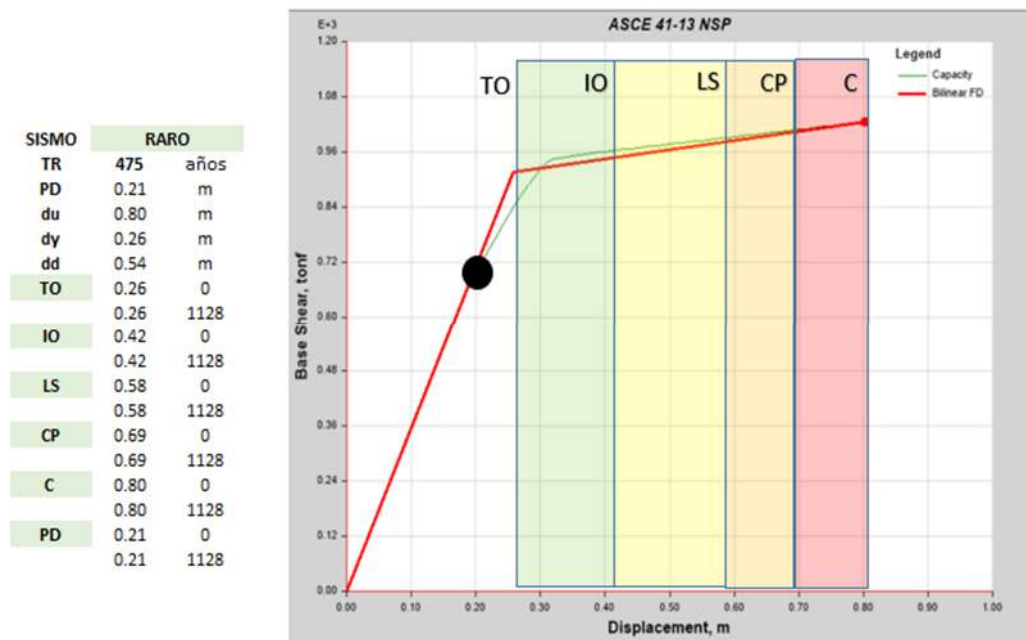
**Nota:** Referirse Anexo 1 (Planos Estructura metálica sin diagonales).

#### 4.6 Resultados del análisis no lineal estático

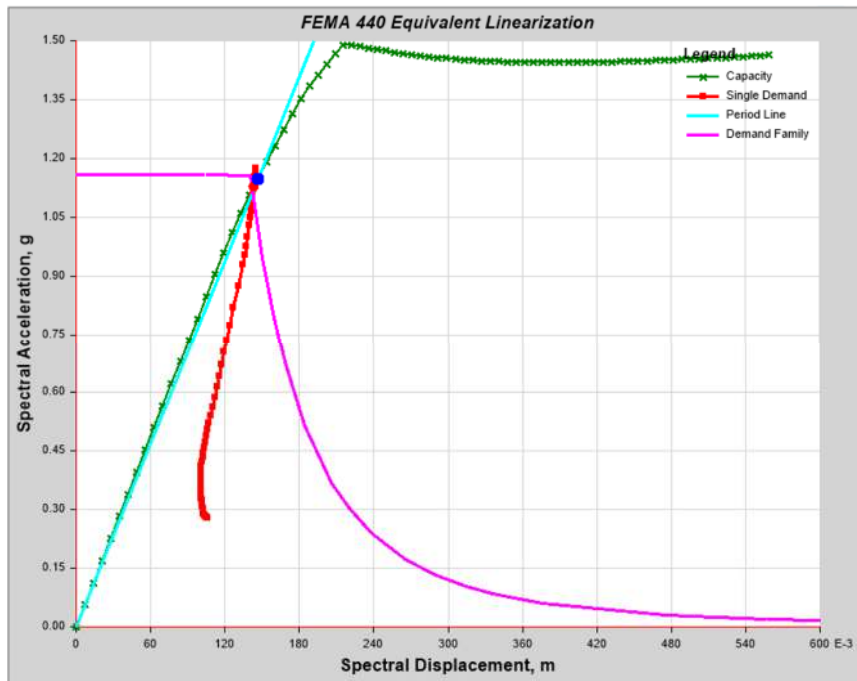
**Figura 21** Daño esperado para un sismo de diseño sentido x-x



**Figura 22** Estado de daño niveles de desempeño x-x



**Figura 23** Punto de desempeño en el sentido x-x



**Figura 24** Daño esperado para un sismo de diseño sentido y-y

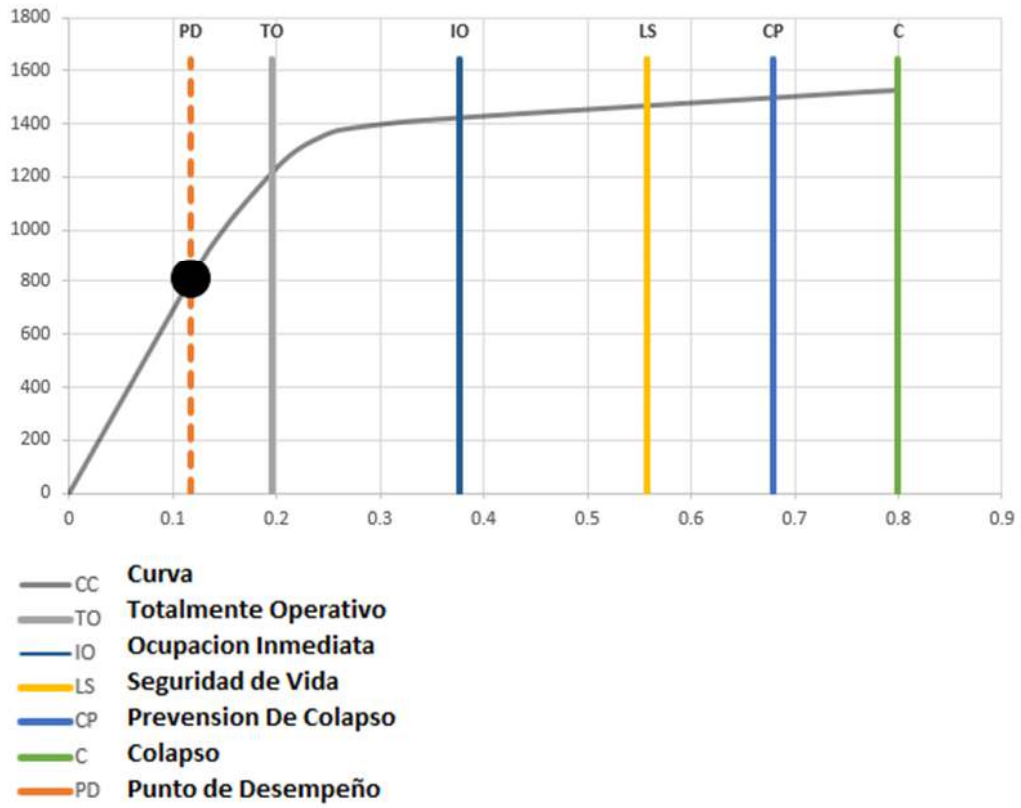


Figura 25 Estado de daño niveles de desempeño y-y

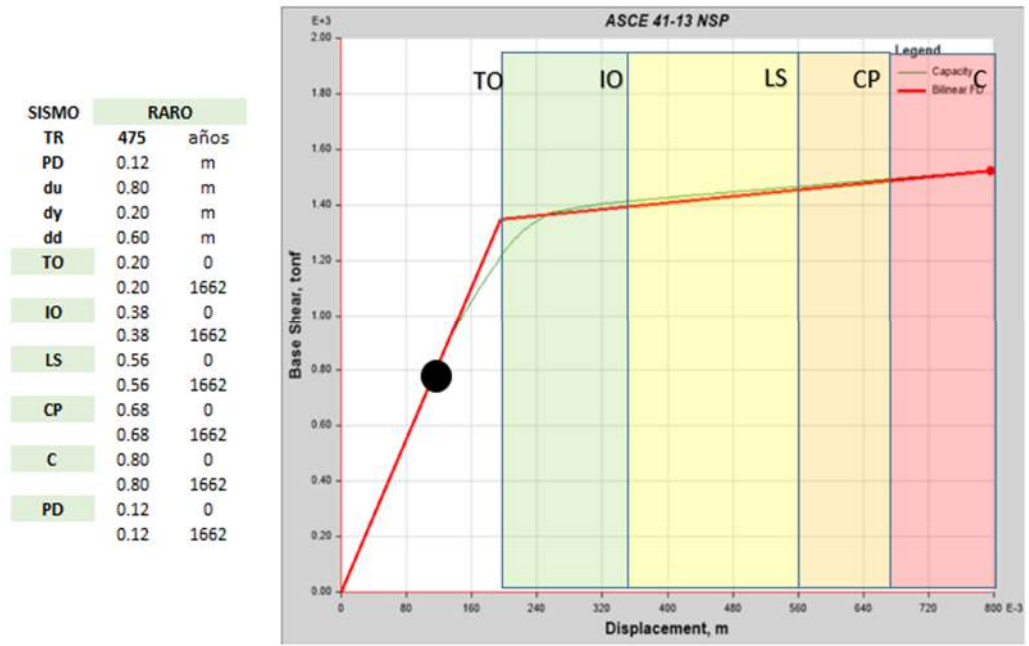
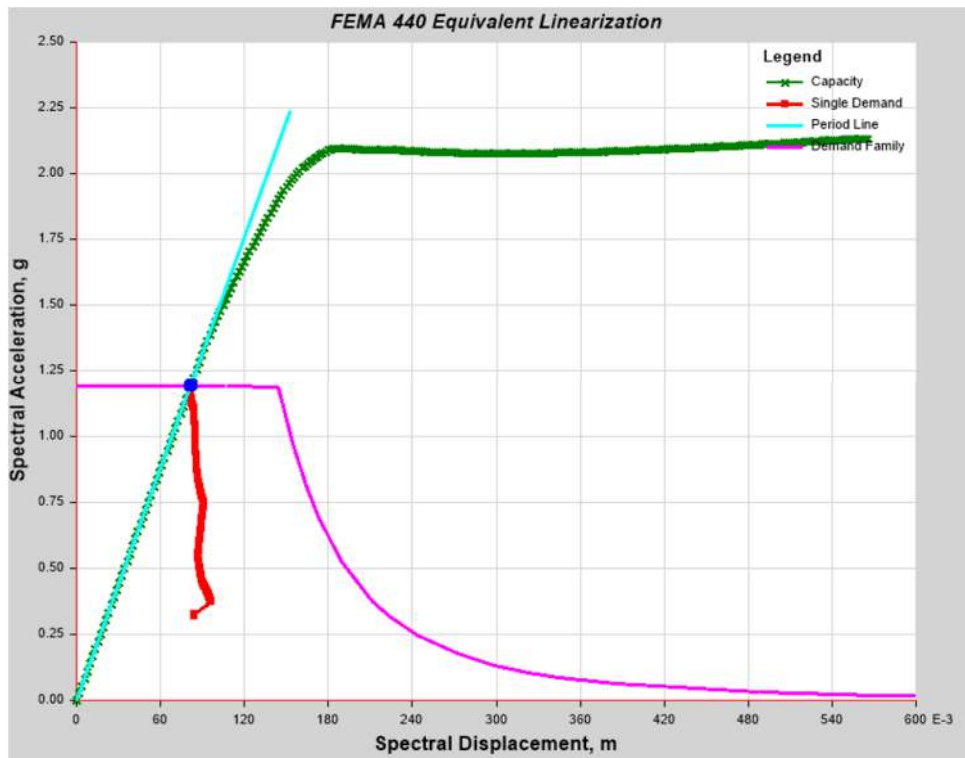
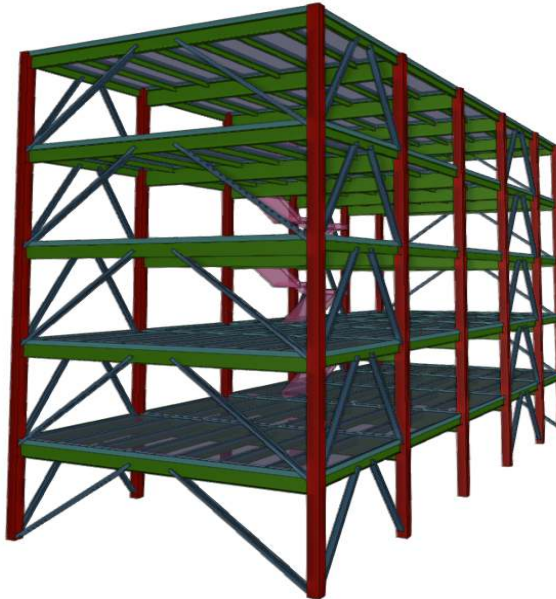


Figura 26 Punto de desempeño en el sentido y-y



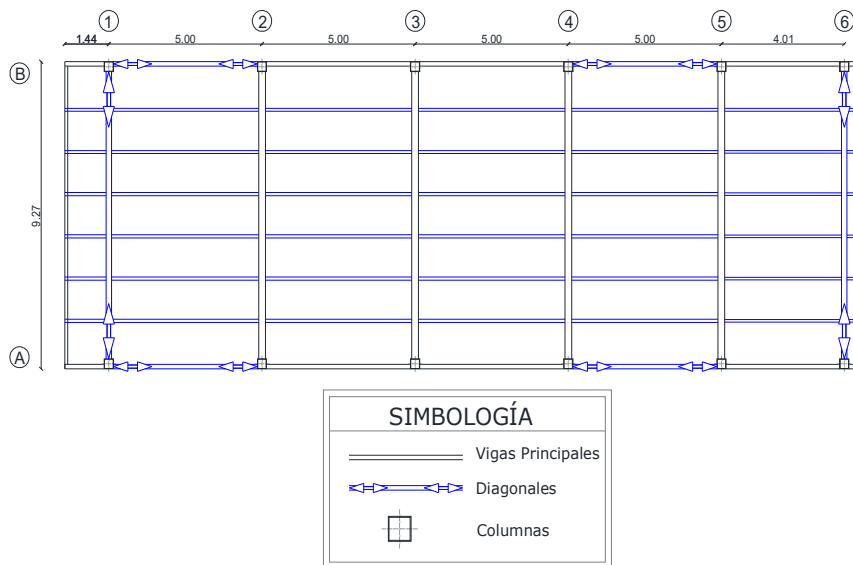
#### 4.7 Análisis de elementos estructurales (columnas, vigas,) de la estructura con diagonales.

Figura 27 Estructura 3D con diagonales



Determinar las diferentes secciones del edificio requiere una comprensión de los elementos estructurales del edificio. Esto se puede lograr a través de diseños iniciales para estos elementos. Las diagonales cumplen un propósito importante en el diseño de la estructura. Reducen el tamaño de los elementos, endurecen la estructura y absorben el 75% del cortante base.

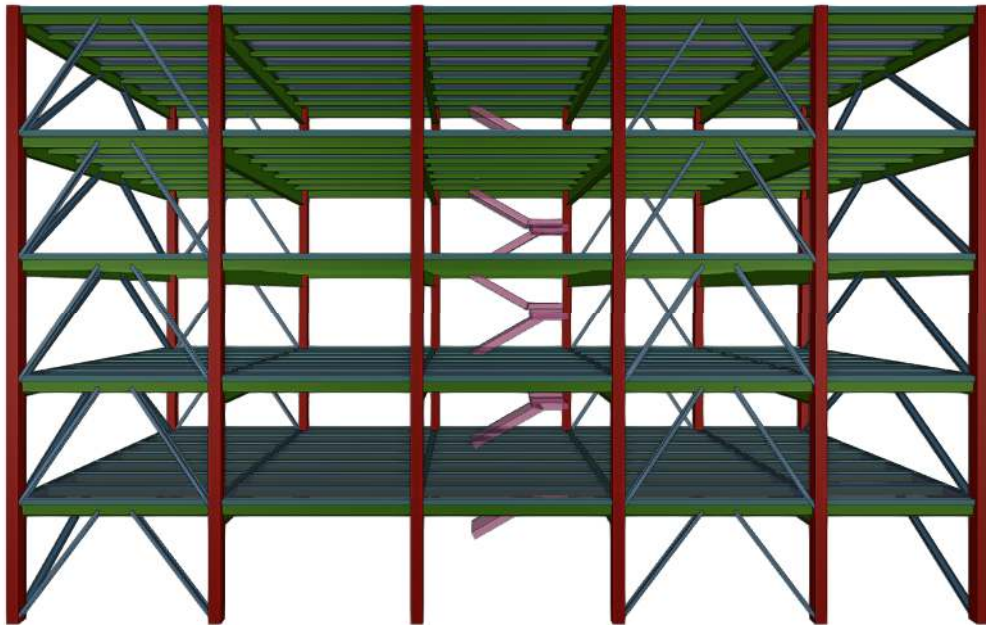
Figura 28 Ubicación de las diagonales en la estructura



Luego del pre diseño se obtuvo los distintos elementos con sus respectivas secciones.

- Columnas HSS 300\*300\*15
- Vigas Principales IPE 600  
IPE 400  
IPE 360  
IPE 270
- Vigas Secundarias IPE 200  
IPE 180
- Diagonales IPE 360  
IPE 300

**Figura 29** Estructura metálica con diagonales



**Nota:** Referirse Anexo 2 (Planos Estructura metálica con diagonales)



#### 4.8 Resultados del análisis modal espectral

- **Tabla resumen**

**Tabla 10** *Coefficientes de participación, estructura con diagonales excéntricas.*

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.394	1	0	0	82.13 %	0 %	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 7.66182 mm	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 7.66182 mm
Modo 2	0.370	0	0.9894	0.1452	0 %	83.16 %	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 6.76214 mm	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 6.76214 mm
Modo 3	0.235	0.0078	0.0198	1	0 %	0.06 %	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 2.72138 mm	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 2.72138 mm
Modo 4	0.134	1	0	0	11.64 %	0 %	R = 6 A = 1.865 m/s <sup>2</sup> D = 0.84736 mm	R = 6 A = 1.865 m/s <sup>2</sup> D = 0.84736 mm
Modo 5	0.128	0	0.8552	0.5183	0 %	10.9 %	R = 6 A = 1.837 m/s <sup>2</sup> D = 0.7608 mm	R = 6 A = 1.837 m/s <sup>2</sup> D = 0.7608 mm
Total					93.77 %	94.12 %		

- **Nomenclatura**

**T:** Periodo de vibración en segundos.

**L<sub>x</sub>, L<sub>y</sub>:** Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

**L<sub>gz</sub>:** Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

**M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>:** Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

**R:** Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

**A:** Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

**D:** Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

- **Comprobación de periodo**

Los modos vibratorios fundamentales de la estructura tienen un periodo de 0,394 y 0,370. El capítulo más largo en el Modo 1 muestra que esta estructura es más fácil de manejar que otras estructuras con diagonales excéntricas. Los periodos se ajustan a los parámetros mostrados en comparación con el valor máximo por tipología de estructura. En consecuencia, se cumple con la norma.

- **Control de torsión**

Al observar los valores de LGZ bajos, nos indican que el grado de libertad en Z de la estructura es bajo, por lo tanto, no existe torsión.

Los valores de coeficientes de participación de masas en Mx y My son elevados, 93.77% y 94.12% por lo tanto podemos deducir que no existe torsión, debido a que la deformación en mayor porcentaje es en los ejes X, Y, siendo de esta manera traslacional y no rotacional, obteniendo una correcta deformación en los modos 1 y 2.

- **Derivas**

La deriva máxima inelástica se define por la deformación relativa entre las losas de la edificación, teniendo en cuenta la multiplicación previamente de la deriva por el factor R, para convertirla en deriva inelástica.

Las distorsiones máximas no superan el valor de 0.02.

**Tabla 11** *Distorsiones máximas, estructura con diagonales excéntricas*

<b>Desplome local máximo de los pilares (d / h)</b>		
Planta	Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y
N+15.30	1 / 388	1 / 578
N+12.24	1 / 247	1 / 344
N+9.18	1 / 187	1 / 260
N+6.12	1 / 166	1 / 222
N+3.06	1 / 205	1 / 247
<i>Notas:</i>		
<i>(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.</i>		
<b>Desplome total máximo de los pilares (D / H)</b>		
<i>Situaciones sísmicas (1)</i>		
	Dirección X	Dirección Y
	1 / 221 (0.005)	1 / 299 (0.003)
<i>Notas:</i>		
<i>(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.</i>		

Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

Debido a que no existe un valor por debajo a 1/50 (0.02), se cumple con la distorsión máxima inelástica agrietada.

Estructura con diagonales excéntricas 1/221(0.005)

De acuerdo a los resultados del análisis se puede reflejar un mejor comportamiento en la estructura con diagonales excéntricas.

- **Espectro elástico de aceleraciones**

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.190 g.

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa.

**Wi:** Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

**Tabla 12** *Peso de la estructura con diagonales excéntricas*

<b>Planta</b>	<b>Wi (ton)</b>
N+15.30	136.0325
N+12.24	138.7894
N+9.18	138.7901
N+6.12	138.9155
N+3.06	138.8445
<b>W=Σwi</b>	<b>691.3719</b>

- **Cortante Sísmico Combinado por Planta**

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

#### 4.9 Resultados del análisis no lineal estático

Figura 30 Daño esperado para un sismo de diseño sentido x-x

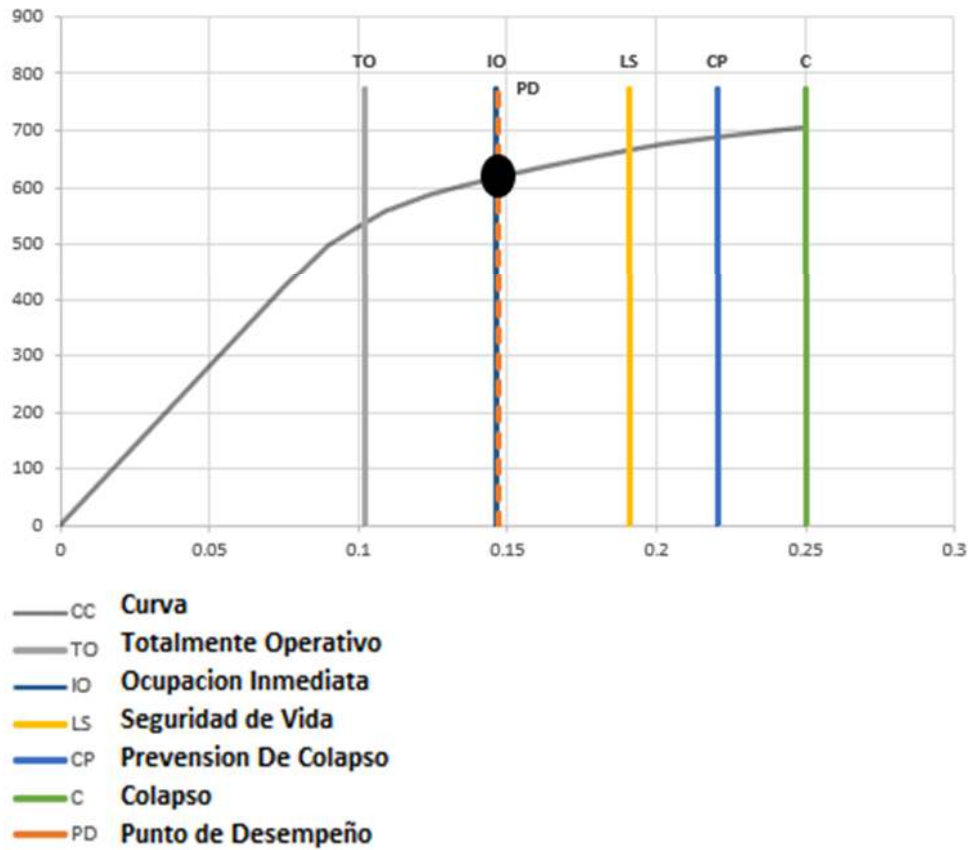
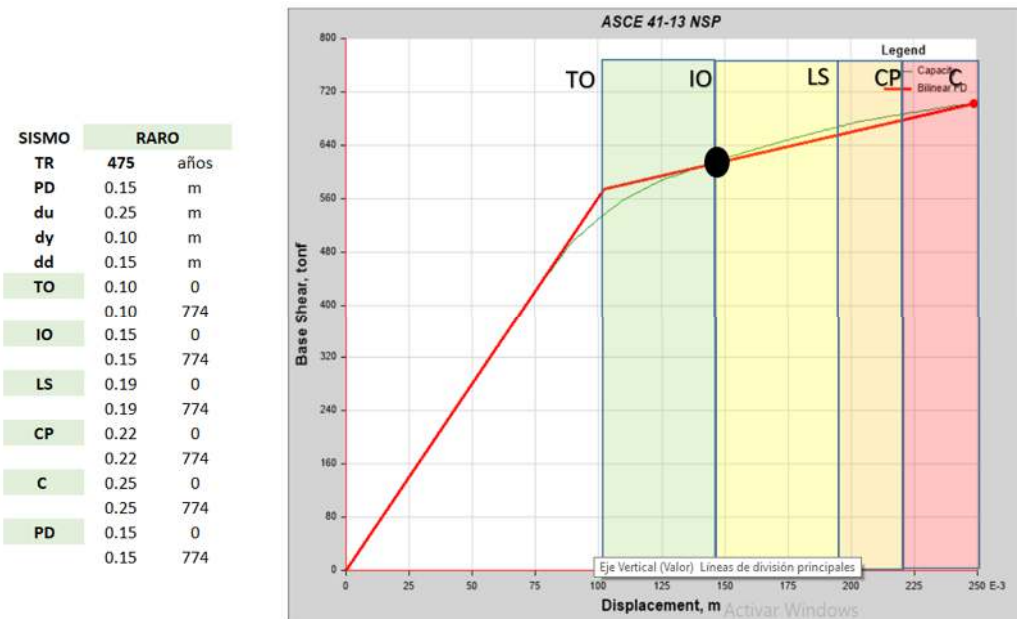
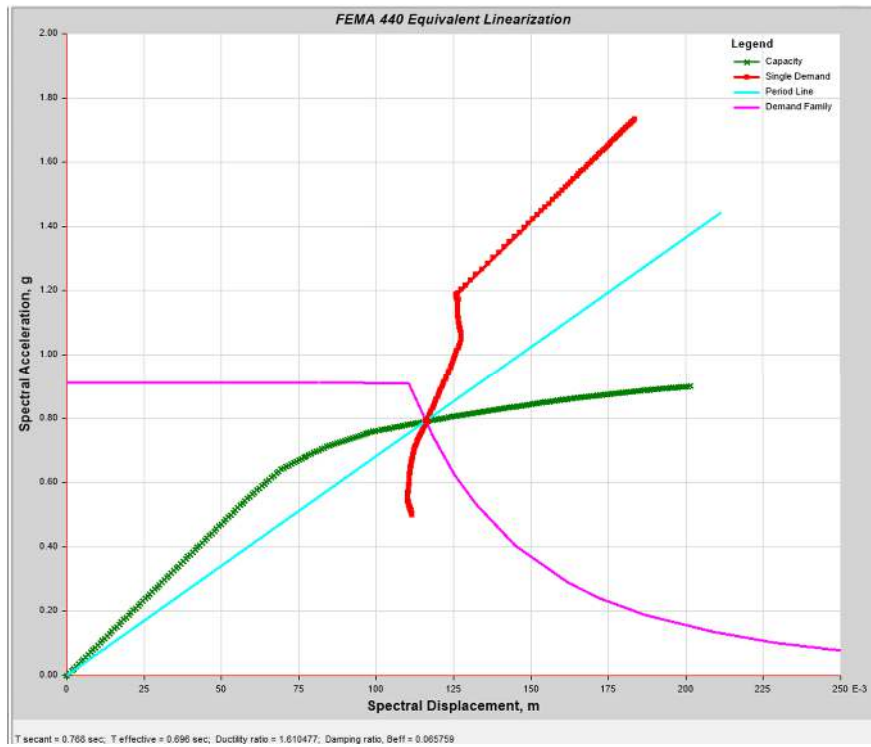


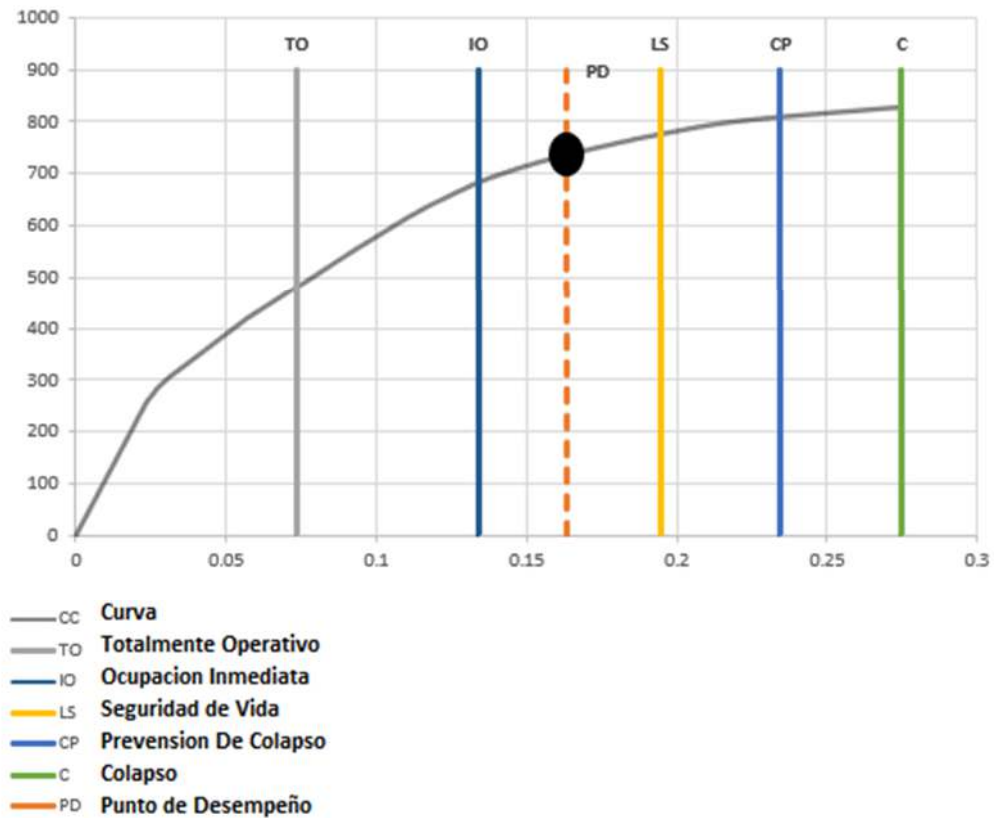
Figura 31 Estado de daño niveles de desempeño x-x



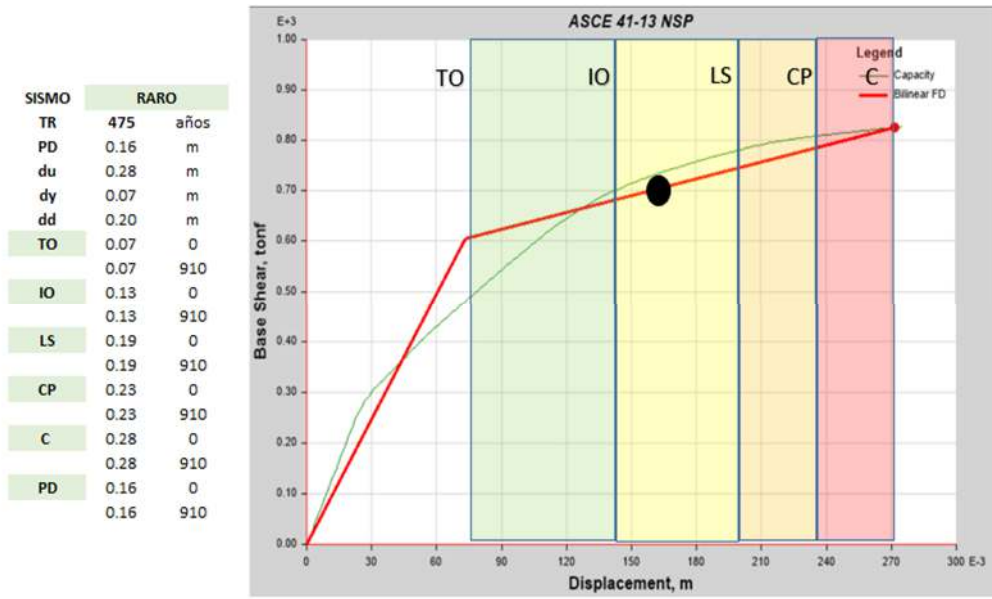
**Figura 32** Punto de desempeño en el sentido x-x



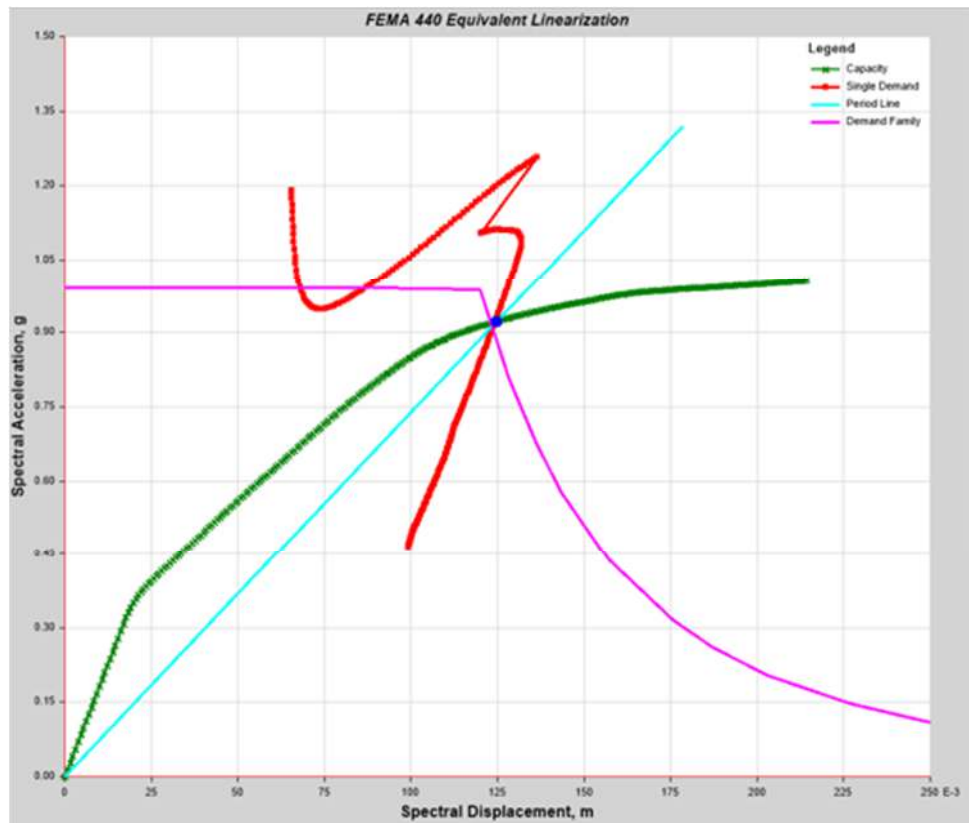
**Figura 33** Daño esperado para un sismo de diseño sentido y-y



**Figura 34** Estado de daño niveles de desempeño y-y



**Figura 35** Punto de desempeño en el sentido y-y



#### 4.10 Comprobación manual de los elementos estructurales

Pórtico con arriostramientos excéntricos (EBF) Aplicación del método directo Normas ANSI/AISC 360 & 341

- **Datos Generales:**

**Geometría del pórtico:**

$H := 3.06\text{ m}$

$L := 8.97\text{ m}$

$N_{pisos} := 5$

$N_{tramos} := 1$

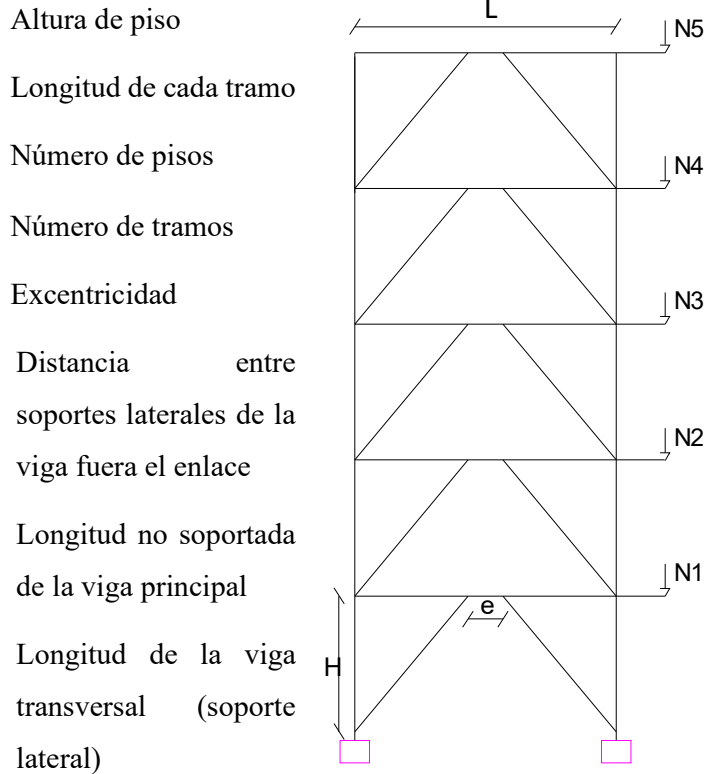
$e := 1.20\text{ m}$

$d_{SL} := 1.20\text{ m}$

$L_b := d_{SL} := 1.20\text{ m}$

$L_s := 5.00\text{ m}$

**Figura 36** Pórtico con arriostramientos excéntricos



- **Propiedades de los materiales (acero ASTM A-36):**

$F_{yb} := 250\text{ MPa}$  Tensión cedente de la viga

$R_{yb} := 1.50$  Factor de sobre resistencia de la viga

$F_{yc} := 250\text{ MPa}$  Tensión cedente de la columna

$R_{yc} := 1.50$  Factor de sobre resistencia de la columna

$F_{ya} := 250\text{ MPa}$  Tensión cedente del arriostramiento

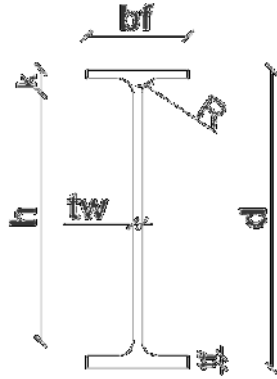
$R_{ya} := 1.50$  Factor de sobre resistencia del arriostramiento

$F_{ys} := 250\text{ MPa}$  Tensión cedente del soporte lateral

$E := 200000MPa$  Módulo de elasticidad

- **Definición de parámetros de perfiles:**

**Figura 37** *Viga tipo*



Para el caso de la viga se utiliza el subíndice b.

Para el caso de la columna se utiliza el subíndice c.

Para el caso del arriostamiento se utiliza el subíndice a.

Para el caso de la viga transversal (soporte lateral) se utiliza el subíndice s.

Esto se realiza para identificar los parámetros de la sección.

- **Definición de perfiles a utilizar:**

**Viga a utilizar: IPE 400**

a) Datos de la sección:

$d_b := 400\text{ mm}$	Altura de la sección
$A_b := 84.50\text{ cm}^2$	Área gruesa
$b_{fb} := 180\text{ mm}$	Ancho del ala
$S_{xb} := 1156\text{ cm}^3$	Modulo elástico "X"
$t_{fb} := 13.50\text{ mm}$	Espesor del ala
$Z_{xb} := 1307\text{ cm}^3$	Modulo plástico "X"
$t_{wb} := 8.60\text{ mm}$	Espesor del alma
$I_{xb} := 23130\text{ cm}^4$	Inercia en "X"
$r_b := 21.00\text{ mm}$	Radio de Curvatura
$I_{yb} := 1318\text{ cm}^4$	Inercia en "Y"
$J_b := 51.10\text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant.

b) Cálculos propiedades:

$$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 16.55\text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$



$$h_{ab} := d_b - t_{fb} = 386.50 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre centroides de las alas}$$

$$r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 3.95 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$k_b := t_{fb} + r_b = 34.50 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala + curvatura}$$

$$C_{wb} := t_{fb} * h_{ab}^2 + \frac{b_{fb}^3}{24} = 490048.47 \text{ cm}^6 \quad \text{Constante de torsión de alabeo}$$

$$h_b := d_b - 2k_b = 331.00 \text{ mm} \quad \text{Altura libre del alma}$$

### Columna a utilizar: HSS SQR 300

a) Datos de la sección:

$$d_c := 300 \text{ mm} \quad \text{Altura de la sección}$$

$$A_c := 197.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Área gruesa}$$

$$b_{fc} := 300 \text{ mm} \quad \text{Ancho del ala}$$

$$S_{xc} := 2884 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo elástico "X"}$$

$$t_{fc} := 15.00 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala}$$

$$Z_{xc} := 3232 \text{ cm}^3 \quad \text{Modulo plástico "X"}$$

$$t_{wc} := 15.00 \text{ mm} \quad \text{Espesor del alma}$$

$$I_{xc} := 57680 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia en "X"}$$

$$r_c := 27.00 \text{ mm} \quad \text{Radio de Curvatura}$$

$$I_{yc} := 10820 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia en "Y"}$$

$$J_b := 356.00 \text{ cm}^4 \quad \text{Constante torsional de St. Venant.}$$

b) Cálculos propiedades:

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 17.08 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$h_{ac} := d_c - t_{fc} = 376.00 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre centroides de las alas}$$

$$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 7.40 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$k_c := t_{fc} + r_c = 51.0 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala + curvatura}$$

$$C_{wc} := t_{fc} * h_{ac}^2 + \frac{b_{fc}^3}{24} = 382000.00 \text{ cm}^6 \quad \text{Constante de torsión de alabeo}$$

$$h_c := d_c - 2k_c = 298.00 \text{ mm} \quad \text{Altura libre del alma}$$

### Arriostramiento a utilizar: IPE 360

a) Datos de la sección:

$d_a := 360 \text{ mm}$	Altura de la sección
$A_a := 72.70 \text{ cm}^2$	Área gruesa
$b_{fa} := 170 \text{ mm}$	Ancho del ala
$S_{xa} := 904 \text{ cm}^3$	Modulo elástico "X"
$t_{fa} := 12.70 \text{ mm}$	Espesor del ala
$Z_{xa} := 1019 \text{ cm}^3$	Modulo plástico "X"
$t_{wa} := 8.00 \text{ mm}$	Espesor del alma
$I_{xa} := 16270 \text{ cm}^4$	Inercia en "X"
$r_a := 18.00 \text{ mm}$	Radio de Curvatura
$I_{ya} := 1043 \text{ cm}^4$	Inercia en "Y"
$J_a := 37.30 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant.

b) Cálculos propiedades:

$r_{xa} := \sqrt{\frac{I_{xa}}{A_a}} = 14.96 \text{ cm}$	Radio de giro en X
$h_{aa} := d_a - t_{fa} = 347.3 \text{ mm}$	Distancia entre centroides de las alas
$r_{ya} := \sqrt{\frac{I_{ya}}{A_a}} = 3.79 \text{ cm}$	Radio de giro en Y
$k_a := t_{fa} + r_a = 30.7 \text{ mm}$	Espesor del ala + curvatura
$C_{wa} := t_{fa} * h_{aa}^2 + \frac{b_{fa}^3}{24} = 313580.33 \text{ cm}^6$	Constante de torsión de alabeo
$h_a := d_a - 2k_a = 298.60 \text{ mm}$	Altura libre del alma

### Viga Transversal (soporte lateral): IPE 270

a) Datos de la sección:

$$d_s := 270 \text{ mm} \quad \text{Altura de la sección}$$

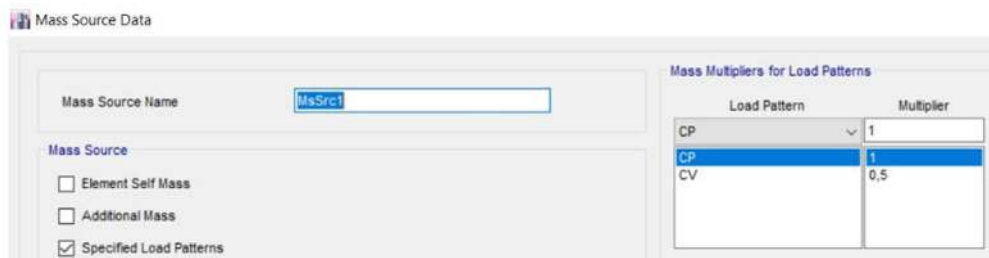
- $A_s := 45.90 \text{ cm}^2$  Área gruesa  
 $b_{fs} := 135 \text{ mm}$  Ancho del ala  
 $S_{xs} := 428.90 \text{ cm}^3$  Modulo elástico "X"  
 $t_{fs} := 10.20 \text{ mm}$  Espesor del ala  
 $Z_{xs} := 484 \text{ cm}^3$  Modulo plástico "X"  
 $t_{ws} := 6.60 \text{ mm}$  Espesor del alma  
 $I_{xs} := 5790 \text{ cm}^4$  Inercia en "X"  
 $r_s := 15.00 \text{ mm}$  Radio de Curvatura  
 $I_{ys} := 420 \text{ cm}^4$  Inercia en "Y"  
 $J_s := 15.90 \text{ cm}^4$  Constante torsional de St. Venant.

b) Cálculos propiedades:

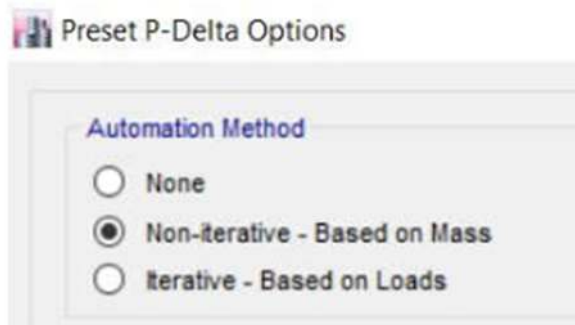
- $r_{xs} := \sqrt{\frac{I_{xs}}{A_s}} = 11.23 \text{ cm}$  Radio de giro en X  
 $h_{as} := d_s - t_{fs} = 259.80 \text{ mm}$  Distancia entre centroides de las alas  
 $r_{ys} := \sqrt{\frac{I_{ys}}{A_s}} = 3.02 \text{ cm}$  Radio de giro en Y  
 $k_s := t_{fs} + r_s = 25.20 \text{ mm}$  Espesor del ala + curvatura  
 $C_{ws} := t_{fs} * h_{as}^2 + \frac{b_{fs}^3}{24} = 70577.87 \text{ cm}^6$  Constante de torsión de alabeo  
 $h_s := d_s - 2k_s = 219.60 \text{ mm}$  Altura libre del alma

$\gamma := 0.50$  Participación de la carga variable

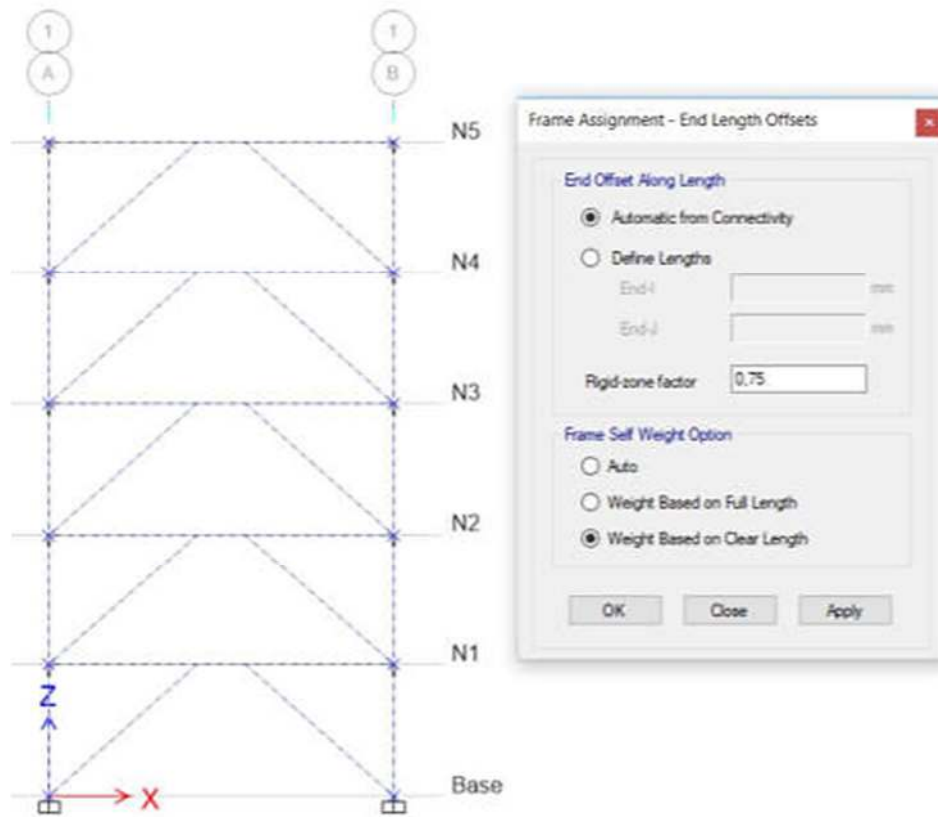
**Figura 38** Fuente de masa (Mass Source)



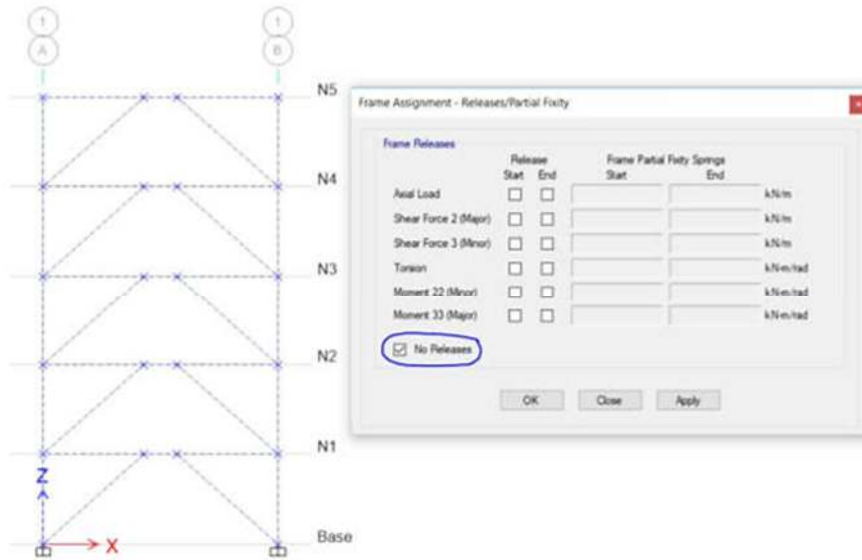
**Figura 39** Efecto P-Delta



**Figura 40** Brazos rígidos



**Figura 41** Extremos empotrados



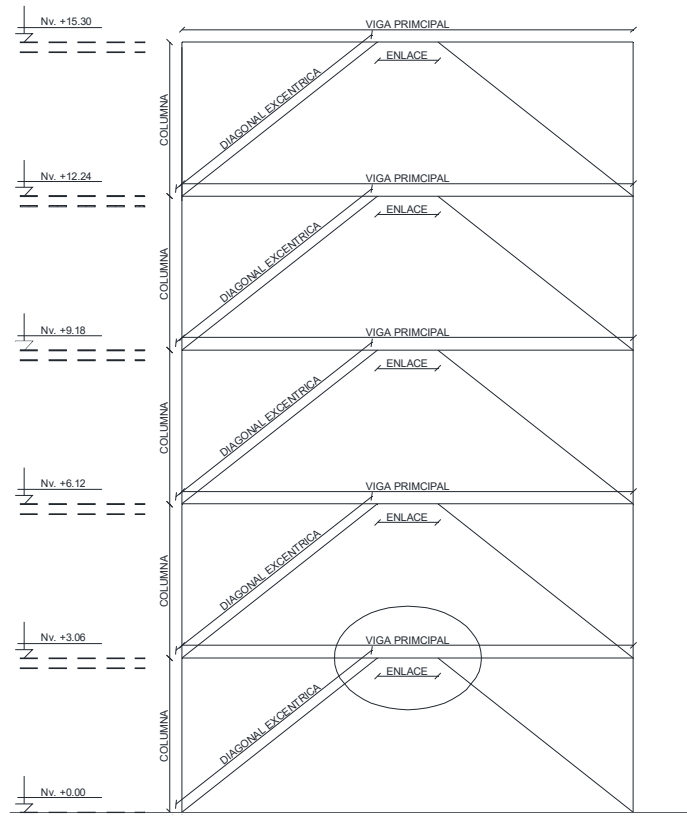
**Figura 42** Preferencias para el diseño en acero

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	EBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1,065
08	Design System R	6
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	4,8
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1,3
17	BetaOmega Factor	1,6
18	Phi(Bending)	0,9

	Item	Value
19	Phi(Compression)	0,9
20	Phi(Tension-Yielding)	0,9
21	Phi(Tension-Fracture)	0,75
22	Phi(Shear)	0,9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0,9
25	Ignore Seismic Code?	No
▶ 26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No
30	Consider Deflection?	Yes
31	DL Limit, L /	120
32	Super DL+LL Limit, L /	120
33	Live Load Limit, L /	360
34	Total Limit, L /	240
35	Total-Camber Limit, L /	240
36	Pattern Live Load Factor	0,5

Se plantea la revisión de las vigas, columnas y enlaces indicado (Primer Nivel):

**Figura 43** Zona de estudio



- **Cortes de piso:**

Nota: En el desarrollo de cualquier proyecto se deberá revisar el corte basal dinámico respecto al estático, que impone la norma como mínimo.

**Tabla 13** *Períodos y masas participativas*

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.394	1	0	0	82.13 %	0 %	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 7.66182 mm	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 7.66182 mm
Modo 2	0.370	0	0.9894	0.1452	0 %	83.16 %	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 6.76214 mm	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 6.76214 mm
Modo 3	0.235	0.0078	0.0198	1	0 %	0.06 %	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 2.72138 mm	R = 6 A = 1.946 m/s <sup>2</sup> D = 2.72138 mm
Modo 4	0.134	1	0	0	11.64 %	0 %	R = 6 A = 1.865 m/s <sup>2</sup> D = 0.84736 mm	R = 6 A = 1.865 m/s <sup>2</sup> D = 0.84736 mm
Modo 5	0.128	0	0.8552	0.5183	0 %	10.9 %	R = 6 A = 1.837 m/s <sup>2</sup> D = 0.7608 mm	R = 6 A = 1.837 m/s <sup>2</sup> D = 0.7608 mm
Total					93.77 %	94.12 %		

Nota: La masa participativa debe acumular más del 90%. En la tabla presentada se observa que llega al 93.77% en Sum UX.

- **Derivas de piso:**

$$\Delta_{elastico} := 0.001109$$

$$C_d = 4.8$$

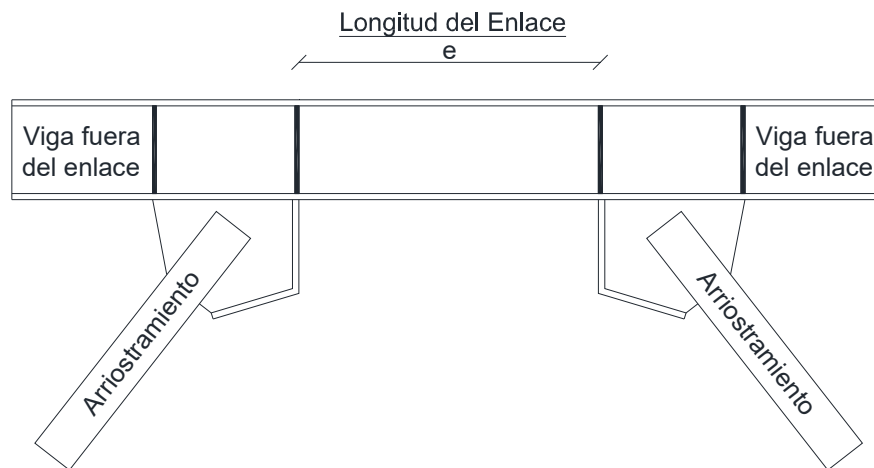
$$\Delta_{elastico} := \Delta_{elastico} * C_d = 0.0053$$

$$\Delta_{max} := 0.012$$

$$if(\Delta_{inelastico} < \Delta_{max}, "Ok", "No Cumple") = "Ok"$$

- **Diseño sismo resistente del enlace**

**Figura 44** *Enlace de un pórtico arriostrado excéntricamente*



Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace, debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma. Es por ello que la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. Sin embargo, el uso de enlaces largos está permitido, dado que puede resultar necesario en ciertos casos donde existen requerimientos arquitectónicos o funcionales especiales (Proaño Sarango).

A modo de resumen, es importante destacar que el uso de enlaces cortos resulta en pórticos de mayor rigidez y resistencia. La capacidad de deformación plástica para el mecanismo de fluencia del alma por corte también es mayor, si bien debe admitirse, como aspecto negativo, que la demanda de deformación se incrementa. Como resultado de la comparación relativa entre ventajas y desventajas, se concluye que es recomendable el uso de enlaces cortos siempre que sea posible (Crisafulli, 2018).

De acuerdo a las investigaciones realizadas en las cuales denotan un mejor comportamiento en los enlaces cortos los cuales influyen en una mejor rigidez, el presente análisis se asume un enlace de 1.2 m el cual no influye directamente en el modelo arquitectónico y brindando una mayor rigidez a la estructura en el sistema EBF.



### Revisión del pandeo local:

a) Para las alas, se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2t_{fb}} = 6.69$$

Esbeltez del ala de la viga-enlace

$$\lambda_{ala\_max\_2010} := 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 8.49$$

Esbeltez máxima del ala de la viga-enlace  
(Criterio AISC 341-10)

$$if(\lambda_{ala} < \lambda_{ala\_max\_2010}, "Ok" , "No Cumple" ) = "Ok"$$

$$\lambda_{ala\_max\_2016} := 0.32 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yc}}} = 7.39$$

Esbeltez máxima del ala de la viga-enlace (Criterio AISC 341-16)

$$if(\lambda_{ala} < \lambda_{ala\_max\_2016}, "Ok" , "No Cumple" ) = "Ok"$$

**Nota:** Si no se cumple esta condición es necesario cambiar la viga utilizada en el enlace.

b) Para el alma, se tiene:

$$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 38.49$$

Esbeltez del alma de la viga-enlace

$$\lambda_{alma\_max\_2010} := 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 69.3$$

Esbeltez máxima del alma de la viga-enlace (Criterio AISC 341-10)

$$if(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max\_2010}, "OK", "No cumple") = "OK"$$

$$\lambda_{alma\_max\_2016} := 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} = 59.35$$

Esbeltez máxima del alma de la viga-enlace (Criterio AISC 341-16)

$$if(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max\_2016}, "Ok", "No cumple") = "Ok"$$

**Nota:** Si no se cumple esta condición se deberá cambiar la viga utilizada en el enlace.

### Comportamiento y resistencia del enlace.

En primer lugar, se determina el corte y momento plástico de la sección.

$$A_{tw} := (d_b - 2t_{fb}) * t_{wb} = 32.08 \text{ cm}^2$$

Área del alma

$$P_r := 56 \text{ KN}$$

Fuerza axial última

$$P_y := A_b * F_{yb} = 2112.5 \text{ KN}$$

Resistencia cedente axial

$$\frac{P_r}{P_y} = 0.03$$

$$V_p := \text{if} \left( \frac{P_r}{P_y} < 0.15, 0.6 * F_{yb} * A_{tw}, 0.6 * F_{yb} * A_{tw} * \sqrt{1 - \left( \frac{P_r}{P_y} \right)^2} \right) = 481.17 \text{ kN}$$

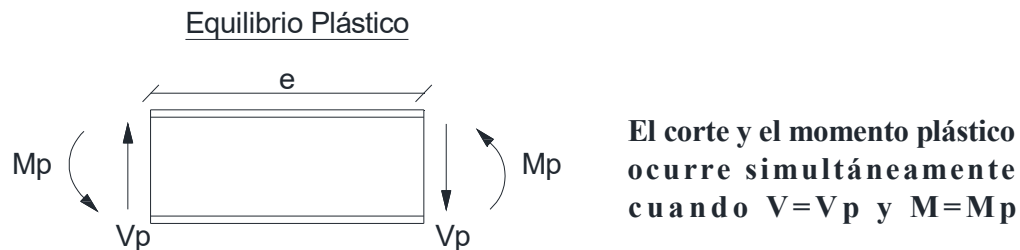
Corte plástico

$$M_p := \text{if} \left( \frac{P_r}{P_y} < 0.15, F_{yb} * Z_{xb}, F_{yb} * Z_{xb} * \left( \frac{1 - \frac{P_r}{P_y}}{0.85} \right) \right) = 326.75 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento plástico

Equilibrio plástico de fuerzas para la falla simultanea de corte y flexión.

**Figura 45** Enlace corto de un pórtico arriostrado excéntricamente



$$e_{crit} = \frac{2 * M_p}{V_p}$$

La longitud crítica del enlace será:

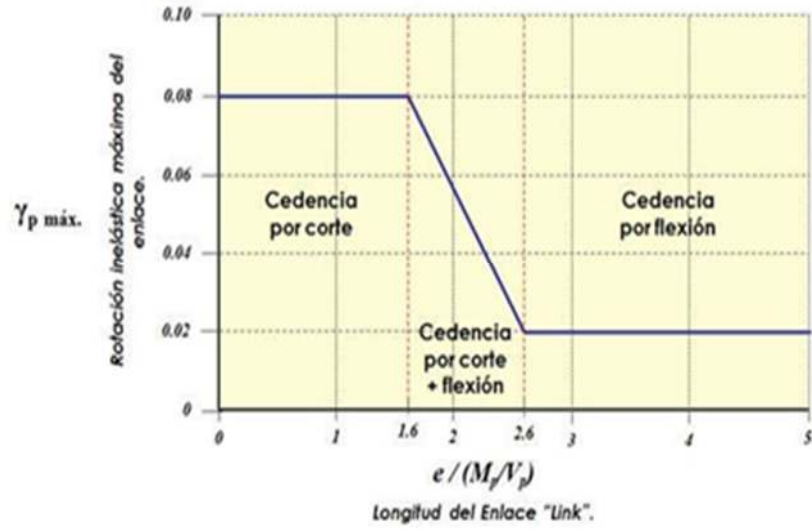
$$e_{crit} = \frac{2 * M_p}{V_p} = 1.36 \text{ m}$$

La longitud del enlace es:

$$e = 1.2 \text{ m}$$

Luego, si la longitud del enlace es menor a la crítica, se tiene una cedencia por corte, de lo contrario, la cedencia sería por flexión.

**Figura 46** Rotación máxima de un enlace



$if(e \leq e_{crit}, "Cedencia por corte", "Cedencia por flexión") = "Cedencia por flexión"$

Resistencia nominal a corte:

$$V_n := if\left(e < e_{crit}, V_p, 2 * \frac{M_p}{e}\right) = 481.17 \text{ kN}$$

Factor de minoración.

$$\phi_u := 0.90$$

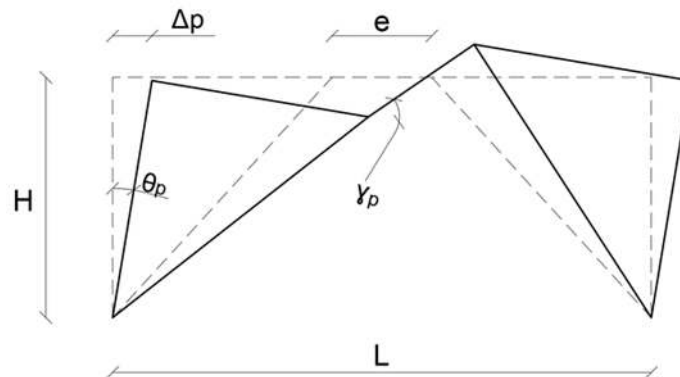
Resistencia minorada a corte.

$$\phi_u * V_n := 433.05 \text{ kN}$$

**Rotación del enlace.**

a) Rotación del análisis:

**Figura 47** Rotación máxima del enlace



$$\gamma_p = \frac{L}{e} * \theta_p$$

Deriva elástica	$\theta_e := 0.000913 \text{ rad}$
Factor de ductilidad	$C_d = 4.8$
Deriva inelástica	$\theta_p := \theta_e * C_d = 0.00438 \text{ rad}$
Rotación del enlace	$Y_p = \frac{L}{e} * \theta_p = 0.033 \text{ rad}$

b) Verificación de la rotación máxima:

Si  $e \leq 1.6 M_p/V_p$   $Y_{p\max} = 0.08 \text{ radianes}$

Si  $1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p}$   $Y_{p\max} = 0.08 - \left[ \frac{(0.08-0.02)*V_p}{M_p} \right] * \left[ \frac{(e-1.6*V_p)}{V_p} \right]$

Si  $e \geq 2.6 M_p/V_p$   $Y_{p\max} = 0.02 \text{ radianes}$

$$\frac{1.6 M_p}{V_p} = 108.65 \text{ cm}$$

$$e = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 M_p}{V_p} = 176.56 \text{ cm}$$

$$Y_{p\max} = 0.08 - \left( \frac{(0.08 - 0.02) * V_p}{M_p} \right) \left( e - \frac{1.6 * M_p}{V_p} \right)$$

$$Y_{p\max} = 0.07 \text{ rad}$$

if( $Y_p < Y_{p\max}$ , "Ok", "Rotación excedida") = "OK"

a) Resultados del analisis:

Link Rotacion	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (m)	Link Length (m)
0.033	UDDt1S5	0.070	8.97	1.20

**Nota:** Si esta relación no cumple, se deberá replantear el sistema.

- **Diseño sismo resistente de la viga fuera del enlace.**

**Resistencia a compresión:**

$K_x := 1.00$  Facto de longitud efectiva en X.

$K_y := 1.00$  Facto de longitud efectiva en Y.

$L_{bx} := \frac{L - e}{2} - \frac{d_c}{2} := 3.69 \text{ m}$  Longitud libre en X.

$$L_{by} := d_{SL} := 1.2 \text{ m}$$

Longitud libre en Y.

$$\frac{K_x * L_{bx}}{r_{xb}} = 22.27$$

Esbeltez en X.

$$\frac{K_y * L_{by}}{r_{yb}} = 30.38$$

Esbeltez en Y.

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x * L_{bx}}{r_{xb}}, \frac{K_y * L_{by}}{r_{yb}}\right) = 30.38$$

Esbeltez Máxima de la viga fuera del enlace.

El límite de esbeltez de la viga fuera del enlace, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 133.22$$

$if(E_{max} \leq E_{limite}, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"$

También, se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_e := \frac{\pi^2 * E}{(E_{max})^2} = 2138.09 \text{ (Mpa)}$$

$$\frac{F_{yb}}{F_e} = 0.12$$

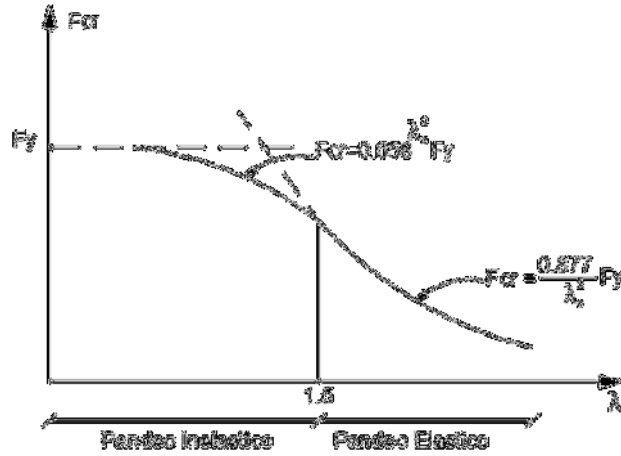
$if\left(\frac{F_{yb}}{F_e} \leq 2.25, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico"\right) = "Pandeo Inelástico"$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{yb}}{E}} = 0.34 \text{ m}$$

$if(\lambda_c \leq 1.50, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"$

**Figura 48** Relación de esbeltez



$$F_{cr} := \text{if} \left( \lambda_c \leq 1.50, 0.658 \lambda_c^2 F_{yb}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{yb} \right) = 238.06 \text{ MPa}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico.

$$\phi := 0.9$$

Factor de minoración

$$P_{n_{V1}} := A_b * F_{cr} = 2011.6 \text{ kN}$$

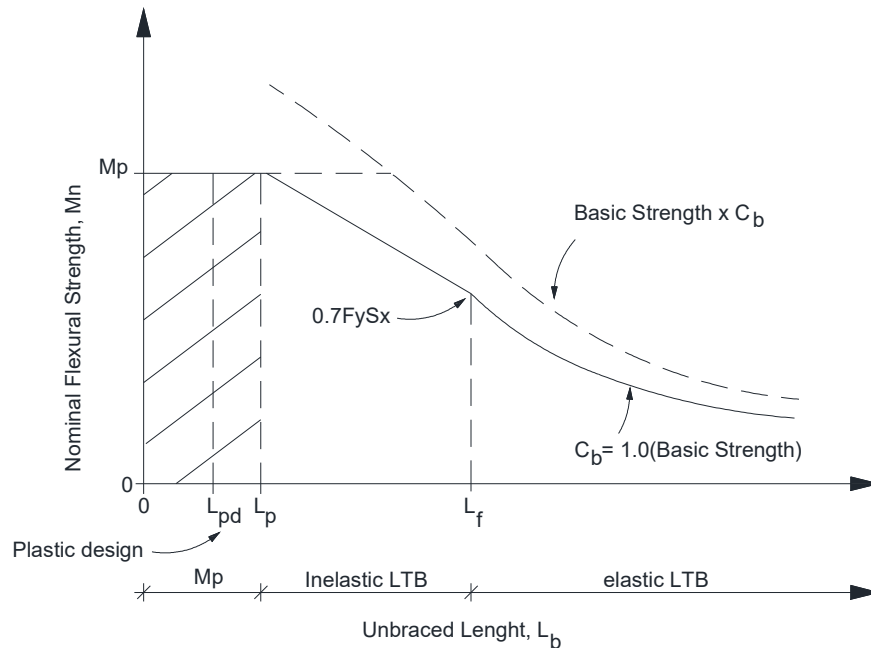
Resistencia nominal a compresión

$$\phi P_{n_{V1}} = 1810.44 \text{ kN}$$

Resistencia minorada a compresión

**Resistencia a la flexión:**

**Figura 49** Longitud no soportada lateralmente



$$L_b := d_{SL} = 1.2 \text{ m}$$

Longitud no soportada lateralmente.

$$L_p := 1.76 * r_{yb} * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.97 \text{ m}$$

Longitud límite de comportamiento plástico.

$$M_p := Z_{xb} * F_{yb} = 326.75 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento plástico.

En este caso, debido a la condición de soporte lateral del enlace, la viga alcanza su momento plástico.

$$L_b \leq L_p$$

$$M_{n_{v1}} := M_p = 326.75 \text{ kN} * \text{m}$$

Resistencia nominal a flexión.

$$\phi := 0.9$$

Factor de minoración

$$\phi * M_{n_{v1}} := 294.08 \text{ kN} * \text{m}$$

Resistencia minorada a flexión

Demanda/Capacidad:

Para la combinación 1.

$$P_u := \text{abs}(P_{u1_{v1}}) = 66.42 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u1_{v1}}) = 31.92 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n1_{v1}}} = 0.04$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n_{v1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n_{v1}}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n_{v1}}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n_{v1}}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n_{v1}}} \right) = 0.127$$

$$\text{if} (I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Para la combinación 2.

$$P_u := \text{abs}(P_{u2_{v1}}) = 60.56 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u2_{v1}}) = 28.67 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n1_{v1}}} = 0.033$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n_{v1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n_{v1}}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n_{v1}}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n_{v1}}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n_{v1}}} \right) = 0.114$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Para la combinación 3.

$$P_u := \text{abs}(P_{u3_{V1}}) = 108.16 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u3_{V1}}) = 53.1 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n1_{V1}}} = 0.06$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n1_{V1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n1_{V1}}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n1_{V1}}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n1_{V1}}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n1_{V1}}} \right) \\ = 0.21$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Para la combinación 4.

$$P_u := \text{abs}(P_{u4_{V1}}) = 99.18 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u4_{V1}}) = 48.11 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n1_{V1}}} = 0.05$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{nV1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{nV1}} + \frac{M_u}{\phi * M_{nV1}}, \frac{P_u}{\phi * P_{nV1}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{nV1}} \right) = 0.19$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Para la combinación 5.

$$P_u := \text{abs}(P_{u5_{V1}}) = 293.4 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u5_{V1}}) = 72.89 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n1_{V1}}} = 0.16$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{nV1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{nV1}} + \frac{M_u}{\phi * M_{nV1}}, \frac{P_u}{\phi * P_{nV1}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{nV1}} \right) = 0.33$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Para la combinación 6.

$$P_u := \text{abs}(P_{u6_{V1}}) = 245.09 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u6_{V1}}) = 49.48 \text{ kN} * m$$



$$\frac{P_u}{\phi * P_{n1,V1}} = 0.14$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{nV1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{nV1}} + \frac{M_u}{\phi * M_{nV1}}, \frac{P_u}{\phi * P_{nV1}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{nV1}} \right) = 0.236$$

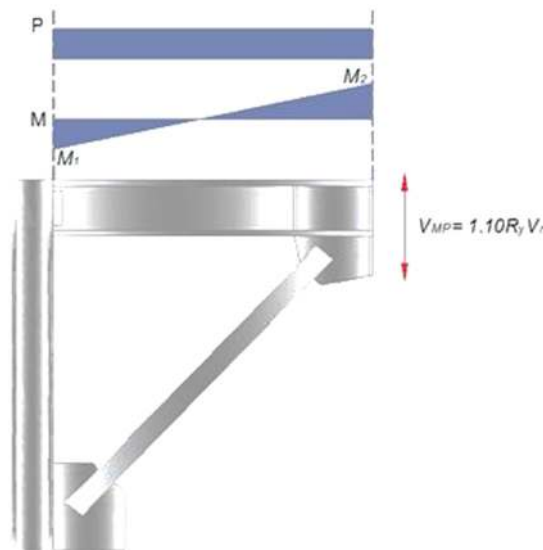
$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

- **Revisión especial de la viga fuera del enlace**

**Demanda**

Para el diseño de la viga fuera del enlace, se debe considerar la carga sísmica amplificada suponiendo que actúa un corte máximo probable VMP equivalente al 88% del valor de la resistencia esperada por corte en el enlace definida como  $1.25R_yV_n$ , considerando de esta manera la deformación por endurecimiento del material.

**Figura 50** *Viga fuera del enlace*



$$V_{MP} := 0.88 * 1.25 * R_{yb} * V_n$$

$$V_{MP} := 1.10 * R_{yb} * V_n = 793.93 \text{ kN}$$

Procedimiento 1: Se Plantea el cociente entre el corte máximo esperado y el corte último del análisis debido al sismo.

$$V_u := 153 * \text{kN}$$

Corte por sismo en el enlace.

$$\Omega_1 := \frac{V_{MP}}{V_u} = 5.19$$

Factor de amplificación sísmica.

$$P_{Emh_{.1}} := \Omega_1 * P_{SHV_1} = 1110.1 \text{ kN}$$

Fuerza axial sísmica amplificada

$$M_{Emh_{.1}} := \Omega_1 * M_{SHV_1} = 179.59 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento sísmico amplificado

Procedimiento 2: Se Plantea el equilibrio haciendo un corte en el medio del enlace donde el momento es nulo, se tiene el corte máximo probable y la fuerza axial máxima probable.

$$M_{enlace} := V_{MP} * \frac{e}{2} = 476.36 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento que ocurre en el inicio del enlace debido al corte máximo probable y la excentricidad.

$$L = 8.97 \text{ m}$$

Longitud del tramo.

$$H = 3.06 \text{ m}$$

Altura de piso.

$$L_v := \frac{(L-e)}{2} = 3.89 \text{ m}$$

Longitud de la viga fuera del enlace.

$$L_a := \sqrt{H^2 + \left(\frac{(L-e)}{2}\right)^2} = 4.95 \text{ m}$$

Longitud del arriostramiento.

$$S_v := \frac{E * I_{xb}}{L_v} = 11907.34 \text{ kN} * \text{m}$$

Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace.

$$S_a := \frac{E * I_{xa}}{L_a} = 6579.87 \text{ kN} * \text{m}$$

Módulo de rigidez del arriostramiento.

$$Fd_v := \frac{S_v}{S_v + S_a} = 0.64$$

Factor de distribución de la viga fuera del enlace.

$$M_v := Fd_v * M_{enlace} \\ = 306.82 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento en la viga fuera del enlace.

$$M_{Em_{.h2}} := M_v = 306.82 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento sísmico amplificado.

$$P_{MP} := V_{MP} * \frac{L}{2 * H} = 1163.65 \text{ kN}$$

Fuerza axial en la viga fuera del enlace.

$$P_{Em_{.h2}} := P_{MP} = 1163.65 \text{ kN}$$

Fuerza axial sísmica amplificada.

Luego, se elige para este caso el procedimiento 1.

$$P_{Emh_{.V1}} := P_{Emh_{.1}} = 1110.1 \text{ kN}$$

$$M_{Emh_{V1}} := M_{Emh_1} = 179.59 \text{ kN} * m$$

Fuerza axial y momento esperado en la viga fuera del enlace, aplicando la combinación crítica con el sismo amplificado.

$$P_{u_{V1}} := (1.2 + 0.2 * S_{DS}) * P_{CP_{V1}} + P_{CV_{V1}} + P_{Emh_{V1}} = 1204.96 \text{ kN}$$

$$M_{u_{V1}} := (1.2 + 0.2 * S_{DS}) * M_{CP_{V1}} + M_{CV_{V1}} + M_{Emh_{V1}} = 225.57 \text{ kN} * m$$

### Revisión del pandeo local:

Las alas y el alma de la viga fuera del enlace deben cumplir con la condición de miembro de moderada ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341.

a) Para las alas, se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2t_{fb}} = 6.67$$

Esbeltez del ala de la viga fuera del enlace.

$$\lambda_{ala\_max\_2010} := 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 10.75$$

Esbeltez máxima del ala de la viga fuera del enlace (Criterio AISC 341-10).

$$if(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_max\_2010}, "Cumple", "No Cumple" = "Cumple"$$

$$\lambda_{ala\_max\_2016} := 0.40 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} = 9.24$$

Esbeltez máxima del ala de la viga fuera del enlace (Criterio AISC 341-16).

$$if(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_max\_2016}, "Cumple", "No Cumpla" = "Cumple"$$

**Nota:** Si no se cumple esta condición es necesario cambiar la viga utilizada.

b) Para el alma, se plantea la revisión en función a la carga última a compresión:

$$P_{yb} := A_b * F_{yb} = 2112.5 \text{ kN}$$

Resistencia cedente axial de la viga fuera del enlace.

$$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 38.49$$

Esbeltez del alma de la viga fuera del enlace.

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{ub\_max}}{\phi * P_{yb}} \quad \text{Relación demanda/capacidad axial}$$

Para  $C_a \leq 0.125$

Para  $C_a > 0.125$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}} * (1 - 2.75 * C_a)}$$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}} * (2.33 - C_a)} \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{ub\_max}}{\phi * R_{yb} * P_{yb}} \quad \text{Relación demanda/capacidad axial incluyendo la sobre resistencia del acero.}$$

Para  $C_a \leq 0.114$

Para  $C_a > 0.114$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}} * (1 - 3.04 * C_a)}$$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}} * (2.12 - C_a)} \geq 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}$$

$$P_{ub\_max\_V1} = P_{u\_V1} = 1204.96 \text{ kN}$$

De acuerdo al criterio del AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{ub\_max\_V1}}{\phi * P_{yb}} = 0.63$$

Para  $C_a \leq 0.125$

$$\lambda_{alma\_max\_1} := 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}} * (1 - 2.75 * C_a)} = -79$$

Para  $C_a > 0.125$

$$\lambda_{alma\_max\_2} := \max \left( 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}} * (2.33 - C_a)}, 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \right) = -53.73$$

$$\lambda_{alm\_max\_2010} := if(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma\_max\_1}, \lambda_{alma\_maz_2}) = 53.73$$

$$if(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max\_2010}, "OK", "No cumple") = "OK"$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{ub\_max\_V1}}{\phi * R_{yb} * P_{yb}} = 0.42$$

Para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{alma\_max\_1} := 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (1 - 3.04 * C_a) = -26.01$$

Para  $C_a > 0.114$

$$\begin{aligned} \lambda_{alma\_max\_2} &:= \max * \left( 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (2.12 - C_a), 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} \right) \\ &= 50.57 \end{aligned}$$

$$\lambda_{alm\_max\_2016} := if(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma\_max\_1}, \lambda_{alma\_maz_2} = 50.57)$$

$$if(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alm\_max\_2016}, "OK", "No cumple") = "OK"$$

**Nota:** Si no se cumple esta condición de deberá cambiar la viga utilizada.

### Longitud no soportada.

Para miembros de moderada ductilidad, conforme al criterio de la Norma ANSI/AISC 341, la viga debe cumplir con la longitud máxima no soportada especificada, a fin de propiciar una falla dúctil.

En este caso, se tiene vigas transversales espaciadas a 1.2m, que sirven de soporte lateral:

$$L_b := e = 1.2m \quad \text{Longitud no soportada.}$$

$$L_{bmax\_2010} := 0.17 * r_{yb} * \frac{E}{F_{yb}} = 5.37 m \quad \text{Criterio ANSI/AISC 314-10}$$

$$if(L_b < L_{bmax\_2010}, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"$$

$$L_{bmax\_2016} := 0.19 * r_{yb} * \frac{E}{R_{yb} * F_{yb}} = 4.00 m \quad \text{Criterio ANSI/AISC 314-16}$$

$$if(L_b < L_{bmax\_2016}, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"$$

- **Diseño sismo resistente del arriostramiento.**

**Resistencia a compresión:**

$K_x := 1.00$  Facto de longitud efectiva en X.

$K_y := 1.00$  Facto de longitud efectiva en Y.

$F_{la} := 0.85$

Facto de longitud libre del arriostramiento, tomando en cuenta las dimensiones de vigas, columnas y conexiones.

$L_{ba} := F_{la} * L_a = 4.2 \text{ m}$  Longitud libre de arriostramiento.

$\frac{K_x * L_{ba}}{r_{xa}} = 28.10$  Esbeltez en X.

$\frac{K_y * L_{ba}}{r_{ya}} = 110.98$  Esbeltez en Y.

$E_{max} := \max\left(\frac{K_x * L_{ba}}{r_{xa}}, \frac{K_y * L_{ba}}{r_{ya}}\right) = 110.98$

Esbeltez Máxima del arriostramiento.

El límite de esbeltez del arriostramiento, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 133.22$$

$if(E_{max} \leq E_{limite}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$

También, se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_e := \frac{\pi^2 * E}{(E_{max})^2} = 160.27 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_{ya}}{F_e} = 1.56$$

$if\left(\frac{F_{ya}}{F_e} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}\right) = \text{"Pandeo Inelástico"}$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{ya}}{E}} = 1.25$$

$if(\lambda_c \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$

$$F_{cr} := if(\lambda_c \leq 1.5, 0.658\lambda_c^2 * F_{ya}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{ya}) = 130.13 \text{ MPa}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico.

$$\phi = 0.9$$

Factor de minoración

$$P_{n_{A1}} := A_a * F_{cr} = 946.07 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a compresión

$$\phi * P_{n_{A1}} = 851.46 \text{ kN}$$

Resistencia minorada a compresión

### Resistencia a la flexión:

a) Cálculo de longitudes características:

$$L_b := L_{ba} = 4.20 \text{ m}$$

Longitud no soportada lateralmente.

$$L_p := 1.76 * r_{ya} * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 1.89 \text{ m}$$

Longitud límite de comportamiento plástico.

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{ya} * h_{oa}}{2 * S_{xa}}} = 4.48 \text{ cm}$$

$$c := 100$$

para perfiles doble T.

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico.

$$L_r := 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_{ya}} * \sqrt{\frac{J_a * c}{S_{xa} * h_{oa}} + \sqrt{\left(\frac{J_a * c}{S_{xa} * h_{oa}}\right)^2 + 6.76 \left(0.70 * \frac{F_{ya}}{E}\right)^2}} = 6.11 \text{ m}$$

b) Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica.

$$M_p := Z_{xa} * F_{ya} = 254.75 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento Plástico

$$M_r := 0.7 * S_{xa} * F_{ya} = 158.20 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento Resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico.

$$C_b := 2.00$$

Coficiente de flexión.

$$F_{cr} := C_b * \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_a * c}{S_{xa} * h_{oa}} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 603.43 \text{ MPa}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico.

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{si } L_b \leq L_p$$

$$M_{n1} := M_p = 254.75 \text{ kN} * m$$

$$\text{si } L_p < L_p \leq L_r$$

$$M_{n2} := \min\left(C_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 * S_{xa} * F_{ya}) * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right), M_p\right) = 254.75 \text{ kN} * m$$

$$\text{si } L_b > L_r$$

$$M_{n3} := \min(S_{xa} * F_{cr}, M_p) = 254.75 \text{ kN} * m$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_{n_{A1}} := \min(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 254.75 \text{ kN} * m$$

$$\phi := 0.9$$

Factor de minoración.

$$\phi * M_{n_{A1}} = 229.28 \text{ kN} * m$$

Resistencia minorada a flexión.

**Demanda/Capacidad:**

**Para la combinación 1**

$$P_u := \text{abs}(P_{u1_{A1}}) = 98.03 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u1_{A1}}) = 15.75 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} = 0.12$$

$$I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n_{A1}}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n_{A1}}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n_{A1}}}\right) = 0.126$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

**Para la combinación 2**

$$P_u := \text{abs}(P_{u2_{A1}}) = 90.41 \text{ kN}$$



$$M_u := \text{abs}(M_{u2\_A1}) = 13.48 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} = 0.11$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n\_A1}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n\_A1}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n\_A1}} \right) \\ = 0.11$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

### Para la combinación 3

$$P_u := \text{abs}(P_{u3\_A1}) = 156.52 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u3\_A1}) = 41.24 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} = 0.18$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n\_A1}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n\_A1}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n\_A1}} \right) = 0.272$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{" No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

### Para la combinación 4

$$P_u := \text{abs}(P_{u4\_A1}) = 144.81 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u4\_A1}) = 24.32 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} = 0.17$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n\_A1}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n\_A1}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n\_A1}} \right) = 0.191$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{" No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

### Para la combinación 5

$$P_u := \text{abs}(P_{u5\_A1}) = 385.31 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u5\_A1}) = 98.92 \text{ kN} * m$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} = 0.45$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n_{A1}}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n_{A1}}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n_{A1}}} \right) = 0.836$$

$\text{if} (I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

### Para la combinación 6

$$P_u := \text{abs}(P_{u6_{A1}}) = 314.61 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u6_{A1}}) = 87.11 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} = 0.37$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 * \phi * P_{n_{A1}}} + \frac{M_u}{\phi * M_{n_{A1}}}, \frac{P_u}{\phi * P_{n_{A1}}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi * M_{n_{A1}}} \right) = 0.707$$

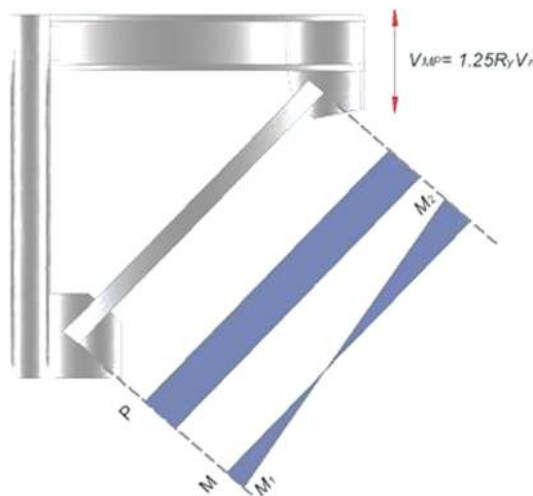
$\text{if} (I \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

- **Revisión especial del arriostramiento**

#### Demanda

Para el diseño del arriostramiento, se debe considerar la carga sísmica amplificada suponiendo que se produce la resistencia esperada por corte en el enlace definida como  $1.25R_yV_n$ , considerando de esta manera la deformación por endurecimiento del material.

**Figura 51** Arriostramiento



$$V_{MP} := 1.25 * R_{yb} * V_n = 902.19 \text{ kN}$$

$$V_{MP} = 902.19 \text{ kN}$$

**Procedimiento 1:** Se Plantea el cociente entre el corte máximo esperado y el corte último del análisis debido al sismo.

$$V_u := 153 \text{ kN}$$

Corte por sismo en el enlace.

$$\Omega_2 := \frac{V_{MP}}{V_u} = 5.9$$

Factor de amplificación sísmica.

$$P_{Emh\_1} := \Omega_2 * P_{SHA1} = 1582.50 \text{ kN}$$

Fuerza axial sísmica amplificada

$$M_{Emh\_1} := \Omega_2 * M_{SHA1} = 471.38 \text{ kN} * m$$

Momento sísmico amplificado

**Procedimiento 2:** Se Plantea el equilibrio haciendo un corte en el medio del enlace donde el momento es nulo, se tiene el corte máximo probable y la fuerza axial máxima probable.

$$M_{enlace} := V_{MP} * \frac{e}{2} = 541.32 \text{ kN} * m$$

Momento que ocurre en el inicio del enlace debido al corte máximo probable y la excentricidad.

$$L = 8.97 \text{ m}$$

Longitud del tramo.

$$H = 3.064 \text{ m}$$

Altura de piso.

$$L_v := \frac{(L - e)}{2} = 3.89 \text{ m}$$

Longitud de la viga fuera del enlace.

$$L_a := \sqrt{H^2 + \left(\frac{(L - e)}{2}\right)^2} = 4.95 \text{ m}$$

Longitud del arriostramiento.

$$S_v := \frac{E * L_{xb}}{L_v} = 11907.34 \text{ kN} * m$$

Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace.

$$S_a := \frac{E * I_{xa}}{L_a} = 6579.87 \text{ kN} * m$$

Módulo de rigidez del arriostramiento.

$$Fd_a := \frac{S_a}{(S_v + S_a)} = 0.36$$

Factor de distribución del arriostramiento.

$$M_a := Fd_a * M_{enlace} = 192.66 \text{ kN} * m$$

Momento en el arriostramiento.

$$M_{Emh\_2} := M_a = 192.66 \text{ kN} * m$$

Momento sísmico amplificado.

$$P_{MP} := V_{MP} * \frac{L}{2 * H} = 1322.33 \text{ kN}$$

Fuerza axial en el arriostramiento.

$$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{H}{L_v}\right) = 38.23 \text{ deg}$$

Angulo respecto a la horizontal.

$$P_{Emh\_2} := P_{MP} * \cos(\theta) + V_{MP} * \sin(\theta) = 1597.04 \text{ kN}$$

Fuerza axial sísmica amplificada.

Luego, se elige para este caso el procedimiento 2.

$$P_{Emh\_A1} := P_{Emh\_2} = 1597.04 \text{ kN}$$

$$M_{Emh\_A1} := M_{Emh\_2} = 192.66 \text{ kN} * m$$

Fuerza axial y momento esperado en el arriostramiento, aplicando la combinación crítica con el sismo amplificado.

$$P_{u\_A1} := (1.2 + 0.2 * S_{DS}) * P_{CPA1} + P_{CVA1} + P_{EmhA1} = 1735.82 \text{ kN}$$

$$M_{u\_A1} := (1.2 + 0.2 * S_{DS}) * M_{CPA1} + M_{CVA1} + M_{EmA1} = 215.87 \text{ kN} * m$$

### Revisión del pandeo local:

Las alas y el alma del arriostramiento deben cumplir con la condición de miembro de moderada ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341.

a) Para las alas, se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fa}}{2t_{fa}} = 6.69$$

Esbeltez del ala del arriostramiento.

$$\lambda_{ala\_max\_2010} := 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 10.75$$

Esbeltez máxima del ala del arriostramiento (Criterio AISC 341-10).

$$if(\lambda_{ala} < \lambda_{ala\_max\_2010}, "OK", "No cumple") = "OK"$$

$$\lambda_{ala\_max\_2016} = 0.40 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}} = 9.24$$

Esbeltez máxima del ala del arriostramiento (Criterio AISC 341-16)

$$if(\lambda_{ala} < \lambda_{ala\_max\_2016}, "Ok", "No cumple") = "Ok"$$

**Nota:** Si no se cumple esta condición es necesario cambiar la viga utilizada.

b) Para el alma, se plantea la revisión en función a la carga última a compresión:

$$P_{ya} := A_a * F_{ya} = 1817.50 \text{ kN}$$

Resistencia cedente axial del arriostramiento.

$$\lambda_{ala} = \frac{h_a}{t_{wa}} = 37.33$$

Esbeltez del alma del arriostramiento.

$$\phi := 0.9$$

Factor de minoración

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$P_{ua\_max\_A1} := P_{u\_A1} = 1735.82 \text{ kN}$$

$$C_a := \frac{P_{ua\_max}}{\phi * P_{ya}} = 1.06$$

Relación demanda/capacidad axial

Para  $C_a \leq 0.125$

Para  $C_a > 0.125$

$$\frac{h_a}{t_{wa}} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}} * (1 - 2.75 * C_a)}$$

$$\frac{h_a}{t_{wa}} \leq 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}} * (2.33 - C_a)} \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$P_{ua\_max} := P_{u\_A1} = 1735.82 \text{ kN}$$

$$C_a := \frac{P_{ua\_max}}{\phi * R_{ya} * P_{ya}} = 0.71$$

Relación demanda/capacidad axial incluyendo la sobre resistencia del acero.

Para  $C_a \leq 0.114$

Para  $C_a > 0.114$

$$\frac{h_a}{t_{wa}} \leq 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}} * (1 - 3.04 * C_a)}$$

$$\frac{h_a}{t_{wa}} \leq 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}} * (2.12 - C_a)} \geq 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$P_{ua\_max\_A1} := P_{u\_A1} = 1735.82 \text{ kN}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{ua\_max\_A1}}{\phi * P_{ya}} = 1.06$$

Para  $C_a \leq 0.125$

Para  $C_a > 0.125$

$$\lambda_{alma\_max\_1} := 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} * (1 - 2.75 * C_a) = -204$$

$$\lambda_{alma\_max\_2} := \max * \left( 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} * (2.33 - C_a), 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \right) = 42.14$$

$$\lambda_{alma\_max\_2010} := \text{if}(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma\_max\_1}, \lambda_{alma\_max\_2} = 42.14$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max\_2010}, "OK", "No cumple") = "OK"$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{ua\_max\_A1}}{\phi * R_{ya} * P_{ya}} = 0.71$$

Para  $C_a \leq 0.114$

Para  $C_a > 0.114$

$$\lambda_{alma\_max\_1} := 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}} * (1 - 3.04 * C_a) = -105.23$$

$$\lambda_{alma\_max\_2} := \max * \left( 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}} * (2.12 - C_a), 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}} \right) = 42.08$$

$$\lambda_{alma\_max\_2016} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma\_max\_1}, \lambda_{alma\_max\_2} = 42.08$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max\_2016}, "OK", "No cumple") = "OK"$$

**Nota:** Si no se cumple esta condición se deberá cambiar el arriostamiento utilizado.

### Relación demanda/capacidad

$P_{u\_A1} = 1186.66 \text{ kN}$  Fuerza máxima esperada a compresión.

$M_{u\_A1} = 322.91 \text{ kN} * \text{m}$  Momento máximo esperado.

$\phi * P_{n\_A1} = 3010.11 \text{ kN}$  Resistencia minorada a compresión.

$\phi * M_{n\_A1} = 541.8 \text{ kN} * \text{m}$  Resistencia minorada a flexión.

$$\frac{P_{u\_A1}}{\phi * P_{n\_A1}} = 0.39$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi * P_{n\_A1}} \leq 0.2, \frac{P_{u\_A1}}{2 * \phi * P_{n\_A1}} + \frac{M_{u\_A1}}{\phi * M_{n\_A1}}, \frac{P_{u\_A1}}{\phi * P_{n\_A1}} + \frac{8}{9} \frac{M_{u\_A1}}{\phi * M_{n\_A1}} \right) = 0.924$$

if ( $I \leq 1$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

**Figura 52** Relación demanda/capacidad viga arriostrada



Comprobación

Perfil	Peso	Resistencia
✗ IPE 300	42.23	174.24 %
✗ IPE 330	49.14	127.28 %
✓ IPE 360	57.07	94.15 %
✓ IPE 400	66.33	70.58 %

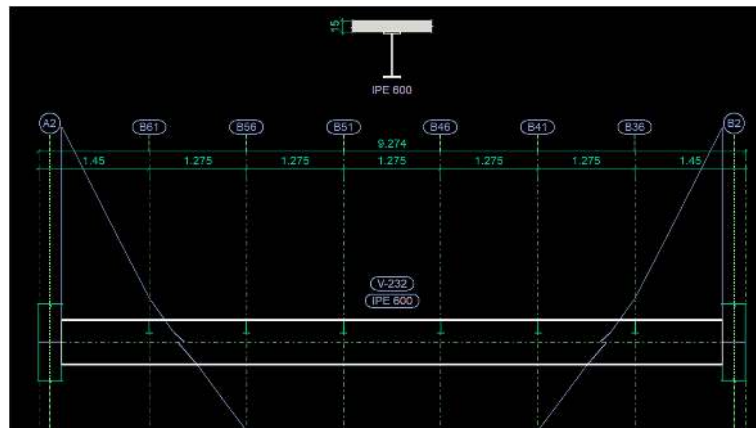
No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

**Figura 53** Relación demanda/capacidad viga principal



Comprobación

Perfil	Peso	Resistencia
✗ IPE 500	50.67	156.26 %
✗ IPE 550	105.50	117.25 %
✓ IPE 600	122.45	88.19 %

No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

**Tabla 14** Planilla de acero, estructura sin diagonales excéntricas

<b>PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURA SIN DIAGONALES EXCENTRICAS</b>										
<i>Mc</i>	<i>TIPO</i>	<i>ACERO</i>	<i>Num</i>	<i>bf</i>	<i>Tf</i>	<i>h</i>	<i>tw</i>	<i>L</i>	<i>P. unit</i>	<i>Peso</i>
				<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>m</i>	<i>kg/m</i>	<i>kg</i>
101	V1	36	120	IPE 200				5.00	22.40	13 440.00
102	V2	36	30	IPE 180				4.01	18.80	2 261.64
106	VT1	36	20	IPE 600				7.47	122.00	18 226.80
107	VT2	36	5	IPE 450				7.47	77.60	2 898.36
108	VT3	36	5	IPE 400				7.47	66.30	2 476.31
112	VS1	36	40	IPE 270				4.30	36.10	6 209.20
<b>Peso Total Vigas (A) =</b>										<b>45 512.31</b>

301	C1A	36	12	70	90	2.4		15.3	584.79	107368.10
<b>Peso Total Columnas (B) =</b>										<b>107 368.10</b>

<b>Peso Total (A+B)</b>	<b>=</b>	<b>152 880.41</b>
-------------------------	----------	-------------------

**Tabla 15** Planilla de acero, estructura con diagonales excéntricas

<b>PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURA CON DIAGONALES EXCENTRICAS</b>										
<i>Mc</i>	<i>TIPO</i>	<i>ACERO</i>	<i>Num</i>	<i>bf</i>	<i>tf</i>	<i>h</i>	<i>tw</i>	<i>L</i>	<i>P. unit</i>	<i>Peso</i>
				<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>m</i>	<i>kg/m</i>	<i>kg</i>
101	V1	36	120	IPE 200				5.00	22.40	13 440.00
102	V2	36	30	IPE 180				4.01	18.80	2 261.64
106	VT1	36	20	IPE 600				8.67	122.00	21 154.80
107	VT2	36	5	IPE 400				8.67	66.30	2 874.11
108	VT3	36	5	IPE 360				8.67	57.10	2 475.29
112	VS1	36	50	IPE 270				4.70	36.10	8 483.50
113	VG	36	20	IPE 360				4.20	57.10	4 796.40
114	VG	36	40	IPE 300				2.90	42.20	4 895.20
<b>Peso Total Vigas (A) =</b>										<b>60 380.93</b>

301	C1A	36	12	30	30	1.5	1.5	15.3	134.24	24645.55
<b>Peso Total Columnas (B) =</b>										<b>24 645.55</b>

<b>Peso Total (A+B) =</b>	<b>85 026.48</b>
---------------------------	------------------

#### 4.11. Análisis de resultados

- Se estudio una edificación completamente funcional, y se realizó la reducción de secciones con la inclusión de diagonales excéntricas, cumpliendo con los lineamientos de las normas de construcción que indica los parámetros necesarios para que la estructura cumpla su nivel de desempeño y se mantenga en un nivel de aceptación de seguridad de vida.



- La estructura metálica sin diagonales excéntricas se encontraba en el nivel de desempeño totalmente operativa, permitiendo la reducción de las secciones con la inclusión de diagonales excéntricas e incursioné más en el rango no lineal sin sobrepasar el desempeño de seguridad de vida.
- Luego del análisis se obtuvieron resultados satisfactorios en las dos estructuras. La reducción de peso total de la estructura con diagonales excéntricas fue de un 45.88% referente a la estructura inicial sin diagonales excéntricas.
- Respecto a la configuración de secciones en columnas, vigas y diagonales no fue necesario rediseñar de los elementos estructurales.
- Los resultados del diseño en las dos estructuras son satisfactorios dentro de los parámetros de normativa vigente que rige a la tipología estructural, en el análisis no lineal estático de la estructura con diagonales excéntricas se pudo incursionar en el rango inelástico manteniendo su nivel de aceptación de seguridad de vida.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

- Para los sistemas con arriostramientos no es necesario aumentar la dimensión de las columnas debido a que las diagonales son componentes estructurales que reducen los desplazamientos laterales, se utilizaron las mismas secciones de vigas para la comparación de resultados entre las dos estructuras, denotando la reducción significativa en las secciones de columnas en la estructura arriostrada excéntrica.
- Al aumentar las secciones de las columnas se logra rigidizar el pórtico, sin embargo, este procedimiento puede resultar en elementos muy grandes y en gran manera costosos; al sistema de arriostramientos excéntricos proporciona una rigidez adicional a la estructura por cual se puede optimizar de mejor manera las dimensiones de los elementos.
- De acuerdo a los resultados obtenidos el uso de arriostramientos excéntricos para edificaciones resulta eficiente ya que es posible lograr disminuciones significativas de las derivas de entrepiso al compararlo con estructuras sin arriostramientos, lo cual se evidencia en menor cantidad de daños en los elementos estructurales ante la ocurrencia de sismos, a través de esta tipología arriostramientos excéntricos se logran estructuras más dúctiles al compararlas con las estructuras sin arriostramientos excéntricos, y por tanto una mayor capacidad de disipación de energía. Es importante señalar que la elección correcta de la configuración de arriostramientos excéntricos juega un papel muy importante en el comportamiento de la estructura. Debido a la ubicación de las diagonales en forma simétrica en la parte externa de la estructura los efectos que producen en sentido X y Y son homogéneos teniendo un comportamiento adecuado en las dos direcciones.
- Los pórticos arriostrados excéntrica presentan un mejor comportamiento que los pórticos sin arriostrados ya que presentan un menor valor en el periodo fundamental, en las derivas de piso y también en el peso total de toda la estructura, lo que demuestra que se optimizaron las dimensiones de las

secciones de los elementos estructurales principales y secundarias.

## 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda extender la investigación a estructuras de acero con irregularidades en planta y en elevación, estudiar más configuraciones y tipologías estructurales, así como la inclusión de otros tipos de suelos a fin de determinar y comparar el comportamiento de la edificación.

## 5.3. Bibliografía

Aguilar Mantilla, K. T. (1 de enero de 2015). *ESTUDIO COMPARATIVO DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS*.

<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/8473/ESTUDIO%20COMPAR>

Aguilar, K. (2015). *ESTUDIO COMPARATIVO DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS, CONCÉNTRICAS Y DIAGONALES CON AMORTIGUADORES EN LA CIUDAD DE QUITO*.

[Tesis de postgrado] PUCE. PUCE:  
<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/8473/ESTUDIO%20COMPARATIVO%20DE%20EDIFICIOS%20DE%20ACERO%20DE%20GRAN%20ALTURA%20CON%20DIAGONALES%20EXC%3%89NTRICAS%2c%20CONC%3%89NTRICAS%20Y%20DIAGONALES%20CON%20AMORTI~1.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Ahumada, C. A. (2010). *Asociación Latinoamericana del Acero*. Especificación ANSI/AISC 360-10:

[http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion\\_ansi-aisc\\_360\\_10\\_para\\_construcciones\\_de\\_acero.pdf](http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion_ansi-aisc_360_10_para_construcciones_de_acero.pdf)

AISC/ANSI. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel. American Institute of Steel Construction. *ANSI/AISC 341-16 Review*.

Almeida, D. (marzo de 2019). *Universidad Nacional de la Plata*. Tipos de acero según su composición de carbono:  
<https://unlp.edu.ar/frontend/media/73/27873/03be3424af308bf57bee6ac2aa169171.pdf>

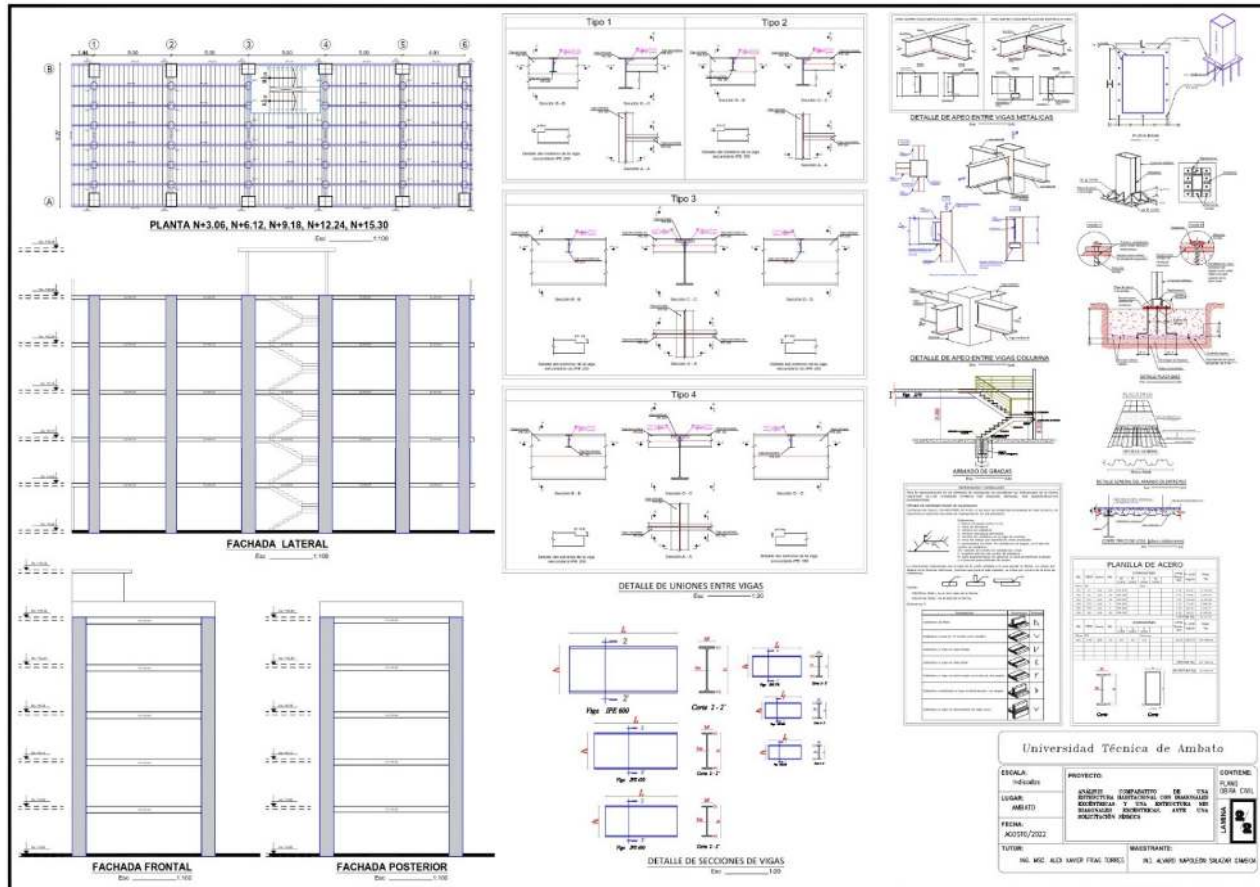
- Bernal, I., & Tavera, H. (2002). *Geodinámica, Sismicidad y Energía Sísmica en Perú. Centro Nacional de Datos Geofísicos*. Instituto Geofísico del Perú: <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/481>
- Blanco, M. (2012). CRITERIOS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 23.
- Blanco, M. (2012). *scielo*. [http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S07984065201200030008](http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S07984065201200030008)
- Blanco, M. (2015). Criterios fundamentales para el diseño sismoresistente. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 27(3). <https://doi.org/ISSN 0798-4065>
- Bojórquez Mora, E. (2019). Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía. *SciELO Analytics*, 56.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña. : <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>
- Cagua, B., Aguilar, R., Pilatasing, J., & Bonilla, A. (2021). NEW FUNCTIONS OF CEINCI-LAB FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAME WITH ECCENTRIC BRACING. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3), 523-585.
- Cárdenas, S. (2018). *Universidad tecnica de Ambato*. Creación de una empresa de producción y comercialización de Hormigón armado en base a un porcentaje de vidrio triturado, en la ciudad de Ambato: <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/28422/1/499%20O.E..pdf>
- Carrillo, A. (2016). *Análisis comparativo entre Sistema a momento y Sistema arriostrado concentrico de una edificación de estructura metálica*.
- Carrillo, R. A. (2016). *Análisis comparativo entre Sistema a momento y Sistema arriostrado*. Guayaquil: Oveja negra.
- Cevallos, K. (2017). *Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (Acero-Concreto)*. [Tesis de pregrado] UNACH.

- Christopher, C. (2017). *Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero*. San Salvador. UES:  
<http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13265/1/An%C3%A1lisis%20comparativo%20entre%20el%20m%C3%A9todo%20est%C3%A1tico%20equivalente%20y%20el%20m%C3%A9todo%20por%20desempe%C3%B1o%20s%C3%ADsmico%20en%20el%20dise%C3%B1o%20de%20edificios%20de%20estructuras%20de%20ace>
- Conde, B. (5 de julio de 2017). *Alacero*. diseño sismoresistente de construcciones de acero:  
<https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/archivos/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero-4ta%20Ed.pdf>
- García, J. R., Mora, E. B., & Villar, E. C. (2019, junio). *Scielo*. Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas:  
[http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2019000100030](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2019000100030)
- Grases, J. (2014). La Amenaza Sísmica. Estrategias Preventivas. . *Ingeniería Sísmica – Banco de desarrollo de América Latina*.
- Guzmán, G. (2015). *Diseño sismo resistente de edificios de hormigón armado (cálculo de periodos de vibración y niveles de agrietamiento)*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador: <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/9470>
- Hjelmstad, K., & Popov, E. (1984). Characteristics of eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 110(2), 340-353.
- Kuşylmaz, & Topkaya. (2013). *Design Overstrength of Steel Eccentrically Braced Frames*. International Journal of Steel Structure.
- Muñiz, & Alarcón. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; y AISC del Instituto Estadounidense* . UPSE:  
<https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf>

- NEC. (2015). *Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), NEC-SE-DS. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-DS. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*. NEC-SE-DS: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-normaecuatoriana-de-la-construccion/>
- Okazabi, T., & Engelhardt, M. (2009). *Experimental investigation of link-to-column connections in eccentrically braced frames*. Science Direc.
- Oviedo, a. (2018). *Universidad tecnica de Ambato*. ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS:
- Oyanzun. (2018). *Estructuras metalicas antisismicas*. argentina: timeline. Estructuras metalicas antisismicas.
- Popov, E., Kasal, K., & Engelhardt, M. (1987). Advances in design of eccentrically braced frames. . *Earthquake Spectra*, 3(1), 43-55.
- Proaño, S. (2014). *Análisis y diseño sísmico de un edificio en acero con aisladores sísmicos, modelamiento en el ETABS*. [Tesis de postgrado] UCE.
- Quizanga, D., Viera, L., & Andino, J. (2020). Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana. *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, 1(1), 72-78.
- Rodas, H. (2014). *Estructuras I: Apuntes de clase*. [https://doi.org/ISBN 978-9978-14-244-8](https://doi.org/ISBN%20978-9978-14-244-8)
- Roeder, C., & Popov, E. (1978). Eccentrically Braced Steel Frames for Eartquakes. *Strcutural Division*, 319-412.
- Sánchez, S. F. (2018). CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO. *Centro de Información y Gestión Tecnológica de Santiago de Cuba*, 69.
- Tamayo, Y., & Agudelo, E. (2015). Análisis teórico en la construcción de herramientas de competitividad empresarial. *Revista Logos, Ciencia & Tecnología*, 7(1), 46-52. [https://doi.org/ISSN: 2145-549X](https://doi.org/ISSN:2145-549X)
- Vasco López, P. M. (2016). *Sismo resistencia en edificios de hormigón y acero para zonas de alta peligrosidad sísmica en el Ecuador*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

## 5.4. Anexos

### Anexo 1 (estructura sin diagonales excéntricas)



## Anexo 2 Estructura con diagonales excéntricas

