

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE  
ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO  
DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS**

**EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE  
ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO  
COLUMNAS RECTANGULARES RELLENAS DE HORMIGÓN.**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO  
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**PABLO FERNANDO ASTUDILLO LUDIZACA**

**pablo.astudillo01 @epn.edu.ec**

**DIRECTOR: PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ**

**luis.hernandezr@epn.edu.ec**

**DMQ, agosto 2024**

## **CERTIFICACIONES**

Yo, PABLO FERNANDO ASTUDILLO LUDIZACA declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

---

PABLO ASTUDILLO

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por PABLO FERNANDO ASTUDILLO LUDIZACA, bajo mi supervisión.

---

PhD. ING. LUIS HERNÁNDEZ  
DIRECTOR

## **DECLARACIÓN DE AUTORÍA**

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

PABLO FERNANDO ASTUDILLO

PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo:

A mi familia, el pilar central de lo que soy y de lo que quiero llegar a ser

A mis padres Clara y Luis, gracias por todos sus actos de amor y por darme la oportunidad de estudiar y siempre creer en mí

A Emily, gracias por esas noches de compañía durante estos años de estudio, espero me acompañes, siempre, toda la vida.

A ti abuelita Victoria, daría todo por compartir contigo este logro, que también es muy tuyo. Siempre vivirás en mi memoria y en todas las metas que alcanzaré.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco por este trabajo:

A todos mis profesores de la Escuela Politécnica Nacional, en especial a: Ing. María Belén Correa M.Sc, Ing. Pablo Pinto M.Sc y mi director de este TIC PhD. Ing. Luis Hernández; por su colaboración para resolver todas las dudas técnicas surgidas a lo largo del desarrollo de este trabajo.

Al Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN (CIV-EPN), en especial a Ing. Diego Sosa e Ing. Raúl Baquero por el espacio brindado en el centro y por su ayuda para la resolución del modelo computacional.

A Iván Acaro y Fernanda Mera, con quienes compartimos este proyecto, gracias por su tiempo y aportes.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CARÁTULA .....	1
CERTIFICACIONES .....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA .....	II
DEDICATORIA .....	III
AGRADECIMIENTO .....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	X
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	XII
RESUMEN.....	XIV
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general .....	2
1.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Alcance .....	2
1.4 Marco teórico.....	3
1.4.1 Acero.....	3
1.4.1.1 Concepto .....	3
1.4.1.2 Propiedades del acero .....	3
1.4.1.3 Tipos de acero .....	6
1.4.2 Estructuras de acero .....	7
Antecedentes .....	7
1.4.2.1 Perfiles de acero.....	8
1.4.2.2 Sistemas estructurales sismorresistentes .....	11
1.4.2.3 Secciones compuestas .....	22
2 METODOLOGÍA.....	24
2.1 Generalidades.....	24
2.2 Especificaciones de diseño sismorresistente.....	24
2.2.1 Riesgo sísmico en Ecuador .....	24
2.2.2 Diseño Sísmico según la NEC-SE-DS (2015).....	25
2.3 Diseño por estados límite - Método LRFD.....	29
2.3.1 Factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) .....	30
2.3.2 Combinaciones de carga .....	32
Combinaciones Básicas.....	33
2.4 Predimensionamiento de un edificio de acero .....	33
2.4.1 Generalidades de la estructura.....	33

2.4.2	Materiales.....	34
2.4.3	Configuración arquitectónica .....	35
2.4.4	Configuración de los arriostramientos.....	38
2.4.5	Cargas gravitacionales .....	41
2.4.6	Predimensionamiento de los elementos estructurales .....	42
2.4.6.1	Configuración vigas principales, secundarias y losa deck.....	42
2.4.6.2	Columnas rellenas de hormigón.....	46
2.4.6.3	Arriostramientos concéntricos.....	53
2.4.6.4	Espectro de Aceleraciones y Cortante Basal .....	57
2.5	Modelación de la estructura.....	59
2.5.1	Secciones adoptadas .....	62
2.5.2	Verificaciones de regularidad y configuración estructural .....	64
2.5.2.1	Irregularidades en planta .....	64
2.5.2.2	Irregularidad en elevación.....	69
2.5.3	Verificaciones sísmicas .....	73
2.5.3.1	Verificación del cortante basal y su distribución vertical.....	73
2.5.3.2	Verificación de Sistema Dual .....	75
2.5.3.3	Ajuste cortante Basal Dinámico .....	76
2.5.3.4	Control de los modos de vibración .....	77
2.5.3.5	Control de derivas.....	78
2.6	Análisis económico.....	80
2.6.1	APU.....	80
2.6.1.1	Costos Directos .....	80
2.6.1.2	Costos Indirectos .....	81
2.6.1.3	Rubros.....	81
2.6.2	Volúmenes de Obra.....	81
2.6.2.1	Volumen de hormigón.....	82
2.6.2.2	Volúmenes de acero .....	82
3	RESULTADO CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	85
3.1	Resultados .....	85
3.1.1	Relaciones demanda capacidad.....	85
3.1.2	Costo total del edificio.....	88
3.1.3	Comparaciones con otros tipos de columnas .....	89
3.1.3.1	Dualidad .....	89
3.1.3.2	Cortante basal .....	89
3.1.3.3	Modos de vibración.....	89
3.1.3.4	Derivas de piso .....	90

3.1.3.5	Masa de la estructura .....	92
3.1.3.6	Presupuesto.....	92
3.2	Conclusiones.....	93
3.3	Recomendaciones.....	95
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
5	ANEXOS.....	100
	Anexo 1: Parámetros de diseño del modelo en Etabs .....	100
	Anexo 2: Joint Drifts .....	105
	Anexo 3: Story Stiffness .....	106
	Anexo 4: Mass Summary by story .....	106
	Anexo 5: Material List by Story .....	107
	Anexo 6: Base Reactions .....	108
	Anexo 7: Element Forces-Columns .....	109
	Anexo 8: Story Drifts .....	110
	Anexo 9: APUs.....	111
	Anexo 10: Material List by Section Property .....	115
	Anexo 11: Steel Frame Design Summary.....	116
	Anexo 12: Composite Column Filled Summary .....	123

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> Diagrama Esfuerzo-Deformación de acero al bajo carbono .....	3
<b>Figura 1.2</b> Rand McNally Building 1890 .....	8
<b>Figura 1.3</b> Perfiles de acero laminados en caliente .....	9
<b>Figura 1.4</b> Perfiles conformados en frío.....	11
<b>Figura 1.5</b> Perfiles construidos.....	11
<b>Figura 1.6</b> Zonas donde se esperan rótulas plásticas en un pórtico .....	12
<b>Figura 1.7</b> Ejemplos de configuración de arriostramiento concéntrico .....	14
<b>Figura 1.8</b> Ejemplos de arriostramiento excéntrico.....	15
<b>Figura 1.9</b> Ángulo de rotación de un enlace .....	18
<b>Figura 1.10</b> Longitud de vínculo para arriostres de sección I.....	20
<b>Figura 1.11</b> Esquema de muros con placas de acero (a) sin aberturas, (b) con aberturas .....	21
<b>Figura 1.12</b> Secciones mixtas embebidas y rellenas .....	23
<b>Figura 2.1</b> Fenómeno de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana .....	24
<b>Figura 2.2</b> Espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ) en función del Período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ) .....	26
<b>Figura 2.3</b> Fachada y corte frontal.....	35
<b>Figura 2.4</b> Vista en elevación frontal. ....	36
<b>Figura 2.5</b> Vista en planta. ....	37
<b>Figura 2.6</b> Vista en elevación lateral, dimensiones en [m].....	38
<b>Figura 2.7</b> Vista en planta de los arriostramientos.....	39
<b>Figura 2.8</b> Arriostramiento concéntrico fachada .....	40
<b>Figura 2.9</b> Arriostramiento concéntrico vista lateral. ....	41
<b>Figura 2.10</b> Sección de vigas principales y viga secundaria con losa compuesta .....	43
<b>Figura 2.11</b> Viga V100X250X5.....	45
<b>Figura 2.12</b> Sección de columna compuesta rellena de hormigón C 2C 300x200x12mm48	
<b>Figura 2.13</b> Área aportante para el diseño de la columna C4.....	49
<b>Figura 2.14</b> Sección de tubo circular TB152.4X8mm para arriostramiento concéntrico ...	53
<b>Figura 2.15</b> Diseño placa Gusset .....	57
<b>Figura 2.16</b> Espectro de aceleraciones .....	59
<b>Figura 2.17</b> Vista frontal en elevación Eje 4 .....	60
<b>Figura 2.18</b> Vista lateral en elevación eje F.....	61
<b>Figura 2.19</b> Vista tridimensional .....	61
<b>Figura 2.20</b> Vista en elevación eje F, secciones de columna .....	62
<b>Figura 2.21</b> Vista en planta del Primer Piso, secciones de viga .....	63

<b>Figura 2.22</b>	Vista en elevación eje F, secciones de arriostramientos .....	63
<b>Figura 2.23</b>	Irregularidad Torsional .....	64
<b>Figura 2.24</b>	Etiquetas de los nodos en los extremos de la estructura .....	65
<b>Figura 2.25</b>	Retrocesos en las esquinas .....	67
<b>Figura 2.26</b>	Discontinuidades de piso .....	68
<b>Figura 2.27</b>	Piso Flexible.....	70
<b>Figura 2.28</b>	Distribución de masa.....	71
<b>Figura 2.29</b>	Irregularidad geométrica .....	72
<b>Figura 2.30</b>	Distribución de cortante vertical .....	75
<b>Figura 2.31</b>	Modos de vibración .....	78
<b>Figura 2.32</b>	Máximas derivas elásticas de piso .....	79
<b>Figura 3.1</b>	Vista en elevación eje F, relación demanda/capacidad columnas .....	85
<b>Figura 3.2</b>	Vista en planta Primer Piso, relación demanda/capacidad vigas principales ..	86
<b>Figura 3.3</b>	Vista en planta Primer Piso, relación demanda/capacidad vigas secundarias	87
<b>Figura 3.4</b>	Vista en elevación eje F, relación demanda/capacidad arriostramientos .....	88
<b>Figura 3.5</b>	Comparación derivas inelásticas dirección X .....	91
<b>Figura 3.6</b>	Comparación derivas inelásticas dirección Y .....	92

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1</b> Valores de R para sistemas duales.....	29
<b>Tabla 2.2</b> Valores $\phi$ de para elementos de acero.....	31
<b>Tabla 2.3</b> Valores $\phi$ de para conexiones.....	32
<b>Tabla 2.4</b> Valores de $\phi$ para secciones compuestas.....	31
<b>Tabla 2.5</b> Combinaciones de carga método LRFD.....	33
<b>Tabla 2.6</b> Cargas gravitacionales.....	42
<b>Tabla 2.7</b> Límites ancho/espesor vigas I.....	44
<b>Tabla 2.8</b> Clasificación Viga V100X250X5 según la relación ancho/espesor.....	45
<b>Tabla 2.9</b> Resumen de vigas de sección I a utilizar.....	46
<b>Tabla 2.10</b> Clasificación de elementos compuestos a compresión.....	47
<b>Tabla 2.11</b> Clasificación de la sección de columna C-2C-300x200x12mm.....	48
<b>Tabla 2.12</b> Análisis de cargas gravitacionales factorizadas Columna C4 Planta Baja.....	50
<b>Tabla 2.13</b> Resumen de secciones de columnas rectangulares rellenas.....	53
<b>Tabla 2.14</b> Clasificación de los elementos sujetos a compresión axial.....	54
<b>Tabla 2.15</b> Clasificación de elementos de arriostre sujetos a compresión.....	54
<b>Tabla 2.16</b> Resumen de secciones de arriostramiento a usar.....	55
<b>Tabla 2.17</b> Coeficientes de diseño.....	57
<b>Tabla 2.18</b> Resumen cálculo del espectro de aceleraciones y cortante basal.....	58
<b>Tabla 2.19</b> Definición de nodos para irregularidad torsional.....	65
<b>Tabla 2.20</b> Control de irregularidad torsional SX.....	66
<b>Tabla 2.21</b> Control de irregularidad torsional SY.....	66
<b>Tabla 2.22</b> Control de discontinuidades en el sistema de piso.....	68
<b>Tabla 2.23</b> Control piso flexible eje X.....	70
<b>Tabla 2.24</b> Control piso flexible eje Y.....	70
<b>Tabla 2.25</b> Control de irregularidad por distribución de masa.....	71
<b>Tabla 2.26</b> Resumen sobrecarga en la estructura.....	73
<b>Tabla 2.27</b> Resumen peso de materiales.....	73
<b>Tabla 2.28</b> Resumen carga muerta.....	74
<b>Tabla 2.29</b> Resumen cálculo de las fuerzas horizontales por piso.....	75
<b>Tabla 2.30</b> Valores de Cortante Basal.....	76
<b>Tabla 2.31</b> Fuerza cortante total en columnas primer piso.....	76
<b>Tabla 2.32</b> Valores de Cortante Basal por sismos estáticos y dinámicos.....	77
<b>Tabla 2.33</b> Participación modal de la masa de la estructura.....	77
<b>Tabla 2.34</b> Máximas derivas de piso dirección X.....	79
<b>Tabla 2.35</b> Máximas derivas de piso dirección Y.....	80

<b>Tabla 2.36</b> Volumen de Hormigón columnas rellenas $f'_c=24$ MPa .....	82
<b>Tabla 2.37</b> Cantidades de obra de acero en columnas.....	83
<b>Tabla 2.38</b> Cantidades de obra de acero en vigas.....	83
<b>Tabla 2.39</b> Cantidades de obra de acero en arriostramientos.....	84
<b>Tabla 3.1</b> Resumen del análisis económico.....	89
<b>Tabla 3.2</b> Comparación cortante en columnas de primer piso .....	89
<b>Tabla 3.3</b> Comparación cortante basal estático y dinámico .....	89
<b>Tabla 3.4</b> Comparación de relaciones de masa participante modal.....	90
<b>Tabla 3.5</b> Comparación de derivas inelásticas dirección X .....	90
<b>Tabla 3.6</b> Comparación de derivas inelásticas dirección Y .....	91
<b>Tabla 3.7</b> Comparación masa de estructura .....	92
<b>Tabla 3.8</b> Comparación presupuesto de la estructura.....	92
<b>Tabla 3.9</b> Correlación Derivas-Presupuestos .....	94

## ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1.1</b> Resistencia a cortante del enlace.....	17
<b>Ecuación 1.2</b> Momento final del vínculo.....	17
<b>Ecuación 1.3</b> Resistencia a cortante del vínculo.....	17
<b>Ecuación 1.4</b> Momento final del vínculo.....	17
<b>Ecuación 1.5</b> Resistencia a cortante del vínculo.....	17
<b>Ecuación 1.6</b> Momento final del vínculo en la columna.....	17
<b>Ecuación 1.7</b> Momento final del vínculo en el arriostre.....	17
<b>Ecuación 1.8</b> Resistencia a cortante para fluencia por corte.....	19
<b>Ecuación 1.9</b> Resistencia a cortante para fluencia por flexión.....	20
<b>Ecuación 1.10</b> Momento plástico de un enlace.....	20
<b>Ecuación 2.1</b> Período límite de vibración de aceleraciones.....	27
<b>Ecuación 2.2</b> $S_a$ en el rango de $0 \leq T \leq T_c$ .....	27
<b>Ecuación 2.3</b> $S_a$ en el rango de $T > T_c$ .....	27
<b>Ecuación 2.4</b> Cortante basal de diseño.....	28
<b>Ecuación 2.5</b> Carga sísmica reactiva: Caso general.....	28
<b>Ecuación 2.6</b> Carga sísmica reactiva: Casos especiales.....	28
<b>Ecuación 2.7</b> Período de vibración de la estructura.....	28
<b>Ecuación 2.8</b> Resistencia requerida según el método LRFD.....	30
<b>Ecuación 2.9</b> Resistencia nominal a compresión de sección rectangular compuesta altamente dúctil.....	48
<b>Ecuación 2.10</b> Relación de momentos plásticos para conexiones viga columna.....	51
<b>Ecuación 2.11</b> Fluencia del área bruta del arriostramiento.....	55
<b>Ecuación 2.12</b> Fluencia del área bruta del arriostramiento.....	56
<b>Ecuación 2.13</b> Fluencia del área bruta del arriostramiento.....	56
<b>Ecuación 2.14</b> Irregularidad Torsional.....	64
<b>Ecuación 2.15</b> Coeficiente de regularidad en planta.....	69

<b>Ecuación 2.16</b> Coeficiente de regularidad en elevación .....	72
<b>Ecuación 2.17</b> Distribución vertical del cortante basal .....	74
<b>Ecuación 2.18</b> Verificación sistema dual.....	75
<b>Ecuación 2.19</b> Deriva Inelástica.....	78

## RESUMEN

El presente trabajo aborda el predimensionamiento y diseño estructural de un edificio de acero, con un sistema dual de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y utilizando columnas de acero rellenas de hormigón. Se sigue el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) para el diseño por estados límite, considerando combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia. El proyecto incluye un análisis detallado de los materiales utilizados, configuración arquitectónica y estructural, así como las cargas gravitacionales y sísmicas.

Se ha realizado un análisis estático y un análisis dinámico espectral en un modelo computacional de la estructura, para verificar su regularidad y resistencia sísmica, ajustando el cortante basal dinámico y controlando los modos de vibración y derivas. En el análisis económico se han tomado en cuenta los costos directos asociados con la construcción del edificio. Esto incluye un desglose de los volúmenes de obra y los materiales necesarios, como hormigón y acero estructural. Además, se han considerado los costos de mano de obra y equipos necesarios, proporcionando una visión clara de la inversión requerida para la construcción de la estructura del edificio.

Los resultados muestran la relación demanda-capacidad de los elementos estructurales, el costo total del edificio y comparaciones con otros tipos de columnas, destacando la eficiencia de las columnas rellenas frente a las huecas y de tipo I. Se concluye que el diseño propuesto es viable tanto desde el punto de vista estructural como económico, recomendando la aplicación de estos métodos para futuros proyectos similares.

**PALABRAS CLAVE:** Arriostramiento SCMF, Columnas CFTS, Estructuras de acero, Sistema Dual, Análisis de Precios Unitarios.

## **ABSTRACT**

The present work addresses the preliminary design and structural design of a steel building with a dual system of Special Concentrically Braced Frames (SCBF) and steel columns filled with concrete. The LRFD (Load and Resistance Factor Design) method is followed for limit state design, considering load combinations and resistance reduction factors. The project includes a detailed analysis of the materials used, architectural and structural configuration, as well as gravitational and seismic loads.

A static analysis and a spectral dynamic analysis have been carried out on a computational model of the structure to verify its regularity and seismic resistance, adjusting the dynamic base shear and controlling the vibration modes and drifts. In the economic analysis, the direct costs associated with the construction of the building are considered. This includes a breakdown of the volumes of work and the necessary materials, such as concrete and structural steel. Additionally, labor and equipment costs are considered, providing a clear view of the investment required for the construction of the building's structure.

The results show the demand-capacity ratio of the structural elements, the total cost of the building, and comparisons with other types of columns, highlighting the efficiency of filled columns compared to hollow and I-type columns. It is concluded that the proposed design is feasible from both a structural and economic point of view, recommending the application of these methods for future similar projects.

**KEYWORDS:** SCMF bracing, CFTS columns, Steel structures, Dual system, Unit Cost Analytics.

# 1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

## INTRODUCCIÓN

La industria de la construcción en Ecuador ha experimentado un notorio aumento en el uso del acero como materia prima fundamental en sus proyectos. Este cambio se atribuye a la versatilidad y resistencia que ofrece el acero, especialmente en un contexto geográfico y sísmico como el ecuatoriano. Sin embargo, este incremento en la utilización del acero se acompaña de un fenómeno preocupante: un gran porcentaje de las construcciones de viviendas en el país son informales. Solo en Quito se estima que “6 de cada 10 casas son autoconstruidas” (Diario La Hora, 2022). Este escenario plantea desafíos significativos en términos de seguridad estructural y normativas de construcción.

En este contexto, se observa una práctica común donde las personas, con la intención de mejorar el desempeño estructural de las construcciones, optan por rellenar columnas de acero huecas con hormigón. Aunque esta iniciativa refleja un intento por fortalecer las estructuras, surge una preocupación fundamental: la falta de un análisis estructural que respalde la eficacia de esta técnica. La ausencia de un correcto diseño y análisis rigurosos sobre el impacto y la eficiencia de estas intervenciones deja abierta la interrogante sobre la verdadera contribución de este método al fortalecimiento estructural y sísmico de las edificaciones.

Por otro lado, los sistemas estructurales duales, emergen como una respuesta innovadora y prometedora. Estas estructuras no solo abordan los desafíos planteados por el aumento del uso del acero y la prevalencia de construcciones informales, sino que también proporcionan una solución integral que incorpora la eficiencia estructural y sísmica de manera intrínseca. El diseño dual permite la elección de secciones de acero más pequeñas para los elementos estructurales, lo cual no solo abarataría costos, sino que también podría ofrecer ventajas significativas en términos de velocidad de construcción y adaptabilidad arquitectónica.

Por lo tanto, la convergencia de factores como el aumento del uso del acero, la prevalencia de construcciones informales y la falta de fundamentación técnica en algunas prácticas de fortalecimiento estructural resalta la necesidad de adoptar enfoques más avanzados. Los sistemas estructurales duales de acero, que incorporan sistemas de marcos combinados con arriostres a cortante, se presentan como una solución integral y técnica, que no solo aborda estos desafíos, sino que también establece un estándar elevado en términos de eficiencia, seguridad y adaptabilidad en la construcción en Ecuador. Este enfoque permite evidenciar la importancia de comparar un sistema dual con estructura metálica con otros

sistemas para definir los aspectos más beneficiosos que permitan estructuras más eficientes y resilientes.

## **1.1 Objetivo general**

Comparar los resultados obtenidos mediante un estudio técnico - económico de un edificio de acero diseñado con el sistema dual, usando arriostramiento concéntrico con columnas rectangulares rellenas de hormigón CSFT, con respecto a sistemas similares con columnas diferentes, con el fin de conocer cuál de las alternativas presenta una mejor relación costo-beneficio para la industria de la construcción en el Ecuador.

## **1.2 Objetivos específicos**

1. Realizar el diseño y modelación computacional de una estructura con el sistema dual, con arriostramiento concéntrico y columnas rellenas de hormigón CSFT, cumpliendo con las especificaciones de la normativa considerada.
2. Evaluar el comportamiento estructural del modelo computacional ante las solicitaciones de carga.
3. Obtener el costo total mediante un análisis de precios unitarios.
4. Establecer, mediante los resultados obtenidos, cuál es la configuración estructural que presenta una mejor relación costo-beneficio.

## **1.3 Alcance**

El presente trabajo propone llevar a cabo una evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual, con arriostramiento concéntrico y el uso de columnas rectangulares rellenas de hormigón. Este análisis abarcará aspectos como la resistencia estructural, la capacidad sísmica y resistencia de las columnas rectangulares rellenas de hormigón en el sistema dual, considerando factores específicos del entorno ecuatoriano. Este análisis económico y de rendimiento será comparado con otros componentes de este mismo proyecto, tales como: "Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección rectangular hueca" desarrollado por Acaro (2024), y "Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I" desarrollado por Mera (2024), con la finalidad de determinar la opción más ventajosa para su implementación en Ecuador.

## 1.4 Marco teórico

### 1.4.1 Acero

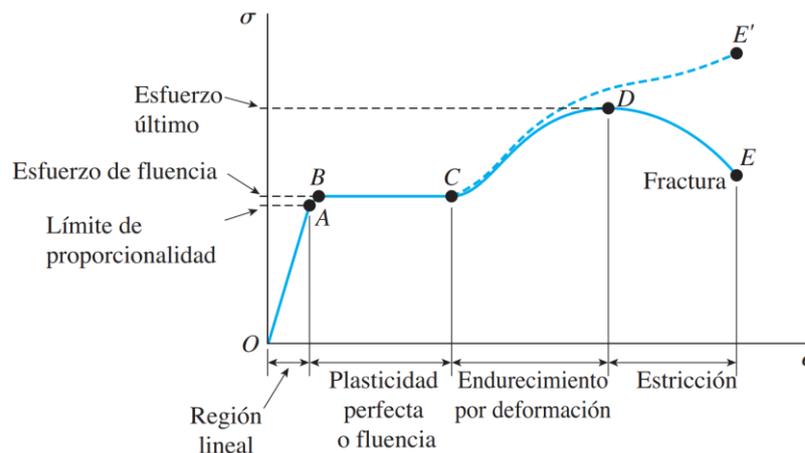
#### 1.4.1.1 Concepto

Según McCormac & Csernak (2012), el acero es una aleación de hierro y carbono en proporciones que oscilan entre 0.15% al 1.7% (p.6). Estas variadas proporciones de carbono, y la adición de otros metales como: níquel, silicio, magnesio y cobre; son las que le confieren al acero las características de dureza, resistencia y ductilidad requeridas en dependencia del elemento estructural que se vaya a conformar. Para el caso de estructuras civiles, el acero debe poseer una amplia gama de propiedades que permitan asegurar su correcto desempeño tanto en el proceso constructivo, uso normal y frente a fenómenos naturales extraordinarios. En el caso ecuatoriano, las principales fuerzas de interés a estudiar son las fuerzas que se desarrollan en los eventos sísmicos.

#### 1.4.1.2 Propiedades del acero

##### 1.4.1.2.1 Diagrama esfuerzo deformación

Obtenido mediante la aplicación de esfuerzos de tracción axial a un segmento cilíndrico de acero (probeta), hasta provocar su rotura. Se registran los datos de deformación unitaria correspondientes al esfuerzo aplicado, y de esto se obtiene la curva en la Figura 1.1.



**Figura 1.1** Diagrama Esfuerzo-Deformación de acero al bajo carbono

**Fuente:** (Gere & Goodno, 2016)

En este diagrama se pueden diferenciar 4 fases por las que pasa el material antes de su rotura. La primera fase es la lineal, debido a que la curva es prácticamente una recta de pendiente constante. Luego se tiene la fluencia, que es donde se forma una meseta y se da una deformación plástica. Luego ocurre el endurecimiento por deformación, que es

donde el acero sufre un endurecimiento y por tanto se requiere mayor esfuerzo para deformarlo. Y finalmente la fase de estricción, donde el acero paulatinamente reduce su resistencia hasta romperse, esto debido a que se considera una sección transversal constante, pero si se analiza el caso real, el acero continúa en un proceso de endurecimiento debido a que su sección transversal se reduce a medida que se estira el elemento.

#### **1.4.1.2.2 Límite elástico**

Según Gere & Goodno (2016), el límite elástico o límite de proporcionalidad corresponde al esfuerzo límite que un material soporta, antes de que sus deformaciones dejen de ser proporcionales al esfuerzo que se aplica, es decir, que la curva deje de ser una recta y, por tanto, no se cumpla la ley de Hooke. De esta manera, si se aplican esfuerzos menores al límite elástico, el material regresa a su estado original, no deformado, una vez que se retire dicho esfuerzo. Este es el punto “A” en la Figura 1.1.

#### **1.4.1.2.3 Límite de fluencia**

También conocido como esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), es el punto en el que se inician las deformaciones plásticas del material. A partir de este, las deformaciones que sufra serán permanentes. “Aunque dichas deformaciones dependen no tan solo del máximo valor alcanzado por el esfuerzo, sino también del tiempo que pasa antes de que se retire la carga” (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2017). En estructuras, este esfuerzo de fluencia se considera como un indicador de resistencia del material debido a que, como filosofía de diseño, no se espera que la estructura colapse, sino que se asume que la estructura ha fallado cuando esta ha sufrido una gran cantidad de deformaciones plásticas, siendo estas irreparables. Este límite de fluencia está representado como el punto “B” en la Figura 1.1.

#### **1.4.1.2.4 Resistencia**

Según Torres Búa (2014), resistencia es la capacidad de los elementos estructurales para soportar las fuerzas a las que se ven sometidos, sin sufrir daños. Esta capacidad está influenciada por factores como: el material utilizado, la geometría y la forma en que los elementos están unidos entre sí.

La resistencia del acero es una de sus principales ventajas con respecto a otros materiales de construcción, debido a que el acero tiene una misma resistencia tanto a compresión como a tracción, mientras que materiales como el hormigón tiene una resistencia casi nula

a tracción. Esto permite utilizar secciones mucho más pequeñas en los elementos estructurales, lo que reduce el peso de la edificación.

#### **1.4.1.2.5 Resiliencia**

“Capacidad de una estructura de soportar una carga de impacto sin que se deforme permanentemente” (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2017). Esta propiedad permite a una sección de acero absorber energía cuando se le aplica una carga y devolverla cuando dicha carga se deja de aplicar. Por lo tanto, las secciones muy resilientes pueden sufrir grandes deformaciones y regresar a su estado original sin apenas sufrir daño.

Matemáticamente, la resiliencia se representa en la Figura 1.1, como el área bajo la curva de la zona elástica, desde el punto “O” hasta el punto “A”.

#### **1.4.1.2.6 Ductilidad**

Según Gere & Goodno (2016), la ductilidad se refiere a la propiedad que presentan algunos materiales, como el acero estructural, que les permite experimentar deformaciones unitarias permanentes antes de alcanzar el punto de falla.

Debido a esta propiedad, los materiales dúctiles exhiben una distorsión visible cuando se someten a cargas significativas, lo que brinda la oportunidad de tomar medidas correctivas antes de que ocurra la fractura. Además, son capaces de absorber cantidades substanciales de energía de deformación antes de experimentar la fractura. Dicha capacidad de absorber energía es vital para el comportamiento adecuado de las estructuras ante fuerzas sísmicas.

Gráficamente la ductilidad se ve representada en la Figura 1.1 como el área bajo la curva de la zona de fluencia entre los puntos “B” y “C”.

#### **1.4.1.2.7 Tenacidad**

Para Hibbeler (2017), es la capacidad de un material para absorber la máxima cantidad de energía por unidad de volumen justo antes de fracturarse. La tenacidad es una propiedad crucial en el diseño de elementos que podrían experimentar sobrecargas accidentales, como es el caso de los elementos estructurales, que están expuestos a sufrir grandes deformaciones o fuertes impactos en las etapas de fabricación, transporte y montaje.

La tenacidad se ve representada en la Figura 1.1 como la totalidad del área bajo la curva desde el punto “O” hasta la fractura del material en el punto “E”.

#### **1.4.1.2.8 Durabilidad**

La durabilidad consiste en la capacidad del acero para mantener su sección y propiedades inalterables a través del tiempo. Esta capacidad se deriva directamente de la aleación específica de acero que se utilice, su ubicación geográfica y la protección que se le haya brindado. Uno de los fenómenos que más pueden afectar la integridad del acero es la oxidación, misma que lo puede destruir con relativa facilidad. Para evitar esta oxidación existen aleaciones de acero con diferentes metales, que ayudan a evitar el deterioro, aunque la solución más conveniente tanto logística como económica hoy en día es el proteger el acero con pinturas o polímeros que eviten el contacto del material con el agua o el aire.

#### **1.4.1.2.9 Soldabilidad:**

Para la AWS (2009), soldabilidad es la capacidad del material para ser soldado bajo las condiciones de fabricación impuestas en una estructura específica, diseñada adecuadamente y que funcione de manera satisfactoria en la puesta en servicio. Este funcionamiento satisfactorio de la soldadura significa que el material soldado no presenta daños, tensiones, deformaciones en los productos finales o transformaciones estructurales perjudiciales. Aunque en muchos casos se opta por el uso de pernos en conexiones debido a su fácil normalización y predicción de comportamiento, la soldadura aún es uno de los procesos más importantes y usados en el medio de la construcción.

#### **1.4.1.3 Tipos de acero**

Según la NEC (2024), el acero del que se espera un comportamiento inelástico, como en elementos de viga, su esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) no debe exceder los 345 MPa. Para las columnas, donde solamente se requiere un comportamiento inelástico en la base de las edificaciones, se permiten esfuerzos de fluencia de hasta 450 MPa.

En general, aceros estructurales autorizados para aplicaciones sísmicas deben presentar características como:

- Una meseta de fluencia claramente definida en el diagrama esfuerzo-deformación unitaria.
- Destacada capacidad para experimentar deformación inelástica.
- Muestran una excelente soldabilidad.

Existe una gran variedad de aceros que cumplen con estas condiciones y por tanto se podrían considerar para construcciones civiles. A continuación, se enumeran algunos tipos

de acero que se encuentran normalizados en la norma ASTM y disponibles en el mercado ecuatoriano, mismos que serán utilizados en el diseño.

#### **1.4.1.3.1 ASTM: A36/A36 M**

Según ASTM (2019), es un acero al carbono laminado en caliente, comúnmente llamado hierro negro, generalmente en forma de placas y barras, de calidad adecuada para su aplicación en la construcción de puentes y edificaciones mediante remaches, tornillos o soldaduras. Tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de  $F_y = 250 \text{ MPa}$ .

#### **1.4.1.3.2 A500 (Grado B o C)**

Para la ASTM (2023), son tubos estructurales redondos, cuadrados, rectangulares o de forma especial de acero al carbono soldados o sin costura, conformados en frío para la construcción: soldada, remachada o atornillada; de puentes y edificios, y para fines estructurales generales. Estas tuberías se producirán en tamaños menores a 2235 mm (88 pulgadas) y con espesores de pared de máximo 25.4 mm (1 pulgada). Para los aceros de Grado B se tendrá un esfuerzo de fluencia mínimo de  $F_y = 315 \text{ MPa}$  y para los de Grado C  $F_y = 345 \text{ MPa}$ .

#### **1.4.1.3.3 A572/A572M [Grado 50 (345)]**

La norma ASTM (2021) señala que este tipo de acero es una aleación de alta resistencia que permite crear formas de: placas, tablestacas, y barras; destinados a estructuras remachadas, atornilladas o soldadas. Para el acero de Grado 50 se permiten placas de espesor de hasta 100 mm (4 pulgadas), barras redondas de hasta 275 mm (11 pulgadas) de diámetro, para otros elementos estructurales no existe una limitación expresa. Presenta un esfuerzo de fluencia mínimo de  $F_y = 345 \text{ MPa}$ .

### **1.4.2 Estructuras de acero**

#### **Antecedentes**

Según McCormac & Csernak (2012), en 1819, en lo Estados Unidos, surgieron los primeros perfiles, los cuales estaban formados por ángulos de hierro laminado. Se atribuye comúnmente al ingeniero William LeBaron Jenny la creación del concepto de "rascacielos", quien aparentemente ideó esta estructura durante una huelga de albañiles. Antes de este periodo, los edificios altos en Estados Unidos solían construirse con gruesos muros de carga de ladrillos.

En el diseño de un edificio de 10 niveles a cargo de LeBaron Jenny, se utilizaron columnas de hierro colado recubiertas con ladrillos para los muros exteriores. Las vigas de los seis pisos inferiores fueron fabricadas con hierro dulce, mientras que para los niveles superiores se emplearon vigas de acero estructural. El segundo edificio de la Rand-McNally & Co, finalizado en 1890 en Chicago, marcó el hito de ser el primer edificio completamente erigido con acero estructural.



**Figura 1.2** Rand McNally Building 1890

**Fuente:** (Burnham and Root, 1890)

#### **1.4.2.1 Perfiles de acero**

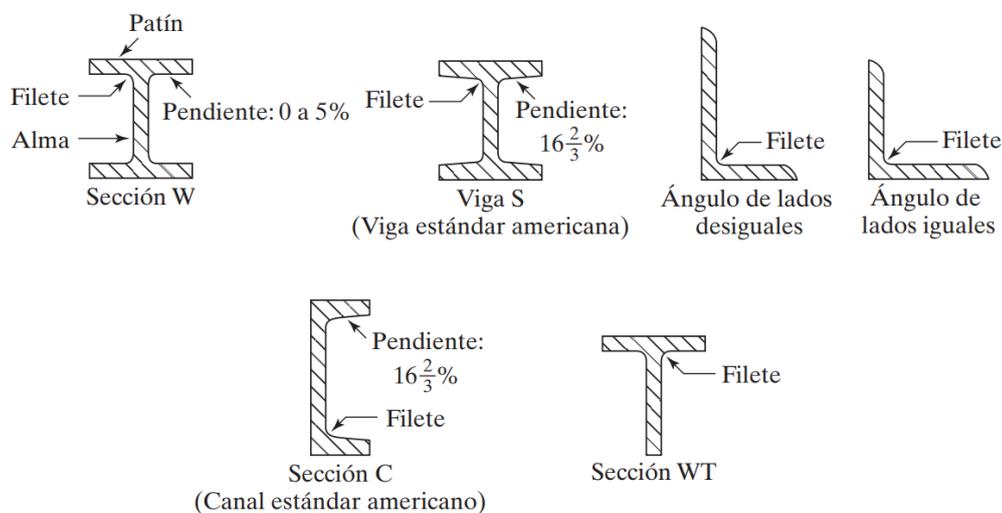
Los perfiles de acero son los miembros que permiten la conformación de las estructuras metálicas a través de uniones o conexiones. Debido a que las estructuras están sujetas a diferentes tipos de esfuerzos probables; la geometría, dimensiones y espesores de la sección transversal de cada uno de ellos cobra gran relevancia. En general, los perfiles de acero se clasifican en tres tipos, de acuerdo con el modo de conformación y fabricación.

##### **1.4.2.1.1 Perfiles laminados en caliente**

Según World Steel Association (2012), a medida que la Primera Revolución Industrial progresaba, la demanda de hierro y acero crecía, siendo esenciales para el comercio y el

transporte, incluyendo la construcción de ferrocarriles y barcos de mayor calidad. Henry Cort, proveedor de la industria naval, desarrolló dos innovadoras técnicas en 1783 y 1784. Una mejoraba la calidad del hierro fundido al reducir el contenido de carbono mediante la agitación en un horno de pudelado, y la otra implicaba laminar el metal caliente, agregando resistencia. Con estas técnicas, Cort facilitó la producción en masa de componentes cruciales para la nueva era industrial, como las vías férreas y la chapa de hierro y acero para aplicaciones como la construcción naval, dando origen al “laminado moderno”.

Como su nombre lo dice, el laminado en caliente requiere que el material se encuentre a altas temperaturas para ser conformado. “Esta temperatura debe ser superior a la temperatura de recristalización del material, que para la mayoría de los aceros supera los 1700°F” (Black & Kohser, 2008). En general, el proceso de laminado en caliente consiste en calentar piezas de acero prismáticas y pasarlas por una serie de rodillos que dan al elemento su forma final. De esta manera se consiguen perfiles de variadas formas geométricas y cuyas propiedades físicas se mantienen inalteradas en comparación al material inicial, aunque en el proceso de enfriamiento pueden variar las dimensiones del elemento en mayor o menor medida.



**Figura 1.3** Perfiles de acero laminados en caliente

**Fuente:** (McCormac & Csernak, 2012)

Según McCormac & Csernak (2012), una de las ventajas principales de estos perfiles es su bajo costo y alta ductilidad, aunque son elementos pesados por lo que las secciones más óptimas son las que tienen una gran inercia con respecto al área de su sección transversal. Aunque existen gran variedad de secciones en el mercado, las vigas de

sección I de patín ancho (vigas W) concentran alrededor del 50% de la producción total de perfiles laminados. A más de las vigas W, existen también en el mercado las vigas S, que a diferencia de las vigas W, las caras internas de los patines no son perpendiculares, pudiendo tener pendientes de hasta 1 a 6. Esta diferenciación es importante porque se puede tender a confundirlas.

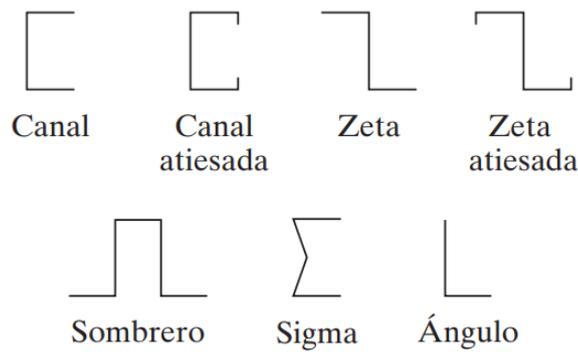
En la Figura 1.3 se presentan esquemas de las mencionadas vigas W y S, además de otros tipos de secciones que se pueden encontrar en el mercado.

#### **1.4.2.1.2 Perfiles conformados en frío**

Según Allen (2006), el uso de este acero como material estructural es más moderno que el laminado en caliente. Uno de los primeros usos que se le dio fue en California-USA cuando un techador de New York llamado Peter Naylor empezó a comercial “Casas de hierro portátiles” Que se armaban en menos de un día, eran más económicas que la madera, resistentes al fuego y más cómodas que una tienda de campaña, esto en el contexto de la fiebre del oro de 1849. Aunque se las llamaba “Casas de hierro”, según los registros históricos, usaba aleaciones provenientes de techos que se usaban en New York, por lo que indudablemente el metal usado era acero. En los años 1920 y 1930, la adopción del acero conformado en frío como material de construcción era restringida, dado que no se contaba con un estándar de diseño apropiado y la información sobre el uso de este material no estaba incluida en los códigos de construcción.

Estos perfiles son fabricados a partir de placas, planchas o flejes de acero que previamente han sido laminadas en caliente. Estas placas de espesores finos son dobladas en máquinas plegadoras que le darán a la sección su geometría final. “Este proceso de doblado del material reduce la ductilidad y también incrementa en alguna medida la resistencia” (McCormac & Csernak, 2012). Debido a esto se debe ser cuidadoso cuando se utilicen estos materiales en elementos estructurales. Uno de los usos más comunes para esos perfiles es en la conformación de losas de placa colaborante, donde los perfiles de acero conformados en frío funcionan como viguetas que trabajan mayormente a tracción, sosteniendo una placa de hormigón que trabaja a compresión.

En la Figura 1.4 se encuentran algunos ejemplos de geometrías de elementos conformados en frío. Cabe mencionar que, aunque estos se muestran con las aristas rectas, en la realidad se los conforma con las aristas curvas para impedir el daño prematuro del acero por fatiga.



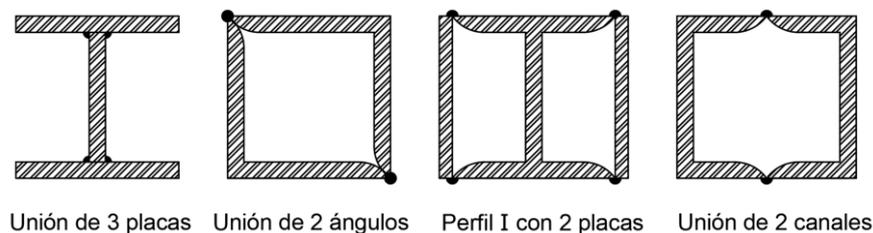
**Figura 1.4** Perfiles conformados en frío

**Fuente:** (McCormac & Csernak, 2012)

#### 1.4.2.1.3 Perfiles contruidos

Los perfiles contruidos o ensamblados se generan mediante la unión, ya sea con pernos o soldadura, de: láminas, placas, flejes u otros perfiles laminados. Esta técnica se utiliza para producir perfiles más robustos, especialmente cuando los surtidos de perfiles laminados resultan insuficientes o no son viables debido a grandes luces o cargas significativas. En el caso de la combinación de perfiles laminados con placas, se lo hace con el objetivo de mejorar sus características geométricas.

La principal diferencia entre el comportamiento de estos con los perfiles laminados en caliente es que, cuando se usa soldadura, las zonas más externas de los elementos se enfrían más rápido que las zonas internas, por lo que se generan esfuerzos producto de la contracción prematura de las capas externas. Esta es la razón por la que a estos perfiles se les confieren mayores valores de esfuerzos residuales en el diseño.



**Figura 1.5** Perfiles contruidos

#### 1.4.2.2 Sistemas estructurales sismorresistentes

En la sección de Peligro sísmico y diseño sismorresistente de la NEC (2024) se mencionan dos sistemas estructurales que se contemplan para la construcción con estructuras de

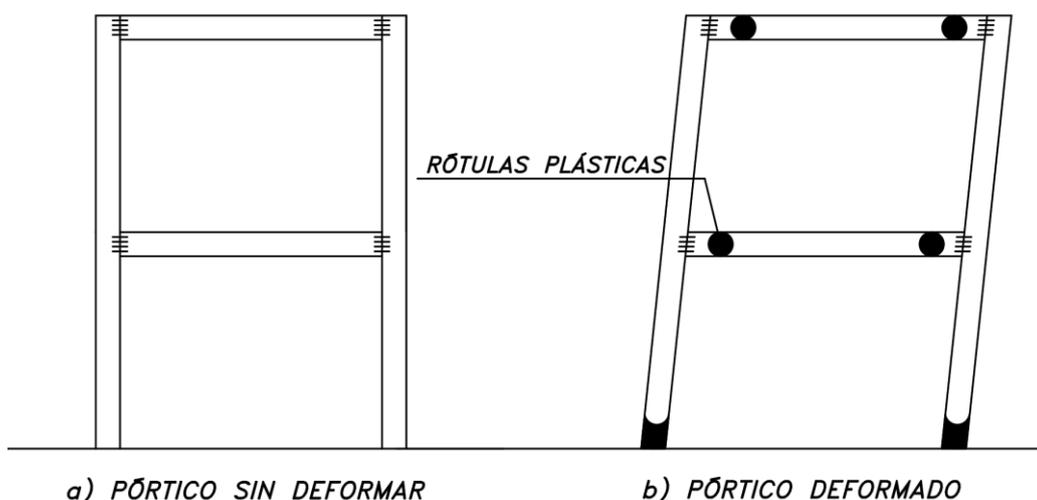
acero. Los dos sistemas constructivos que se mencionan a continuación permiten edificaciones de gran ductilidad.

#### 1.4.2.2.1 *Sistemas de pórticos resistentes a momento*

Según la NEC (2024), los pórticos especiales resistentes a momento o Special Moment Frame (SMF) deben tener la capacidad de soportar deformaciones inelásticas sustanciales cuando se ven sometidos a las fuerzas generadas por el sismo de diseño. Se anticipa que la mayor parte de estas deformaciones inelásticas se producirá en las juntas plásticas de las vigas, con una fluencia limitada en las áreas de panel. También se prevé la ocurrencia de deformaciones inelásticas en las bases de las columnas.

En general, el sistema de pórticos debe ser capaz por sí solo de soportar todas las cargas tanto gravitacionales como laterales. El principal inconveniente que presenta es que, al no tener ningún soporte lateral, es una estructura muy elástica, por lo que las derivas que sufre ante las cargas de diseño suelen ser muy grandes, para evitar esto se opta por utilizar elementos estructurales de secciones más grandes, lo que aumenta sustancialmente los costos. Estas derivas excesivas pueden provocar daños en la mampostería o incluso generar daños en las conexiones viga columna, que son los puntos donde se concentran la mayor cantidad de momentos. Este sistema se recomienda únicamente para estructuras pequeñas y medianas donde las solicitaciones no son tan grandes.

Una de las filosofías de diseño que rige este sistema estructural es de el de columna fuerte - viga débil, con la finalidad de que se formen rótulas plásticas en zonas controladas en las vigas, que son los elementos en que se espera se desarrolle un comportamiento plástico. De esa manera se obtiene disipación de energía que mantiene la integridad estructural.



**Figura 1.6** Zonas donde se esperan rótulas plásticas en un pórtico

#### **1.4.2.2.2 Sistemas duales**

Como su nombre lo indica, los sistemas duales unifican dos sistemas constructivos, el de pórticos resistentes a momento y el de arriostramientos ante fuerzas laterales. Para este presente caso de estudio, al trabajar con secciones de acero, se requieren rigidizadores metálicos, que son los elementos que proporcionan un soporte lateral al resto de la estructura, reduciendo las derivas producto de las fuerzas laterales permitiendo elementos de pórtico más esbeltos.

##### **Tipos de arriostramiento**

McCormac y Csernak (2012) se refieren al arriostramiento como la incorporación de elementos de refuerzo, como riostras, muros de cortante o el soporte lateral de estructuras adyacentes, en marcos de acero estructural. Un marco arriostrado se caracteriza por la restricción del desplazamiento de sus juntas mediante dichos elementos de refuerzo, mientras que un marco sin arriostrar carece de este tipo de soportes y depende únicamente de la rigidez de sus propios miembros y de la rigidez rotacional de las juntas para resistir el pandeo.

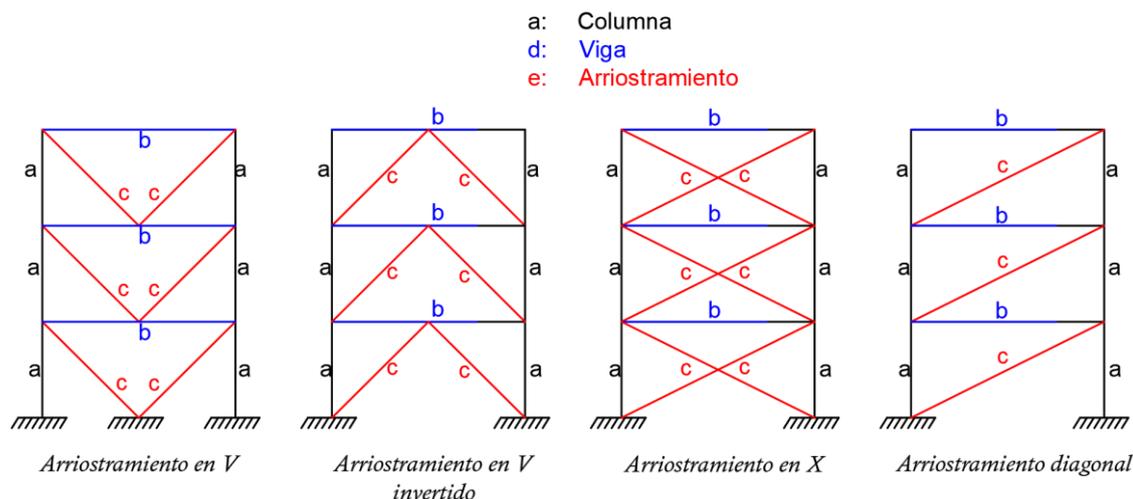
Para propósito de este trabajo, se describen a continuación 3 tipos de arriostramiento más comunes:

##### **1) Arriostramiento concéntrico**

Según Crisafulli (2018), los pórticos arriostrados concéntricamente (CBF) están concebidos para experimentar deformaciones inelásticas, liberando energía en los ciclos de fluencia y el pandeo de los arriostramientos. Son una solución estructural eficiente para proporcionar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Esta estructura se caracteriza por tener ejes centrales de los componentes que se cruzan en un punto, formando así una retícula. Los esfuerzos laterales, como el viento y los sismos, generan principalmente esfuerzos axiales en los miembros del pórtico arriostrado. Este sistema destaca por su alta rigidez lateral, permitiendo un control efectivo las derivas para cumplir con los requisitos de diseño.

Las regulaciones sísmicas ANSI/AISC 341 (2022) clasifican los pórticos arriostrados concéntricamente en dos categorías: especiales y ordinarios, dependiendo del nivel de desempeño requerido. Para aplicaciones de alta demanda sísmica se deben utilizar pórticos especiales.

A continuación, se presentan ejemplos de estos arriostramientos:



**Figura 1.7** Ejemplos de configuración de arriostamiento concéntrico

Fuente: ANSI/AISC 341 (2022)

Estos conceptos van a ser desarrollados más ampliamente por Acaro (2024), en este mismo proyecto en el componente “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección rectangular hueca”.

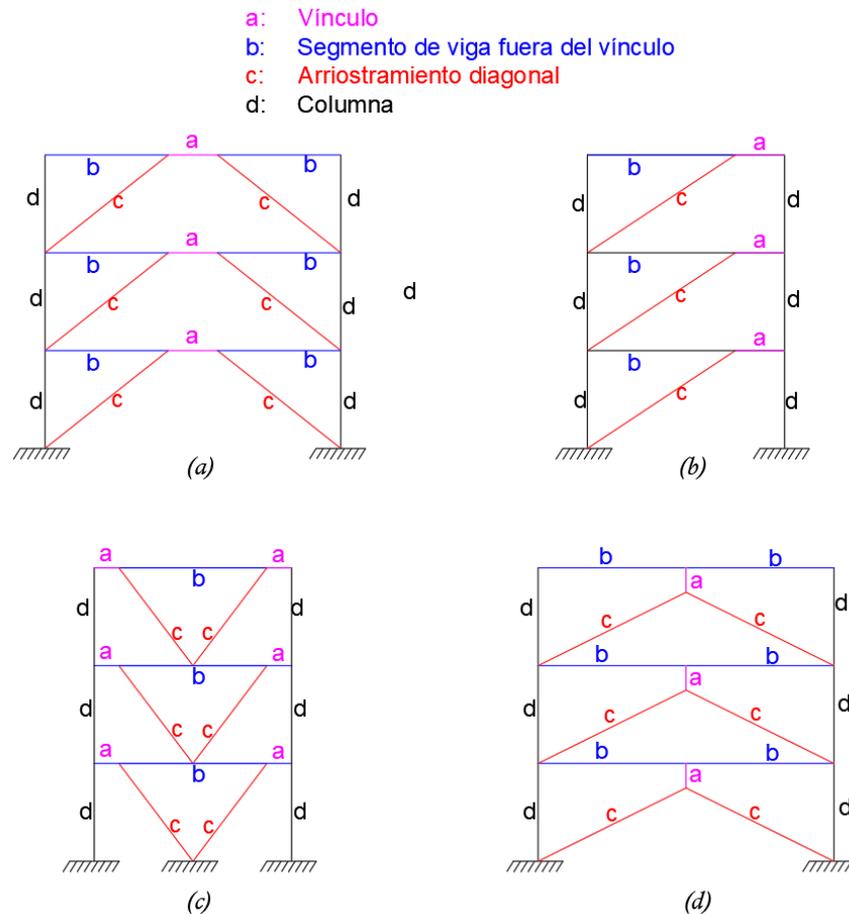
## 2) Arriostamiento excéntrico

Según el ANSI/AISC 341 (2022), los marcos arriostrados excéntricamente o EBF por sus siglas en inglés, están compuestos por columnas, vigas y arriostamientos. La característica distintiva de un EBF es que al menos un extremo de cada arriostamiento está conectado de manera que la fuerza del arriostamiento se transmite a través del corte y la flexión de un segmento de viga corto, denominado "vínculo", definido por una excentricidad horizontal entre los puntos de intersección de las dos líneas centrales de los arriostamientos con la línea central de la viga (o entre los puntos de intersección de las líneas centrales de los arriostamientos y columnas con la línea central de la viga para los vínculos adyacentes a las columnas). En términos más simples, la excentricidad horizontal implica que los puntos de conexión entre los arriostamientos y la viga no están alineados verticalmente, sino que hay una cierta distancia lateral o desplazamiento horizontal entre ellos. Este diseño excéntrico tiene implicaciones específicas en la forma en que se distribuyen y transfieren las cargas a través de la estructura, lo que afecta su comportamiento frente a las fuerzas aplicadas.

A diferencia de los marcos arriostrados concéntricamente, las vigas en un EBF siempre están sujetas a fuerzas elevadas de corte y flexión. Estos EBF combinan las ventajas inherentes de los pórticos con conexiones de momento y aquellos con arriostamientos concéntricos. Exhiben una mayor capacidad para absorber energía sísmica en

comparación con un pórtico arriostrado concéntricamente, al tiempo que poseen una rigidez superior a la de los pórticos con conexiones de momento, lo que resulta en una menor susceptibilidad a desplazamientos laterales.

A continuación, se presentan ejemplos de estos arriostramientos:



**Figura 1.8** Ejemplos de arriostramiento excéntrico

**Fuente:** ANSI/AISC 341 (2022)

**Análisis**

La resistencia requerida de los arriostramientos diagonales y los vínculos, segmentos de viga fuera de los enlaces y columnas se determinará utilizando el efecto de la carga sísmica limitada por capacidad. El efecto de la carga sísmica limitada por capacidad, *E<sub>cl</sub>*, se tomará como las fuerzas desarrolladas en el miembro asumiendo que las fuerzas en los extremos de las conexiones corresponden a la resistencia ajustada al cortante de la conexión. La resistencia ajustada al cortante de la conexión se tomará como *R<sub>y</sub>* veces la resistencia nominal al cortante de la conexión, *V<sub>n</sub>*, según se indica en la Sección de “Resistencia al cortante en los enlaces” de la ANSI/AISC 341-22, multiplicada por 1.25 para conexiones en forma de I y 1.4 para conexiones de sección rectangular hueca.

Donde:

$R_y$  = es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado ( $F_y$ ).

Excepciones:

(a) Se permite que el efecto de carga sísmica horizontal, limitada por capacidad,  $E_{cl}$ , se tome como 0.88 veces las fuerzas determinadas para el diseño de las secciones de vigas fuera de las conexiones.

(b) Se permite desprestigiar las fuerzas de flexión resultantes del desplazamiento sísmico, pero debe considerarse el momento resultante de una carga aplicada a la columna entre puntos de apoyo lateral.

(c) La resistencia requerida de las columnas no debe exceder la menor de las siguientes opciones:

(1) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación a volcamiento y levantamiento.

(2) Fuerzas determinadas a partir de un análisis no lineal.

Se debe realizar un análisis en cada dirección de aplicación de la carga sobre el pórtico. En casos donde se tengan pórticos ortogonales o multi axiales, se debe hacer un análisis donde se considere la posible falla de la conexión en ambas direcciones, al mismo tiempo.

A continuación, se presentan ecuaciones que propone el ANSI/AISC 341 (2022), para determinar los valores de resistencia a cortante y momento final de los vínculos.

Donde:

$e$ : Longitud del vínculo, definida como la distancia libre entre los extremos de dos arriostres diagonales o entre el arriostre diagonal y la cara de la columna.

$M_p$ : Momento correspondiente a la distribución de esfuerzo plástico sobre la sección transversal compuesta.

$V_p$ : Resistencia al cortante plástico de un vínculo.

$R_y$ : Cociente entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del vínculo ( $F_y$ ).

Cuando  $e \leq \frac{2M_p}{V_p}$

$$\text{Resistencia a cortante del vínculo} = 1.25R_y \cdot V_p$$

**Ecuación 1.1** Resistencia a cortante del enlace

$$\text{Momento final del vínculo} = \frac{e(1.25 \cdot R_y \cdot V_p)}{2}$$

**Ecuación 1.2** Momento final del vínculo

Cuando  $e > \frac{2M_p}{V_p}$

$$\text{Resistencia a cortante del vínculo} = \frac{2(1.25R_y \cdot M_p)}{e}$$

**Ecuación 1.3** Resistencia a cortante del vínculo

$$\text{Momento final del vínculo} = 1.25R_y \cdot M_p$$

**Ecuación 1.4** Momento final del vínculo

Para vínculos unidos a columnas con  $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$

$$\text{Resistencia a cortante del vínculo} = 1.25R_y \cdot V_p$$

**Ecuación 1.5** Resistencia a cortante del vínculo

$$\text{Momento final del vínculo en la columna} = R_y \cdot M_p$$

**Ecuación 1.6** Momento final del vínculo en la columna

$$\text{Momento final del vínculo en el arriostre} = [e(1.25R_y \cdot V_p) - R_y \cdot M_p] \geq 0.75R_y \cdot M_p$$

**Ecuación 1.7** Momento final del vínculo en el arriostre

### Requerimientos del sistema

El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo inelástico entre el vínculo y la sección de viga fuera del vínculo en el desplazamiento del sismo de diseño,  $\delta_{DE}$ . El ángulo de rotación de la conexión no debe exceder los siguientes valores.

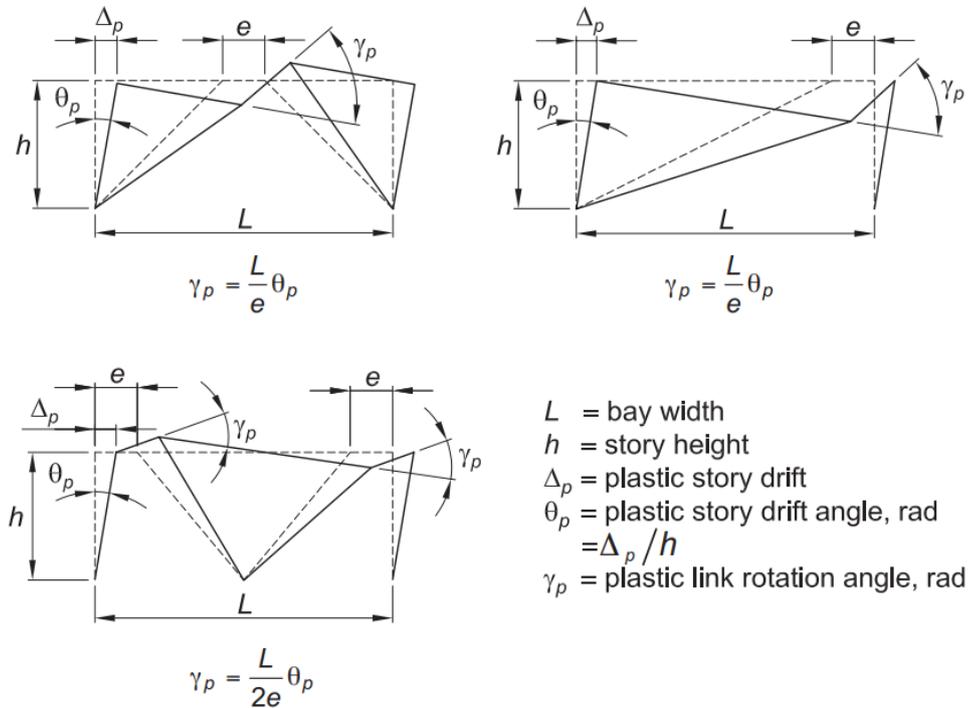
- (a) Para conexiones de longitud  $1.6M_p/V_p$  o menos: 0.08 radianes
- (b) Para conexiones de longitud  $2.6M_p/V_p$  o mayor: 0.02 radianes

Donde:

$M_p$  = momento plástico de una conexión [ $N \cdot mm$ ].

$V_p$  = resistencia plástica al cortante de una conexión [ $N$ ].

La interpolación lineal entre los valores de ángulo de rotación de la conexión dados en (a) y (b) se utilizará para conexiones de longitud entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$ .



**Figura 1.9** Ángulo de rotación de un enlace

**Fuente:** (ANSI/AISC 341, 2022)

**Diseño según la norma ANSI/AISC 341-22**

El siguiente contenido ha sido extraído de la normativa ANSI/AISC 341-22 referente al diseño de los elementos de un sistema de arriostamientos excéntricos EBF.

Antes cabe mencionar que los arriostamientos y vigas deberán cumplir con las limitaciones de ancho a espesor establecidas para miembros moderadamente dúctiles. Las columnas deberán cumplir con las limitaciones de ancho a espesor establecidas para miembros altamente dúctiles.

**Requerimiento de resistencia:** Como ya se ha mencionado, los vínculos son elementos cruciales que deben ser capaces de soportar cargas sísmicas significativas. Hay que destacar la importancia de permitir la fluencia y la disipación de energía en los vínculos para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura. Por lo tanto, los vínculos deben ser diseñados para desarrollar su capacidad inelástica completa, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación ya que este fenómeno puede aumentar significativamente la resistencia.

Debido a esto: las columnas, arriostres diagonales y el segmento de viga fuera del vínculo; deben diseñarse para resistir las cargas desarrolladas por el enlace completamente cedido y endurecido por deformación. Cabe mencionar que debido a que el arriostre diagonal y la viga están sujetos a grandes cargas axiales combinadas con momentos de flexión significativos, ambos deben diseñarse como elementos vigas-columna.

### Diseño de los vínculos

#### a) Limitaciones:

Los enlaces se deberán diseñar como conexiones altamente dúctiles, estas especificaciones se encuentran en el Capítulo D1.1 de la norma ANSI/AISC 341-22.

El alma o las almas de un enlace deben tener un grosor constante. No se permiten refuerzos de placa doble ni perforaciones en el alma.

Los elementos construidos se deben soldar usando soldadura de ranura y asegurando la penetración total en el material, para asegurar la conexión entre alma, o almas, con el arriostramiento.

#### b) Resistencia a cortante

Para fluencia por corte:

$$V_n = V_p$$

$$V_p = 0.6F_y \cdot A_{lw} \left[ \text{para } \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} \leq 0.15 \right] = 0.6F_y \cdot A_{lw} \sqrt{1 - \left( \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} \right)^2} \left[ \text{para } \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} > 0.15 \right]$$

**Ecuación 1.8** Resistencia a cortante para fluencia por corte

**Fuente:** (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

$A_{lw}$ : Área del alma del vínculo [ $mm^2$ ]

$F_y$ : Esfuerzo mínimo de fluencia [ $MPa$ ]

$P_r$ : Resistencia axial requerida utilizando combinaciones de carga LRFD o ASD [N]

$P_y = F_y \cdot A_g$  : Resistencia axial a la tracción [N]

Para fluencia por flexión

$$V_n = \frac{2M_p}{e}$$

**Ecuación 1.9** Resistencia a cortante para fluencia por flexión

**Fuente:** (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

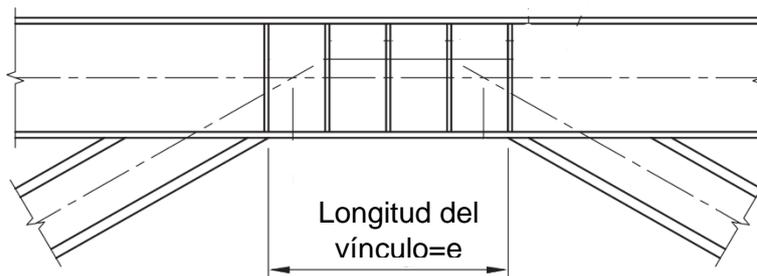
$$M_p = F_y \cdot Z \left[ \text{para } \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} \leq 0.15 \right] = F_y \cdot Z \left( \frac{1 - \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y}}{0.85} \leq 0.15 \right) \left[ \text{para } \frac{\alpha_s \cdot P_r}{P_y} > 0.15 \right]$$

**Ecuación 1.10** Momento plástico de un enlace

$Z$ : Módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión [ $mm^3$ ]

$e$ : Longitud del vínculo, definida como la distancia libre entre los extremos de dos arriostres diagonales o entre el arriostre diagonal y la cara de la columna. [ $mm$ ]

**c) Longitud del vínculo**



**Figura 1.10** Longitud de vínculo para arriostres de sección I

**Fuente:** (ANSI/AISC 341, 2022)

Si  $\alpha_s \cdot P_r / P_y > 0.15$

Cuando  $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p}$$

Cuando  $\rho' > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho')$$

Donde:

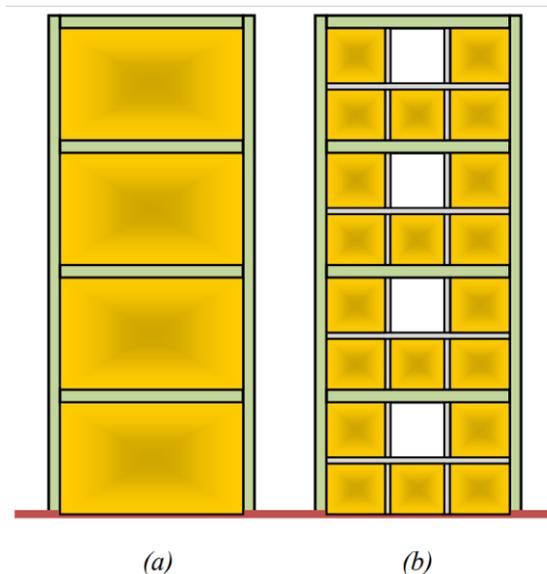
$$\rho' = \frac{P_r/P_y}{V_r/V_y}$$

$V_r$ : Cortante requerido usando LRFD o ASD

$V_y$ : Resistencia a corte en el límite de fluencia

### 3) Placas de Acero

Según Crisafulli (2018), los muros de corte con placas de acero o SPSW (Steel Plate Shear Walls) son estructuras compuestas por placas delgadas (el alma del muro) conectadas a componentes de borde horizontal (HBE) y vertical (VBE), como se ilustra en la Figura 1.11. En el caso de tener aberturas, es necesario contar con elementos intermedios de borde rodeando completamente el perímetro de estas.



**Figura 1.11** Esquema de muros con placas de acero (a) sin aberturas, (b) con aberturas

Fuente: (Crisafulli, 2018)

Estas placas de acero están diseñadas para deformarse y pandearse bajo la acción sísmica, siendo este el principal mecanismo de deformación plástica y disipación de energía, mientras que los componentes de borde permanecen en el rango elástico. Se permite la formación de rótulas plásticas únicamente en los componentes de borde horizontal (vigas).

El tipo más común de estos muros con placas de acero es aquel que incluye placas delgadas sin rigidizadores, siendo la base para las especificaciones en la norma ANSI/AISC 341-22. Otra opción es emplear muros con placas rigidizadas, utilizando

elementos de acero adicionales que aumentan la resistencia al pandeo de la placa debido al corte. Usando estos rigidizadores se puede lograr un efecto total o parcial de rigidización, especialmente cuando son relativamente flexibles en comparación con la placa. Además, se pueden utilizar muros compuestos con placas de acero, donde se añade concreto en una o ambas caras de la placa.

Estos conceptos van a ser desarrollados más ampliamente por Mera (2024), en este mismo proyecto, en el componente “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I”

### **1.4.2.3 Secciones compuestas**

Como ya se ha mostrado, el acero es un material excelente para resistir esfuerzos a tracción, mas, cuando se lo somete a esfuerzos de compresión, suele presentar comportamientos que debilitan las secciones debido al pandeo que se genera por la inherente esbeltez de las secciones, esto debido a que en general el acero es costoso y se deben realizar secciones muy optimizadas. Por otro lado, el hormigón es un material que tiene una gran resistencia la compresión, pero cuando existen esfuerzos de tracción tiende a ser muy débil y a fisurarse con gran facilidad. Es por lo que el invento del hormigón armado fue tan revolucionario, permitiendo una interacción acero-hormigón con las que se obtienen las ventajas de ambos materiales y se disminuyen sus desventajas.

Para el caso de las secciones de acero laminado, existen dos maneras más comunes de utilizar hormigón para mejorar el comportamiento estructural.

#### **1.4.2.3.1 Clasificación de secciones compuestas**

##### **Secciones embebidas**

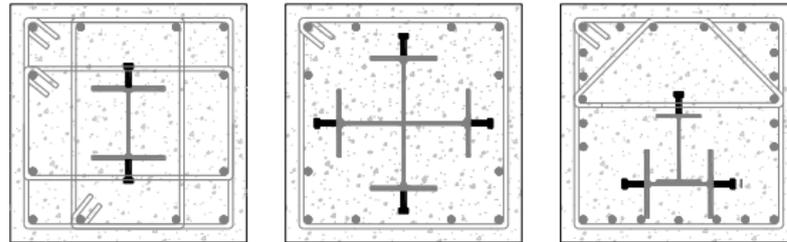
Las secciones embebidas (Concrete-Encased Steel, CES), son aquellas donde se introducen perfiles de acero en elementos de hormigón, es decir, las secciones de acero han sido cubiertas con hormigón, y dicho acero actúa como un refuerzo. El hormigón armado es un claro ejemplo de esto, donde se cubren con hormigón las armaduras de acero y esto permite que trabajen como un solo cuerpo.

##### **Secciones rellenas**

Las columnas rellenas (Concrete-Filled Steel Tubes, CFST) son aquellos elementos huecos de acero que han sido rellenos con hormigón, mejorando su comportamiento a compresión.

Aunque se puede hacer una diferenciación entre estos dos tipos de secciones, también se pueden encontrar combinaciones de estas en elementos huecos rellenos de hormigón, pero que a su vez contienen otras secciones de acero en su interior.

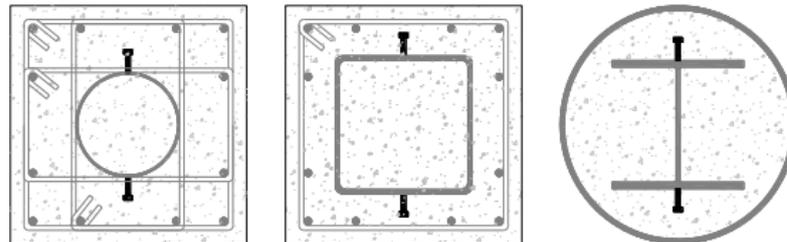
A continuación, se presentan ejemplos de las secciones antes mencionadas:



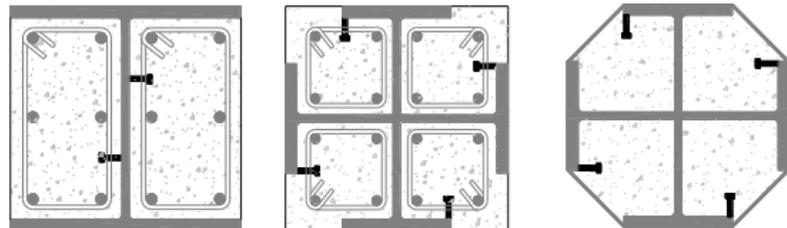
**Sección transversal elemento CES**



**Sección transversal elemento CFTS**



**Combinación de secciones CFTS v CES**



**Sección transversal de secciones parcialmente embebida**

**Figura 1.12 Secciones mixtas embebidas y rellenas**

**Fuente:** (Perea, 2010)

## 2 METODOLOGÍA

### 2.1 Generalidades

Para el diseño del edificio se ha tomado como referencia el ejemplo de cálculo realizado por Crisafulli (2018) en su libro “Diseño sismorresistente de estructuras de acero”. Demás verificaciones y actualizaciones de ecuaciones utilizadas se han realizado en base a las normas ANSI/AISC 341-22 y ANSI/AISC 360-22.

El diseño sísmico se lo ha realizado en base a la normativa vigente en Ecuador hasta la presentación de este documento, la NEC-SE-DS (2015). Para algunas verificaciones y actualizaciones como: combinaciones de carga y demás factores; se ha utilizado la norma ASCE/SEI 7-22.

### 2.2 Especificaciones de diseño sismorresistente

#### 2.2.1 Riesgo sísmico en Ecuador



**Figura 2.1** Fenómeno de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana

**Fuente:** (CIDHMA, 2020)

Ecuador es un país con un alto riesgo sísmico. Para nadie es desconocido que el país ha sufrido de grandes terremotos que se han cobrado la vida de miles de ecuatorianos. Según la Secretaría de Gestión de Riesgos (2016), el terremoto más devastador que ha sufrido el país desde que se tienen registros históricos es el terremoto de Riobamba en 1797, cuya magnitud se la estima de 8.3 Mw en potencia de Magnitud de Momento, que dejó un saldo de al menos 12000 fallecidos y la destrucción completa de la antigua Villa San Pedro de Riobamba, a tal punto que los pocos sobrevivientes decidieron abandonar el lugar y reasentarse en un nuevo territorio, hoy la actual Riobamba. Este latente riesgo sísmico lo

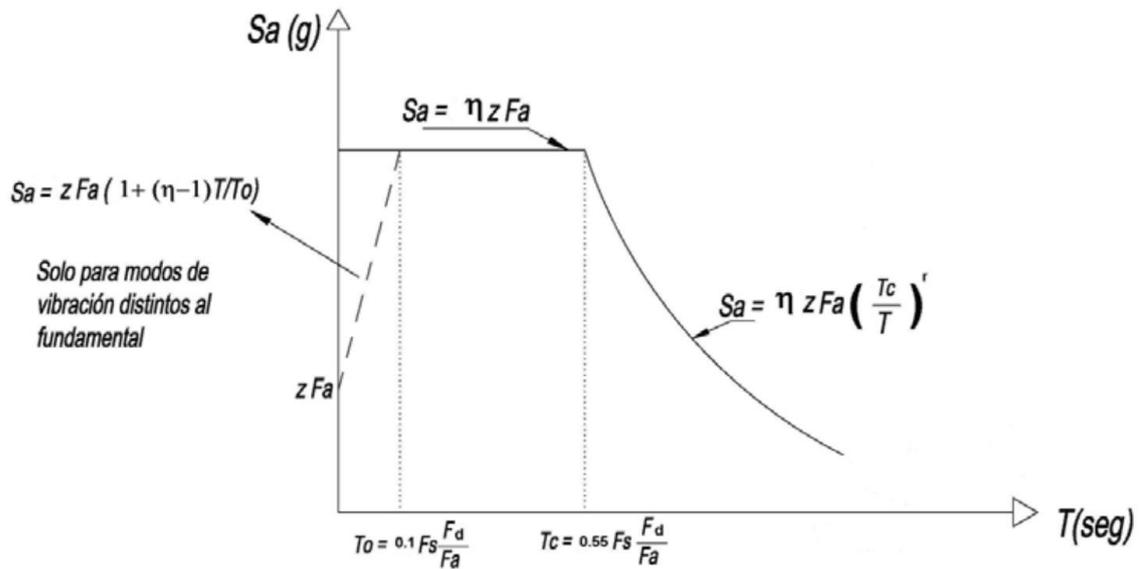
explica el Instituto Geofísico EPN (2024), donde menciona que el Ecuador se encuentra en la región donde colisionan la placa continental Sudamericana y la placa oceánica de Nazca. Esta colisión genera tensiones tanto en la interfaz entre ambas placas como en sus áreas internas como se muestra en la Figura 2.1. La liberación de estas tensiones, ya sea en la zona de subducción o en las fallas tectónicas, resulta en la ocurrencia de sismos.

### **2.2.2 Diseño Sísmico según la NEC-SE-DS (2015)**

La norma ecuatoriana de la construcción NEC 15 en su apartado “Peligro sísmico, diseño sismorresistente” (NEC-SE-DS, 2015), propone el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) como el método obligatorio para el diseño sísmico del proyecto. Este enfoque requiere que se definan factores y coeficientes que van a dar forma un espectro de aceleraciones que teóricamente actuará sobre la estructura. Estos factores dependen de ciertas condiciones ambientales, así como de la configuración estructural del proyecto mismo. A continuación, se enumeran los factores necesarios y el capítulo respectivo de la norma donde se puede consultar su método de cálculo:

1. Zonificación sísmica y factor de zona ( $Z$ ): el factor de zona ( $Z$ ) depende de la ubicación del proyecto. Este indica la aceleración máxima anticipada en roca para el sismo de diseño, y corresponde a una fracción de la aceleración de la gravedad ( $g$ ). La norma NEC-SE-DS (2015) en el Capítulo 3.1.1. proporciona un mapa zonal del Ecuador, dividido en 6 zonas sísmicas con diferentes valores de  $Z$  de acuerdo con la aceleración máxima esperada.
2. Tipos de perfil de suelo para el diseño sísmico: El tipo de suelo sobre el que se construye tiene mucha relevancia en el comportamiento dinámico de la estructura, es por lo que la norma NEC-SE-DS (2015) en el Capítulo 3.2.1 propone diversos tipos de suelo que permiten introducir coeficientes de suelo más localizados. A partir de definir el tipo de perfil de suelo (A, B, C, D, E o F) y el factor de zona ( $Z$ ), se pueden determinar los siguientes coeficientes de amplificación en el Capítulo 3.2.2. de la norma NEC-SE-DS (2015):
  - Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto ( $F_a$ )
  - Coeficiente de amplificación de desplazamientos para diseño en roca ( $F_d$ )
  - Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ )
3. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones ( $S_a$ ): La norma (NEC-SE-DS, 2015) permite calcular valores que componen un espectro de respuesta elástico de

aceleraciones ( $S_a$ ). Estos valores de  $S_a$  están expresados como una fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ . En la figura 2.2 se muestran los parámetros que definen el espectro  $S_a$ .



**Figura 2.2** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ) en función del Período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ )

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

$\eta = 1.8$	Costa (Excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.6$	Oriente

$S_a$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad ( $g$ )). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$T$ : Periodo fundamental de vibración de la estructura.

$T_c$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, definido por la Ecuación 2.1:

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

**Ecuación 2.1** Período límite de vibración de aceleraciones

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

$T_0$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental.

Como se puede observar, la curva del espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ) está definida en dos rangos de  $T$ , una parte lineal constante y otra curva racional variable. A continuación, se presentan las ecuaciones para cada caso:

Para:  $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$$

**Ecuación 2.2**  $S_a$  en el rango de  $0 \leq T \leq T_c$

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Para:  $T > T_c$

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

**Ecuación 2.3**  $S_a$  en el rango de  $T > T_c$

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$r$ : Factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$  Para suelos tipo A, B o C

$r = 1.5$  Para suelos tipo D o E

Para motivos de este trabajo se realizará el análisis a partir de un enfoque estático y un enfoque dinámico, mismos que se describen a continuación.

- Análisis estático

El análisis estático es obligatorio y se considera como un requisito básico para el diseño de cualquier estructura. “El factor Z definido anteriormente, será utilizado para definir la PGA (Aceleración sísmica máxima en el terreno), y por ende el espectro en aceleración  $S_a(T)$ ” (NEC-SE-DS, 2015).

- Análisis dinámico espectral

Según la norma NEC-SE-DS (2015), debido a la irregularidad que puede presentar la estructura, se debe realizar un análisis dinámico espectral. Este método requiere la generación de un espectro elástico de diseño en aceleraciones, obtenido a partir del PGA.

En la Ecuación 2.4 se plantea el cálculo del cortante basal de diseño ( $V$ )

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

**Ecuación 2.4** Cortante basal de diseño

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$S_a(T_a)$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones en función del período de vibración calculado de la estructura ( $T_a$ ).

$I$ : Coeficiente de importancia. Capítulo 4.1 (NEC-SE-DS, 2015)

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_P$  y  $\phi_E$ : Coeficientes de regularidad en planta y elevación respectivamente. Capítulo 5.2 (NEC-SE-DS, 2015)

$W$ : Carga sísmica reactiva

1. Carga sísmica reactiva ( $W$ )

<p style="text-align: center;">Caso general</p> $W = D$ <p><b>Ecuación 2.5</b> Carga sísmica reactiva: Caso general</p> <p><b>Fuente:</b> (NEC-SE-DS, 2015)</p> <p><i>Donde:</i></p> <p><math>D</math>: Carga muerta total de la estructura</p>	<p style="text-align: center;">Casos especiales: bodegas y almacenaje</p> $W = D + 0.25L_i$ <p><b>Ecuación 2.6</b> Carga sísmica reactiva: Casos especiales</p> <p><b>Fuente:</b> (NEC-SE-DS, 2015)</p> <p><i>Donde:</i></p> <p><math>L_i</math>: Carga viva del piso <math>i</math></p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

2. Período de vibración de la estructura ( $T_a$ )

$$T_a = C_t \cdot (h_n)^\alpha$$

**Ecuación 2.7** Período de vibración de la estructura

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$C_t$ : Coeficiente que depende del tipo de edificio Capítulo 6.3.3.

$h_n$ : Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura [ $m$ ]

Los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  dependen de la configuración estructural y se los puede encontrar en el Capítulo 6.3.3 de la norma (NEC-SE-DS, 2015)

### 3. Factor de reducción de resistencia sísmica ( $R$ )

Este coeficiente es uno de los más importantes debidos a que está definido de acuerdo con la capacidad dúctil de las edificaciones. En la Tabla 2.1 se presentan valores recomendados según la norma ASCE/SEI 7-22 para los sistemas que competen este trabajo.

**Tabla 2.1** Valores de  $R$  para sistemas duales

<b>SISTEMAS DUALES CON CAPACIDAD PARA PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS</b>	<b>R</b>
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente	8
Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente	7
Pórticos compuestos de acero y hormigón arriostrados excéntricamente	8
Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	6
Muros de corte de placas compuestas de acero y hormigón	7.5
Muros de corte especiales compuestos de acero y hormigón	7
Pórticos ordinarios a momento compuestos de acero y hormigón	6
<b>SISTEMAS DUALES CON CAPACIDAD PARA PÓRTICOS INTERMEDIOS A MOMENTO DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente	6
Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	5.5
Pórticos ordinarios compuestos de acero y hormigón arriostrados	3.5
Muros de corte ordinarios compuestos de acero y hormigón	5

Fuente: (ASCE/SEI 7, 2022)

## 2.3 Diseño por estados límite - Método LRFD

La normativa ANSI/AISC 360-22 propone el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) como una alternativa para el diseño de una estructura metálica. Este método se basa en establecer ciertos estados límite, los cuales se espera que los elementos estructurales puedan soportar, y si esto se satisface se puede decir que la estructura tendrá un comportamiento adecuado.

Los estados límite pueden ser de dos tipos:

## 1. Estados límites de servicio

“Son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción” (Crisafulli, 2018). Este tipo de estado límite, aunque no es crucial, puede causar incomodidad en los habitantes en forma de vibraciones excesivas o grandes deformaciones en pisos de edificios de gran altitud.

## 2. Estados límites últimos

“Son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso” (Crisafulli, 2018). Ejemplo de este tipo de estado último son: rotura, fluencia, pandeo local y pandeo lateral torsional, y generalmente se requiere el análisis de varios estados límite para un mismo elemento estructural.

El método LRFD se basa en aplicar factores de reducción de resistencia sobre la capacidad nominal de los elementos, y compararlos con la capacidad que se requiere que el elemento resista luego de someterlo a cargas sísmicas y de servicio factorizadas. La norma ANSI/AISC 360-22 propone la siguiente Ecuación 2.8 para el diseño:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

**Ecuación 2.8** Resistencia requerida según el método LRFD

**Fuente:** (ANSI/AISC 360, 2022)

Donde:

$R_u$ : Resistencia requerida en el diseño utilizando las combinaciones de carga.

$R_n$ : Resistencia nominal.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

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

### 2.3.1 Factores de reducción de resistencia ( $\phi$ )

Crisafulli (2018) recopila diferentes factores de reducción de resistencia para cada estado límite de resistencia última, mismos que se muestran en las tablas: Tabla 2.2, Tabla 2.3 y Tabla 2.4.

**Tabla 2.2** Valores  $\phi$  de para elementos de acero

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

**Fuente:** (Crisafulli, 2018)

**Tabla 2.3** Valores de  $\phi$  para secciones compuestas

<b>Caso</b>	<b>Factor de resistencia</b>
Compresión	0.75
Tracción	0.90
Flexión	0.90
Corte	0.75
Conectores tipo perno sometidos a:	
Corte	0.65
Tracción	0.75
Conectores con perfiles U sometidos a corte	0.75

**Fuente:** (Crisafulli, 2018)

**Tabla 2.4** Valores  $\phi$  de para conexiones

<b>Caso</b>	<b>Factor de resistencia</b>
Juntas soldadas, con soldadura de filete sometida a corte	0.75
Juntas soldadas, con soldadura de tapón o muesca	0.75
Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Metal base</li> <li>• Soldadura</li> </ul>	0.75 0.80
Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Metal base</li> <li>• Soldadura</li> </ul>	0.90 0.80
Juntas soldadas con soldadura de penetración parcial sometidas a corte:	0.75
Conexiones apernadas: pernos sometidas a corte y/ o tracción	0.75
Conexiones a deslizamiento crítico: pernos de alta resistencia	1.00, 0.85 o 0.70 (según tipo de agujero)
Conexiones apernadas: aplastamiento o desgarramiento.	0.75

**Fuente:** (Crisafulli, 2018)

La Tabla 2.3 permite diseñar elementos compuestos tales como secciones de acero rellenas de hormigón.

### 2.3.2 Combinaciones de carga

A más de reducir la resistencia de los elementos, el método LRFD precisa una combinación de las cargas factorizadas que actúan sobre la estructura. Se debe comprobar que la resistencia de diseño sea igual o mayor que los efectos de las cargas factorizadas de acuerdo con las siguientes combinaciones en la Tabla 2.5.

**Tabla 2.5** Combinaciones de carga método LRFD

<b>Combinaciones Básicas</b>	
1	$1.4D$
2	$1.2D + 1.6L + 0.5 \text{ máx}(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3	$1.2D + 1.6\text{máx}(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + \text{máx}(L \text{ o } 0.5W)$
4	$1.2D + 1.0W + L + 0.5\text{máx}(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5	$0.9D + 1.0W$
<b>Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica</b>	
Cuando el efecto de carga sísmica prescrito, $E = f(E_v, E_h)$ , se combina con los efectos de otras cargas	
6	$1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
7	$0.9D - E_v + E_h$
Cuando el efecto de carga sísmica con sobre resistencia, $E_m = f(E_v, E_{mh})$ , se combina con los efectos de otras cargas	
8	$1.2D + E_v + E_{mh} + L + 0.2S$
9	$0.9D - E_v + E_{mh}$

**Fuente:** (NEC-SE-CG, 2024)

Donde:

$L$ : Carga viva       $D$ : Carga muerta       $W$ : Carga de viento       $L_r$ : Carga viva techo  
 $S$ : Carga de granizo       $R$ : Carga de lluvia       $E_h$ : Sismo horizontal       $E_v$ : Sismo vertical  
 $E_{mh}$ : Sismo horizontal con efecto de sobre resistencia  
 $E_m$ : Combinación de sismo horizontal y vertical con efecto de sobre resistencia

## 2.4 Predimensionamiento de un edificio de acero

### 2.4.1 Generalidades de la estructura

El edificio considerado para el diseño en este trabajo se ubica en la provincia de Pichincha, en la zona norte de Quito. Según se asumirá un perfil de suelo tipo D, de acuerdo con la clasificación mencionada en la sección 2.1.2. Como base arquitectónica se ha tomado el mismo edificio elaborado por Chango & Ruiz (2021), TIC dirigido por el mismo tutor Ing. Luis Hernández.

## 2.4.2 Materiales

Acero ASTM A36

Planchas laminadas en caliente en forma de tubos cuadrados, perfiles U y perfiles G para conformar las columnas rectangulares mediante soldadura.

- Esfuerzo de fluencia mínimo,  $F_y=250$  [MPa]
- Relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo  
 $R_y = 1.5$
- Módulo de elasticidad,  $E_s=200000$  [MPa]
- Peso específico,  $\gamma_s= 78.5$  [kN/m<sup>3</sup>]=8004.772 [kg/m<sup>3</sup>]

Acero ASTM A572 Grado 50

Planchas laminadas en caliente para conformar las vigas I mediante soldadura.

- Esfuerzo de fluencia,  $F_y=345$  [MPa]
- $R_y = 1.1$
- Módulo de elasticidad,  $E_s=200000$  [MPa]
- Peso específico,  $\gamma_s= 78.5$  [kN/m<sup>3</sup>]=8004.772 [kg/m<sup>3</sup>]

Acero ASTM A500 Grado C

Tubos de sección circular para conformar los arriostramientos.

- Esfuerzo de fluencia,  $F_y=315$  [MPa]
- $R_y = 1.3$
- Módulo de elasticidad,  $E_s=200000$  [MPa]
- Peso específico,  $\gamma_s= 78.5$  [kN/m<sup>3</sup>]=8004.772 [kg/m<sup>3</sup>]

Hormigón

Relleno de las columnas rectangulares

- Resistencia a la compresión,  $f'_c=24$  [MPa]
- Módulo de elasticidad,  $E_c = 4.7\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{24} = 23025$ [MPa]

- Peso específico,  $\gamma_c=24$  [kN/m<sup>3</sup>]

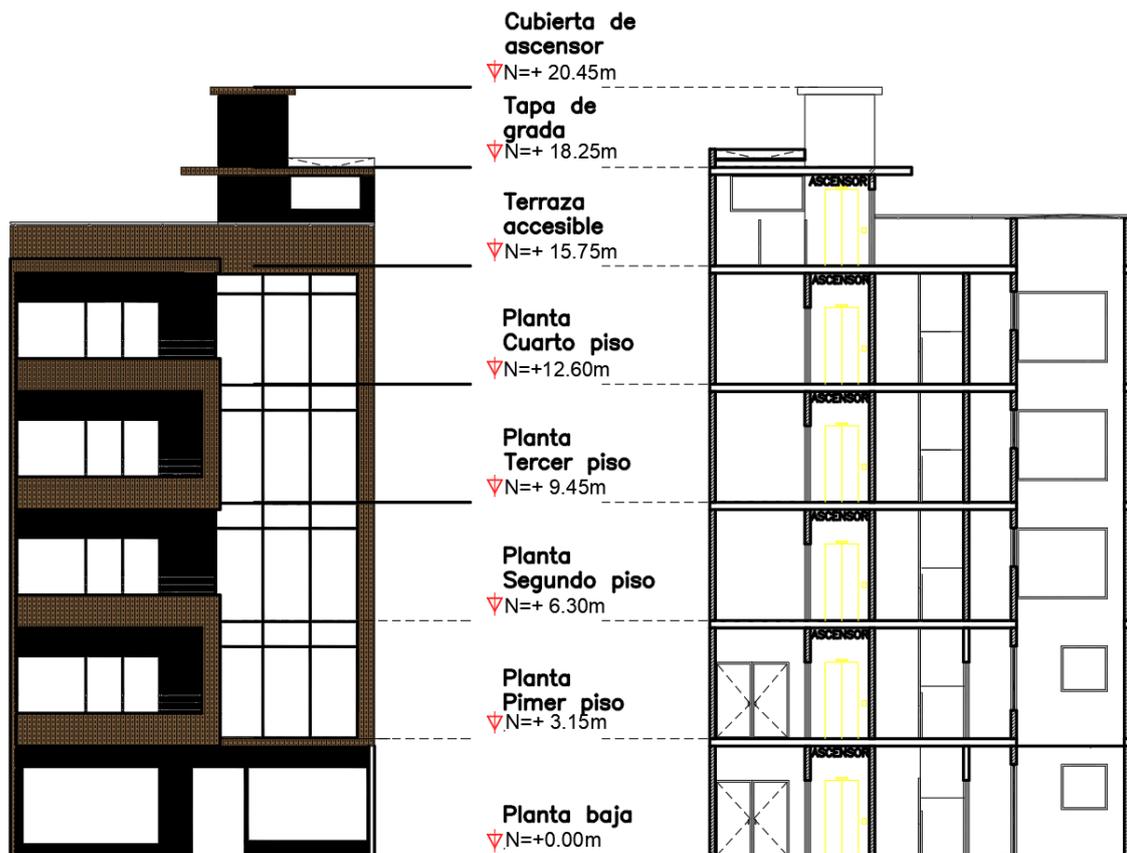
Conformación losa de placa colaborante

- Resistencia a la compresión,  $f'_c=21$  [MPa]
- Módulo de elasticidad,  $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{21} = 21538$ [MPa]
- Peso específico,  $\gamma_c=24$  [kN/m<sup>3</sup>]

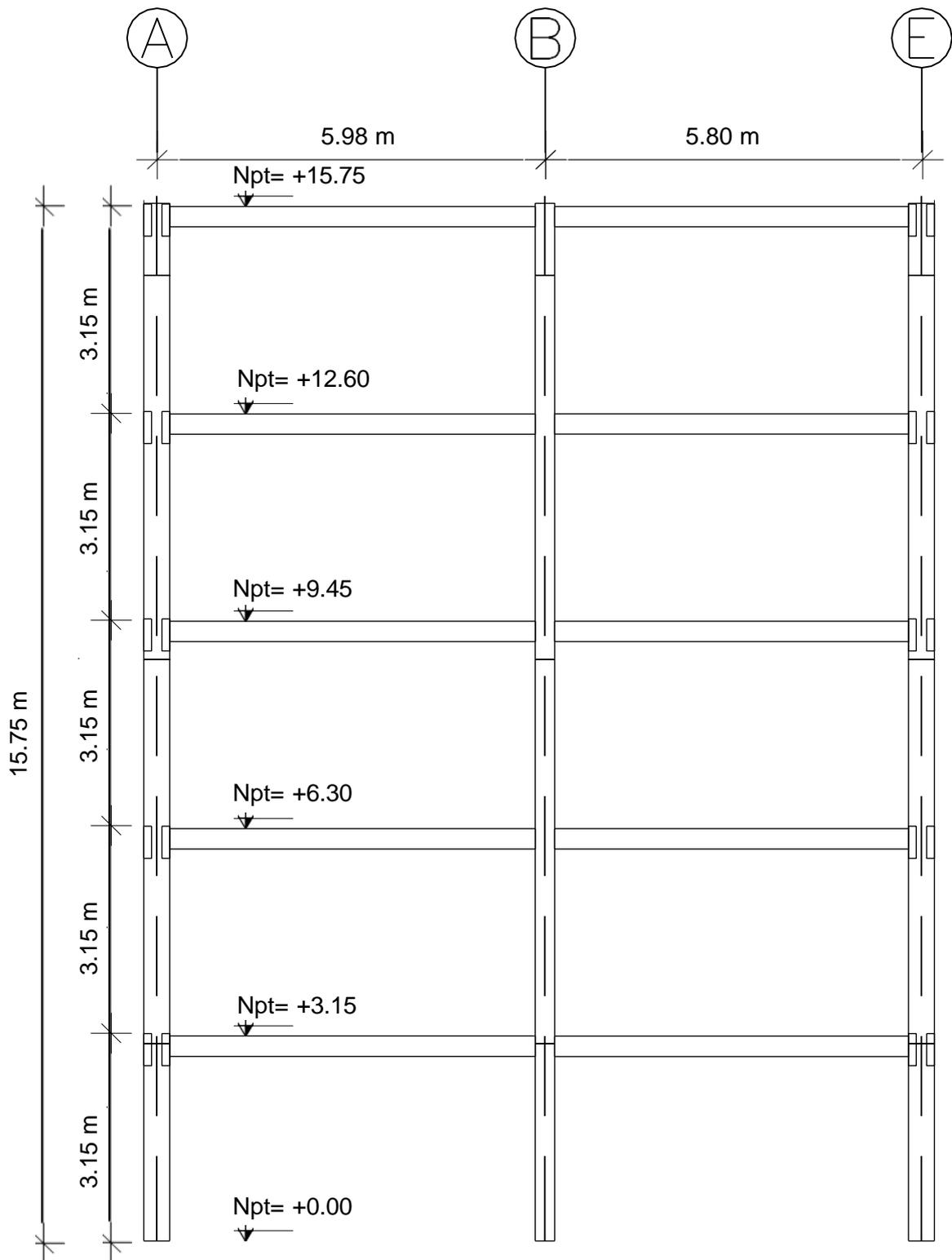
Las secciones, así como las placas de acero requeridas, han sido tomadas del catálogo de Import Aceros (2024).

### 2.4.3 Configuración arquitectónica

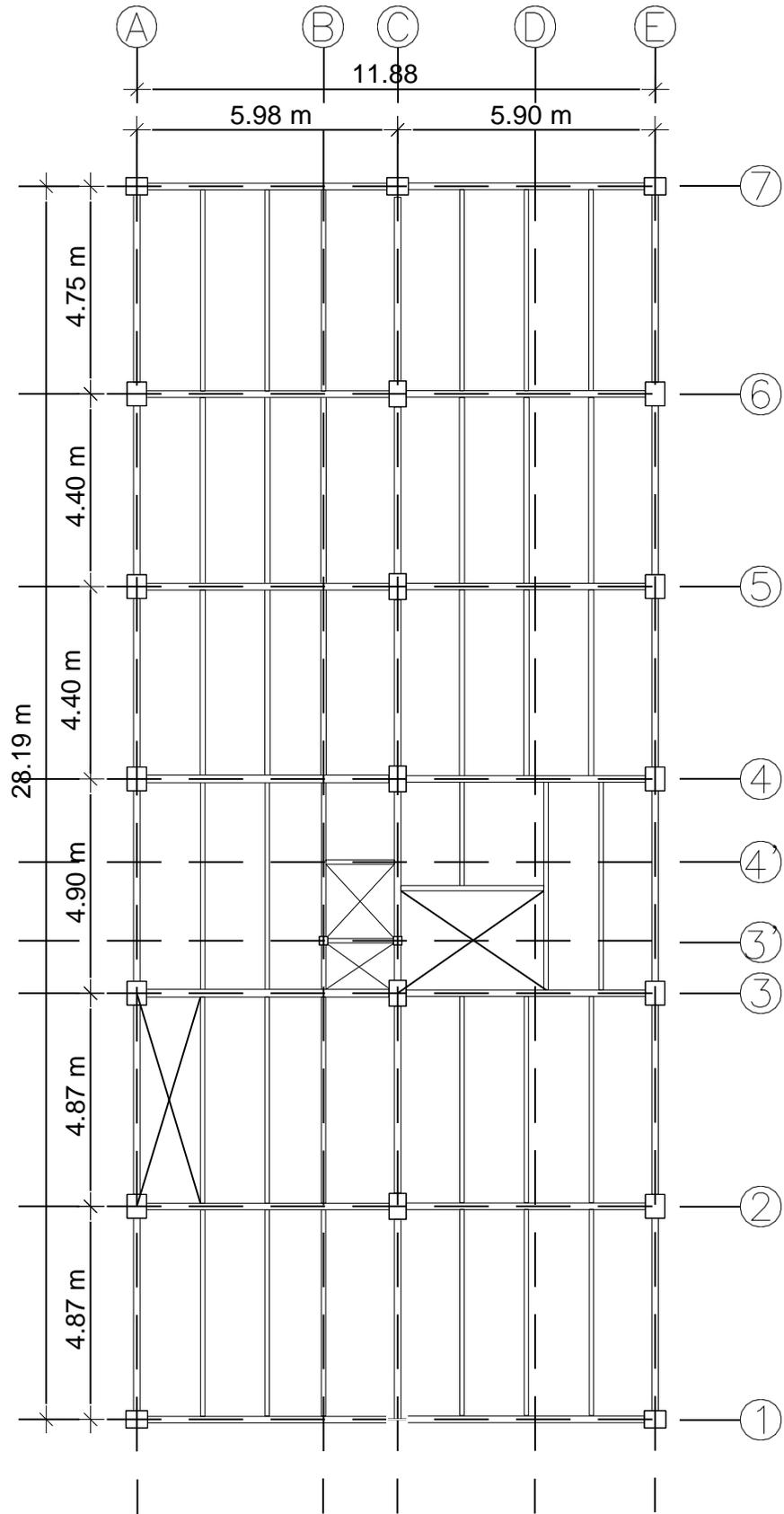
El edificio está compuesto por cinco niveles, con una altura de entrepiso de 3.15 m cada uno. Las dos primeras plantas están designadas para uso de oficinas, mientras que las tres plantas subsiguientes se destinan a uso residencial. Además, cuenta con una terraza accesible y una tapa grada con una altura de 2.50 metros. La altura total de la estructura es de 20.45 metros. En las Figuras 2.3, 2.4, 2.5 y 2.6, se muestran las diferentes vistas que componen el edificio.



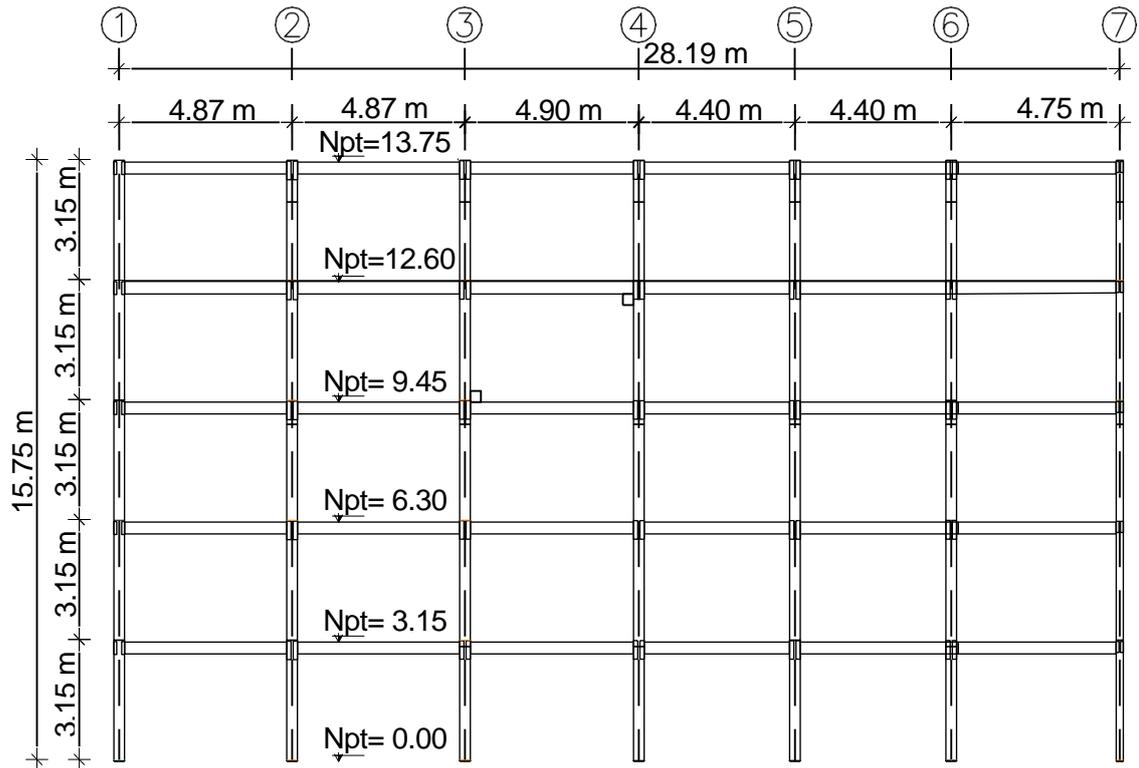
**Figura 2.3** Fachada y corte frontal



**Figura 2.4** Vista en elevación frontal.



**Figura 2.5** Vista en planta.



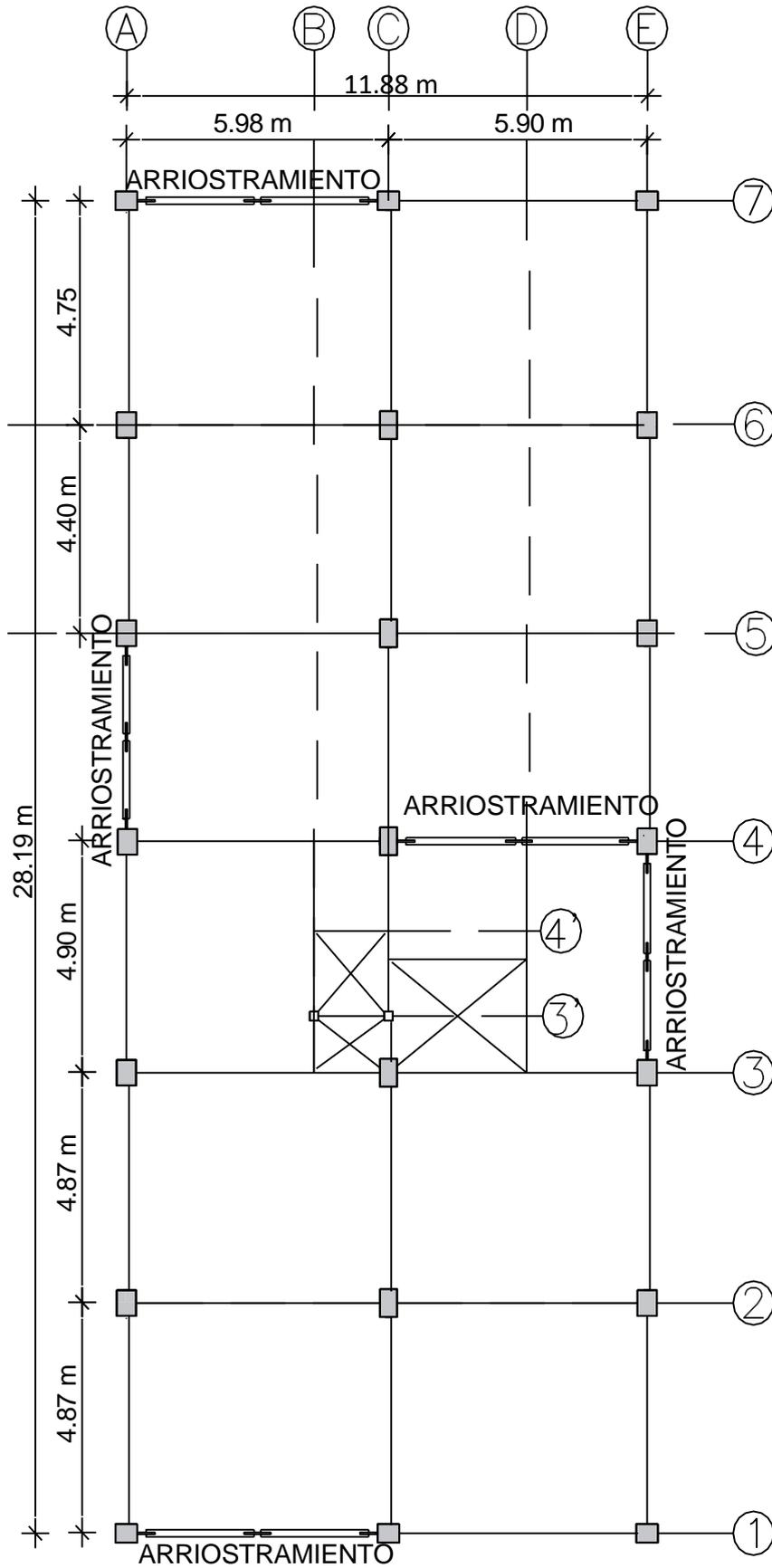
**Figura 2.6** Vista en elevación lateral, dimensiones en [m]

#### 2.4.4 Configuración de los arriostramientos

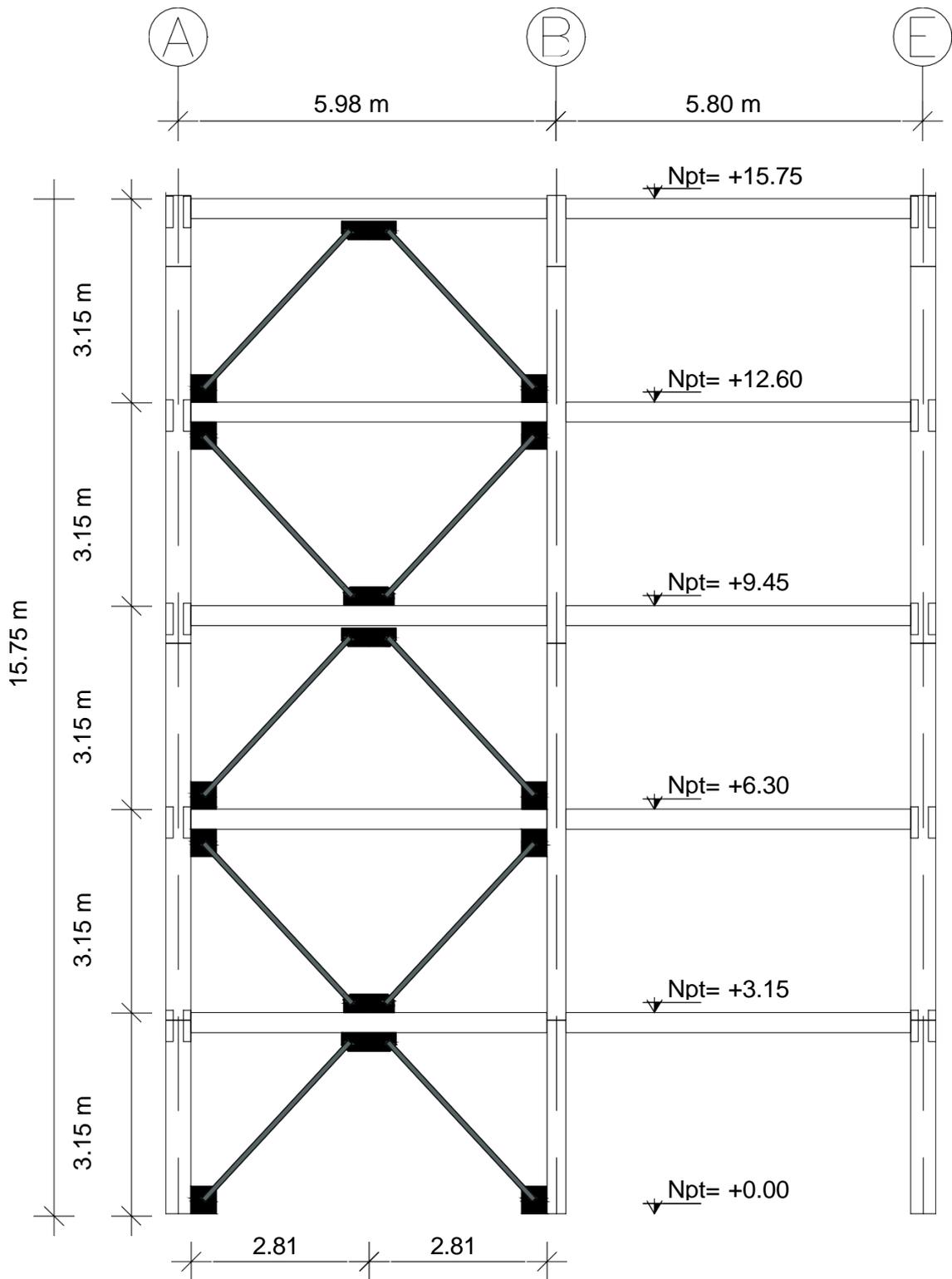
Al ubicar los arriostramientos se debe tener en cuenta que estos van a modificar el centro de rigideces de la estructura, por lo que deben ser colocados buscando simetría entre los ejes, evitando efectos torsionales indeseados.

Un factor importante para seleccionar la geometría de los arriostramientos es que los elementos formen un ángulo lo más cercano a  $45^\circ$  con la horizontal, para que los esfuerzos axiales se transmitan adecuadamente. La norma ANSI/AISC 341-22 solamente excluye las geometrías tipo K.

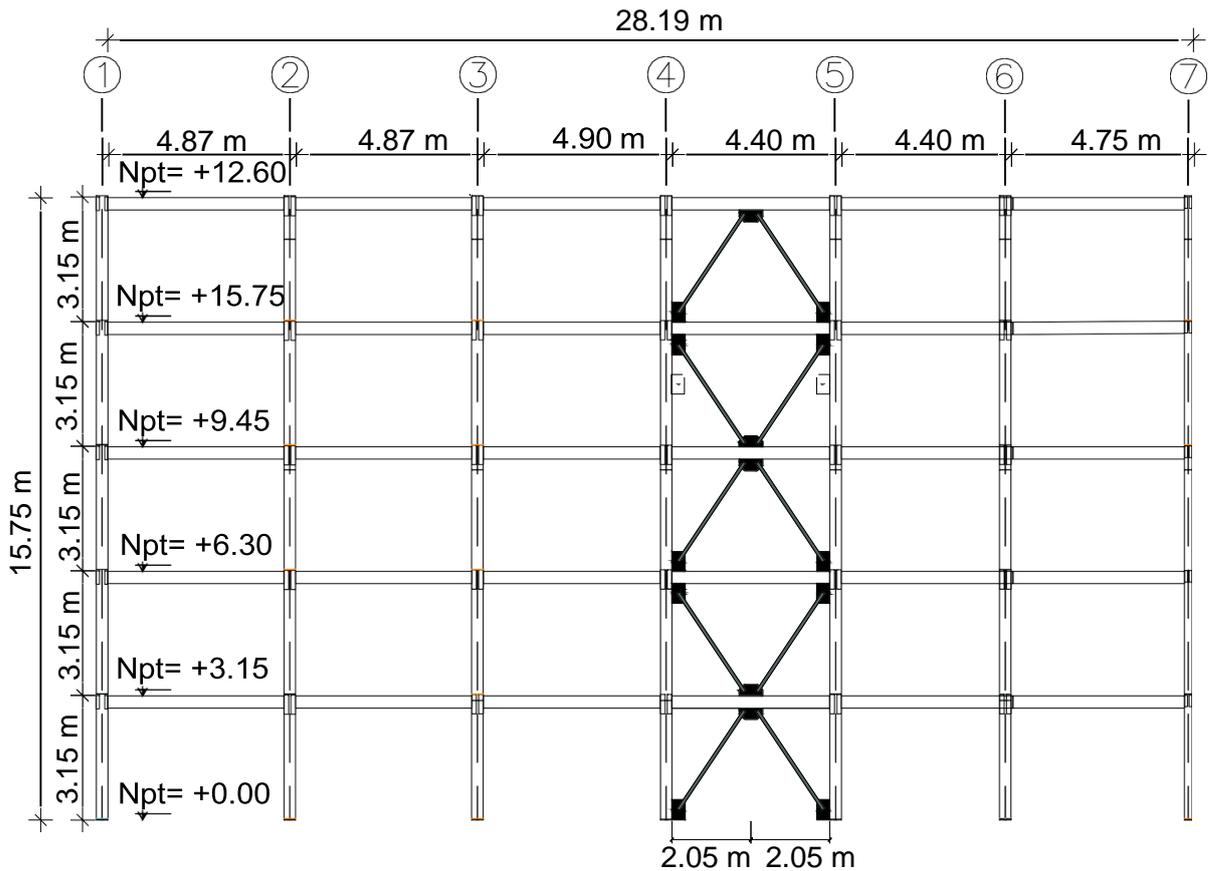
De esta manera se ha optado por la siguiente configuración, utilizando una combinación de V y V invertida, tratando de no afectar la propuesta arquitectónica.



**Figura 2.7** Vista en planta de los arriostramientos



**Figura 2.8** Arriostramiento concéntrico fachada



**Figura 2.9** Arriostramiento concéntrico vista lateral.

#### 2.4.5 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales que se suponen para el diseño de los elementos provienen de un catálogo proporcionado por la NEC (2024). Estas cargas serán valores aproximados y dependen de los materiales con los que se va a sobrecargar la estructura, así como del uso que se la va a dar. Para fines de este trabajo se han utilizado las cargas sugeridas en la norma NEC-SE-CG (2024) así como de catálogos de fabricantes nacionales.

En la Tabla 2.6 se presentan las cargas gravitacionales utilizadas.

**Tabla 2.6** Cargas gravitacionales

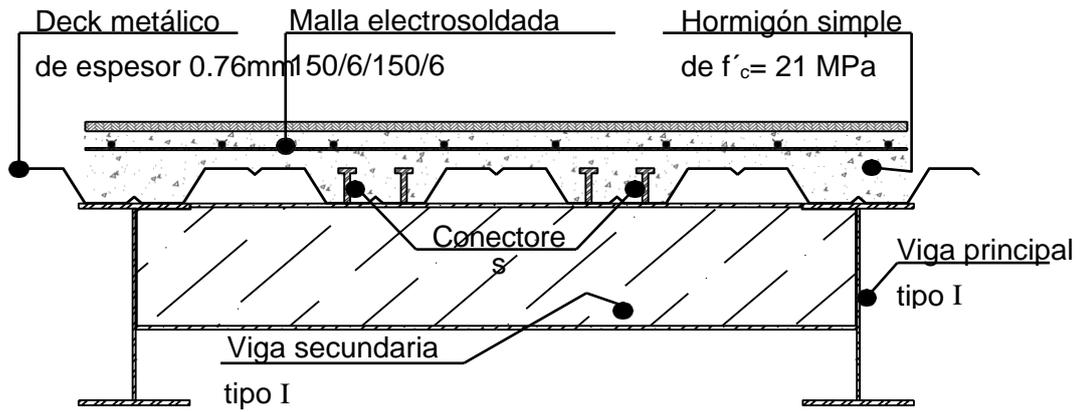
	<b>Carga</b>	<b>Primer y Segundo piso N/m<sup>2</sup></b>	<b>Tercer y cuarto piso N/m<sup>2</sup></b>	<b>Terraza accesible N/m<sup>2</sup></b>	<b>Tapa grada N/m<sup>2</sup></b>	<b>Cubierta N/m<sup>2</sup></b>
<b>Sobrecarga (SC)</b>	Placa colaborante	62.6	62.6	62.6	62.6	62.6
	Hormigón de losa	1765.8	1765.8	1765.8	1765.8	1765.8
	Mampostería	3193.6	2502.9	1525.6	578.1	0.0
	Cielorraso	196.2	196.2	0.0	0.0	0.0
	Acabado baldosa sobre piso	196.2	196.2	196.2	0.0	0.0
	Instalaciones	147.2	147.2	147.2	98.1	98.1
	<b>TOTAL (SC)</b>	<b>5561.6</b>	<b>4870.9</b>	<b>3697.3</b>	<b>2504.6</b>	<b>1926.5</b>
<b>Carga Viva (L)</b>	Oficinas	2393.6				
	Residencial		1962	1962	1962	
	<b>TOTAL (L)</b>	<b>2393.6</b>	<b>1962</b>	<b>1962</b>	<b>1962</b>	<b>0</b>

#### 2.4.6 Predimensionamiento de los elementos estructurales

##### 2.4.6.1 Configuración vigas principales, secundarias y losa deck

Como ya se mencionó, se ha tomado como base la tesis de grado “Estudio comparativo técnico-económico de un edificio de estructura metálica con pórticos resistentes a momento con columnas de acero huecas y con columnas de acero compuestas rellenas de hormigón” de Chango & Ruiz (2021), dirigida por el mismo tutor PhD. Ing. Luis Hernández. En este sentido, de partida, se van a tomar dimensiones similares de vigas y losa ya que las cargas gravitacionales son las mismas.

##### 2.4.6.1.1 Vigas sistema de pórticos SMF



**Figura 2.10** Sección de vigas principales y viga secundaria con losa compuesta

El sistema de pórticos especiales resistentes a momento requiere que las vigas sean capaces de desarrollar gran ductilidad y que tengan gran desempeño frente a cargas sísmicas. Para este fin la norma ANSI/AISC 341-22 limita los elementos antes del análisis de las capacidades de estos.

Limitaciones ancho/espesor

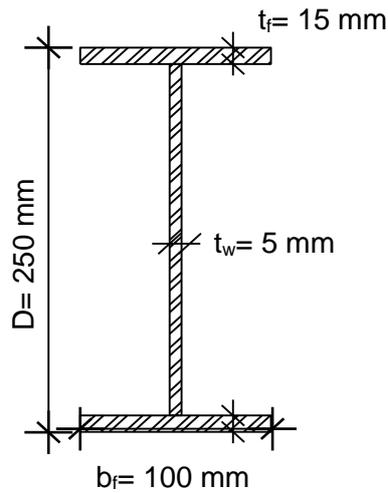
Tabla 2.7 Límites ancho/espesor vigas I

<b>TABLE D1.1b</b>					
<b>Width-to-Thickness Ratios:</b>					
<b>Compression Elements—All Members Except Diagonal Braces</b>					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
7	(1) Flanges of rolled or built-up I-shaped sections (2) Flange and stem of rolled or built-up tees (3) Flanges of rolled or built-up channels (4) Legs of single angles or double-angle members with separators (5) Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$b/t$          $d/t$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
11	For moment frames, where used in beams or columns, as webs in flexure, or combined axial and flexure Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$2.5(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[b]}$	$5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[b]}$	

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Para vigas que forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas, se requiere que los elementos sean Altamente Dúctiles. Para esto, se presenta la Tabla 2.7 que permite clasificar estos elementos por su ductilidad.

Se propone la viga I V100X250X5 de la Figura 2.11, conformada por pletinas de acero AISC A572 Grado C, soldadas, que será clasificada de acuerdo con la Tabla 2.7.



**Figura 2.11** Viga V100X250X5

El valor de  $C_a$  se calcula como sigue:

$$C_a = \frac{\alpha_a \cdot P_r}{R_y \cdot F_y \cdot A_g}$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia axial requerida utilizando las combinaciones de carga LRFD

Nótese que, la viga es un elemento que no está sometido a cargas axiales importantes por lo que el valor de  $P_r$  es despreciable, por tanto  $C_a = 0$

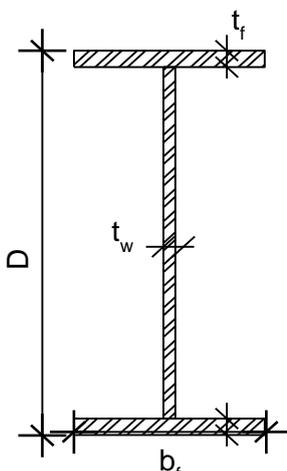
**Tabla 2.8** Clasificación Viga V100X250X5 según la relación ancho/espesor

Datos de la viga		Límites ancho-espesor			Clasificación		
bf [mm]	100	Patín	$\lambda_{hd}$	8.24	Patín	6.67	<b>ALTAMENTE DÚCTIL</b>
tf [mm]	15		$\lambda_{md}$	10.44			
D [mm]	250	Alma	$\lambda_{hd}$	67.30	Alma	54.00	<b>ALTAMENTE DÚCTIL</b>
tw [mm]	5		$\lambda_{md}$	103.29			
$C_a$	0						

En la Tabla 2.9 se presenta un resumen de las dimensiones de estos elementos de viga, mismos que cumplen con los requerimientos de relación ancho-espesor:

**Tabla 2.9** Resumen de vigas de sección I a utilizar

NOMENCLATURA DE VIGAS TIPO I [mm]		
Nomenclatura	Dx <sub>t<sub>w</sub></sub>	+ Bf <sub>x<sub>t<sub>f</sub></sub></sub>
VIGAS SECUNDARIAS		
IPE 80	80x3.8	+ 46x5.2
IPE 100	100x4.1	+ 55x5.7
IPE 120	120x4.4	+ 64x6.3
IPE 140	140x4.7	+ 73x6.9
IPE 160	160x5	+ 82x7.4
IPE 180	180x5.3	+ 91x8
VIGAS PRINCIPALES		
V100X250X5	250x5	+ 100x15
V100X250X8	250x8	+ 100x15
V120X300X5	300x5	+ 120x15
V120X300X6	300x6	+ 120x15
V120X300X8	300x8	+ 120x15
V150X300X6	300x6	+ 150x20
V150X300X8	300x8	+ 150x20
V150X300X10	300x10	+ 150x20
V150X250X5	250x5	+ 150x20



#### 2.4.6.2 Columnas rellenas de hormigón

Como consideraciones iniciales para el diseño, la norma menciona los siguientes puntos para tener en cuenta:

- El área transversal de la sección de acero debe ser al menos el 1% del área total de la sección compuesta.
- Los elementos compuestos de acero-hormigón se clasifican por ductilidad según la Tabla 2.10, extraída de la Tabla D1.1b del ANSI/AISC 341 (2022).
- En la norma no se menciona un acero de refuerzo mínimo, por lo que no se adoptará en el diseño.

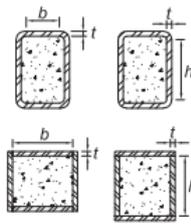
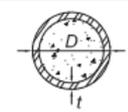
##### 2.4.6.2.1 Limitaciones ancho/espesor

Los miembros de elementos sujetos a compresión se clasifican como altamente dúctiles si la relación ancho/espesor no supera el límite  $\lambda_{hd}$ , y moderadamente dúctiles si uno o más

elementos supera  $\lambda_{hd}$ , pero no excede  $\lambda_{md}$  o esbeltos si la misma relación de cualquier miembro supera  $\lambda_{md}$ .

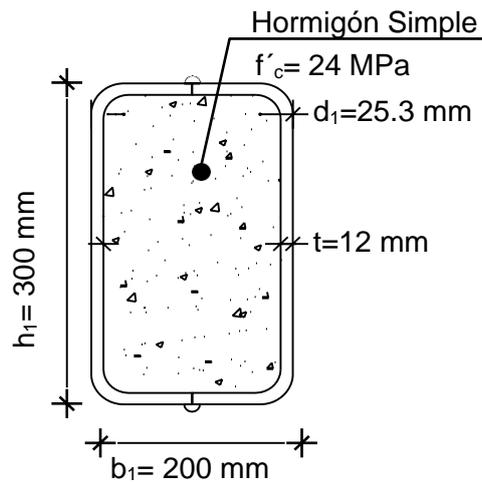
Debido a que todas las columnas forman parte del sistema de pórticos especiales resistentes a momento, se deben clasificar como altamente dúctiles.

**Tabla 2.10** Clasificación de elementos compuestos a compresión

<b>TABLE D1.1b (continued)</b>						
<b>Width-to-Thickness Ratios:</b>						
<b>Compression Elements—All Members Except Diagonal Braces</b>						
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
				$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Composite Elements	17	Flanges and webs of filled rectangular HSS and box sections <sup>[a]</sup>	$b/t$ $h/t$	$1.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	18	Walls of filled round HSS sections <sup>[a]</sup>	$D/t$	$0.076 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.15 \frac{E}{R_y F_y}$	

**Fuente:** (ANSI/AISC 341, 2022)

Se propone la siguiente sección de columna metálica rellena de hormigón que será clasificada según la Tabla 2.10. Está formada por la unión entre dos canales “U” C300X100X12mm, de acero A36. Nótese que, debido a que las secciones tienen bordes curvos, la norma permite restar las dimensiones de dichos bordes ( $d_1$ ) y obtener unos patines y alas reducidos ( $b$ ,  $h$ ).



**Figura 2.12** Sección de columna compuesta rellena de hormigón C 2C 300x200x12mm

**Tabla 2.11** Clasificación de la sección de columna C-2C-300x200x12mm

Geometría de la columna		Propiedades del material		Límites ancho espesor		Clasificación		
b <sub>1</sub> [mm]=	300	ASTM A36		λ <sub>hd</sub> =	32.33	b[mm]=	249.4	<b>ALTAMENTE DÚCTIL</b>
h <sub>1</sub> [mm]=	200	E[MPa]=	200000			b/t=	21	
t[mm]=	12	F <sub>y</sub> [MPa]=	250	λ <sub>md</sub> =	23.09	h[mm]=	149.4	<b>ALTAMENTE DÚCTIL</b>
d <sub>1</sub> [mm]=	25.3	R <sub>y</sub> =	1.5			h/t=	12.45	

#### 2.4.6.2.2 Resistencia a la compresión

“La resistencia a compresión disponible en los miembros compuestos rellenos de hormigón, cargados axialmente y de simetría doble se determinará para el estado límite de pandeo flexional” (ANSI/AISC 360, 2022). Según el método LRFD, se debe cumplir que:

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

Se considera un valor de  $\phi_c = 0.75$  según la Tabla 2.4.

- Resistencia nominal a compresión  $P_n$

Para secciones altamente dúctiles se tiene:

$$P_n = F_y \cdot A_s + 0.85f'_c \cdot \left( A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right)$$

**Ecuación 2.9** Resistencia nominal a compresión de sección rectangular compuesta altamente dúctil

**Fuente:** (ANSI/AISC 360, 2022)

Donde:

$A_s$ : Área de la sección transversal de acero [ $mm^2$ ]

$A_c$ : Área de la sección transversal de hormigón [ $mm^2$ ]

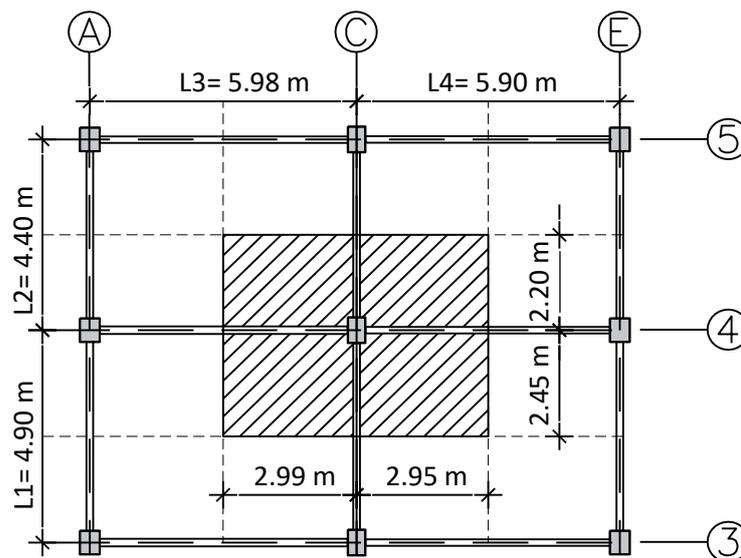
$A_{sr}$ : Área de las varillas de refuerzo (en este caso es cero porque no existe refuerzo)

$$P_n = (250 \text{ MPa}) \cdot [(300 \cdot 200)mm^2 - (276 \cdot 176)mm^2] + 0.85(24 \text{ MPa}) \cdot (276 \cdot 176)mm^2$$

$$P_n = 3846950 \text{ N} = 3847.95 \text{ kN}$$

➤ Resistencia última a compresión  $P_u$

Se considera la columna más cargada, que es aquella con mayor área de aporte de losa. En este caso se ha tomado la columna C4, según los ejes descritos en el diseño arquitectónico.



**Figura 2.13** Área aportante para el diseño de la columna C4

**Tabla 2.12** Análisis de cargas gravitacionales factorizadas Columna C4 Planta Baja

Análisis de cargas Columna C4 Planta Baja		
L1	4.90	[m]
L2	4.40	[m]
L3	5.98	[m]
L4	5.90	[m]
At= (L1+L2)(L3+L4)/4	27.62	[m <sup>2</sup> ]
D <sub>1</sub>	5561.6	[N/m <sup>2</sup> ]
L <sub>1</sub>	2393.6	[N/m <sup>2</sup> ]
#Pisos	1	
D <sub>2</sub>	4870.9	[N/m <sup>2</sup> ]
L <sub>2</sub>	1962.0	[N/m <sup>2</sup> ]
#Pisos	3	
D <sub>3</sub>	3697.3	[N/m <sup>2</sup> ]
L <sub>3</sub>	1962.0	[N/m <sup>2</sup> ]
#Pisos	1	[N/m <sup>2</sup> ]
D=ΣDi*#Pisos	23871.5	[N/m <sup>2</sup> ]
L=ΣPi*#Pisos	10241.64	[N/m <sup>2</sup> ]
U =1.2D+1.6L	45032.4	[N/m <sup>2</sup> ]
He	3.15	[m]

La resistencia última o requerida se calcula como sigue:

$$Pu = \frac{At \cdot U}{0.85}$$

Donde:

At: Área tributaria

U: Carga última factorizada por el método LRFD

0.85: Factor por solicitaciones sísmicas

Remplazando lo mostrado en la Tabla 2.12:

$$Pu = \frac{27.62 \text{ m}^2 \cdot 45032.4 \text{ N/m}^2}{0.85}$$

$$Pu = 1463288 \text{ N} = 1463.3 \text{ kN}$$

➤ Verificación de resistencia a compresión

Se debe cumplir que:

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

$$0.75(5343.87 \text{ kN}) \geq 1463.3 \text{ kN}$$

$$2885.21 \text{ kN} > 1463.3 \text{ kN} \text{ **Sí cumple**}$$

De lo anterior se extrae una relación demanda-capacidad  $\left(\frac{D}{C}\right)$

$$\frac{D}{C} = \frac{1463.3 \text{ kN}}{2885.21 \text{ kN}} = 0.507$$

### 2.4.6.2.3 Conexión viga-columna

Como ya se ha mencionado en la sección 1.4.2.2.1, una de las filosofías que rigen el diseño de los pórticos resistentes a momento es que estos sean capaces de generar rótulas plásticas en las vigas, cerca de las conexiones con la columna, produciendo una falla controlada en la estructura, y evitando el colapso aun cuando se haya excedido la resistencia de diseño.

Para garantizar la formación de esta rótula plástica se debe garantizar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

**Ecuación 2.10** Relación de momentos plásticos para conexiones viga columna

**Fuente:** (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

$M_{pc}^*$ : Suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas arriba y abajo de la unión hasta la línea central de la viga, con una reducción por la fuerza axial en la columna  $[N \cdot mm]$ . La norma proporciona la siguiente expresión para el cálculo:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_c \cdot P_r / A_g)$$

$$\sum M_{pc}^* = Z_y \cdot \left( F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_i}{A_g} \right) + Z_y \cdot \left( F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_{i-1}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = Z_y \cdot \left( 2 \cdot F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_i + P_{i-1}}{A_g} \right)$$

$$\sum M^*_{pc} = 1.4594 \times 10^6 \text{ mm}^3 \left( 2 \cdot 250 \text{ MPa} - 1 \cdot \frac{1463288 \text{ N} + 1217116 \text{ N}}{16420 \text{ mm}^2} \right)$$

$$\sum M^*_{pc} = 491467259 \text{ N} \cdot \text{mm} = 491.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M^*_{be}$ : Proyección de la resistencia a la flexión esperada de la viga en la ubicación de la rótula plástica hasta la línea central de la columna.

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v)$$

Donde:

$R_y$ : Factor de esfuerzo de fluencia probable

$Z_x$ : Módulo plástico de la viga

Para el caso de la viga C4 se ha propuesto que lleguen dos vigas con la misma sección:

- Viga V150x10

$$M^*_{be} = (2.3 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v)$$

$$M^*_{be} = 2.3 \cdot (1.1)(345 \text{ MPa})(639200 \text{ mm}^3) + 1 \cdot (3) \cdot \frac{68133.39 \text{ N}}{2} \cdot (306.25 \text{ mm})$$

$$M^*_{be} = 557925720 \text{ N} \cdot \text{mm} + 31298776 \text{ N} \cdot \text{mm} = 589224496 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Finalmente se obtiene el valor total

$$\sum M^*_{be} = 2 \cdot 589.22 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1178.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación columna fuerte viga débil

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{be}} > 1$$

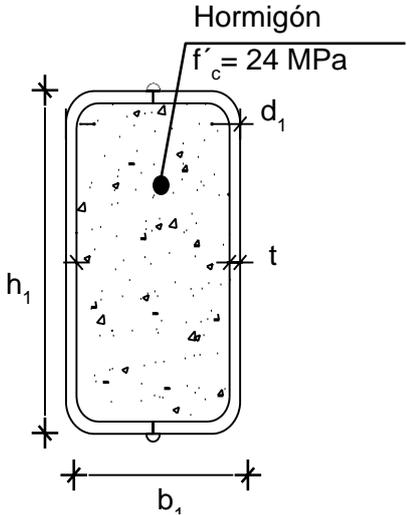
$$\frac{1178.45 \text{ kN} \cdot \text{m}}{491.47 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 1$$

$2.39 > 1$  **Sí cumple**

En base a este predimensionamiento, y tomando en cuenta que a medida que se sube de piso se tiene menor carga axial, se plantean las siguientes secciones de columna.

**Tabla 2.13** Resumen de secciones de columnas rectangulares rellenas

NOMENCLATURA DE COLUMNAS RECTANGULARES RELLENAS [mm]			
Nomenclatura	b [mm]	h [mm]	t [mm]
C150X150X3mm	150	150	3
C200x200x3mm	200	200	3
C200x200x4mm	200	200	4
C200x200x5mm	200	200	5
C300x200x5mm	300	200	5
C200x200x6mm	200	200	6
C 2C 300X200X8mm	300	200	8
C 2C 300X240X12mm	300	240	12
C 2C 300X200X10mm	300	200	10
C 2C 300X300X10mm	300	300	10
C 2C 300X200X12mm	300	200	12

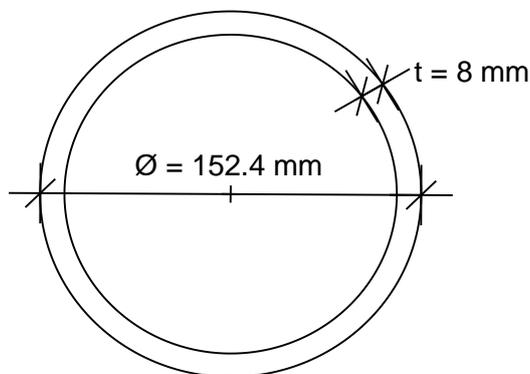


### 2.4.6.3 Arriostramientos concéntricos

Debido a la complejidad para el cálculo manual de los esfuerzos a compresión para este elemento, las comprobaciones de los estados límite de resistencia se harán luego de obtener las resultantes de fuerza del modelo computacional.

#### 2.4.6.3.1 Clasificación del elemento y limitaciones ancho/espesor

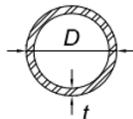
Se propone la sección de tubo circular TB152.4X8mm con diámetro  $\varnothing = 152.4$  mm y espesor de pared  $t = 8$  mm.



**Figura 2.14** Sección de tubo circular TB152.4X8mm para arriostramiento concéntrico

Esta sección tiene un área transversal  $A_g = 3629 \text{ mm}^2$  y un radio de giro  $r = 51.1 \text{ mm}$

**Tabla 2.14** Clasificación de los elementos sujetos a compresión axial

<b>TABLE B4.1a</b>				
<b>Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements</b>				
<b>Members Subjected to Axial Compression</b>				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio $\lambda_r$ (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Usando la Tabla 2.14 se realiza la clasificación de la sección TB1

$$\frac{D}{t} = \frac{152.4}{8} = 19.05$$

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \cdot \frac{200000 \text{ MPa}}{315 \text{ MPa}} = 69.8$$

Se debe verificar que:

$$\frac{D}{t} < \lambda_r \quad \rightarrow \quad 19.05 < 69.8 \quad \text{Sección no esbelta}$$

**Tabla 2.15** Clasificación de elementos de arriostre sujetos a compresión

<b>TABLE D1.1a (continued)</b>					
<b>Width-to-Thickness Ratios:</b>					
<b>Compression Elements—Diagonal Braces</b>					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
3	Walls of round HSS <sup>[a]</sup>	$D/t$	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}$	

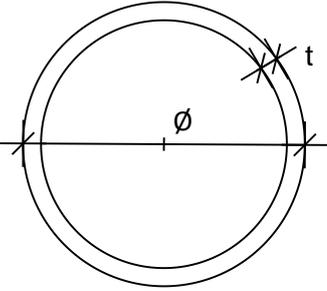
$$\lambda_{hd} = 0.053 \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 0.053 \cdot \frac{200000 \text{ MPa}}{1.3 \cdot 315 \text{ MPa}} = 25.88$$

Se debe verificar que:

$$\frac{D}{t} < \lambda_{hd} \rightarrow 19.05 < 25.88 \text{ Sección altamente dúctil}$$

**Tabla 2.16** Resumen de secciones de arriostramiento a usar

NOMENCLATURA DE ARRIOSTRES DE SECCIÓN TUBULAR		
Nomenclatura	$\phi$ [mm]	t [mm]
TB 76.2x5mm	76.2	5
TB 101.6X5mm	101.6	5
TB127X6	127	6
TB 127X8	127	8
TB 152.4X8mm	152.4	8



#### 2.4.6.3.2 Diseño Placa Gusset

Según Crisafulli (2018), las placas Gusset deben ser diseñadas por capacidad para resistir los esfuerzos de tracción y compresión del arriostramiento, y a su vez tener una resistencia a flexión al menos 1.1 veces mayor que la resistencia del arriostre, con la finalidad de que pueda resistir los efectos de pandeo que se producen en los extremos del arriostramiento. Para este caso de estudio la placa irá soldada al arriostre y a la conexión viga-columna.

#### Resistencia requerida a tracción

La resistencia a tracción requerida en la placa debe ser al menos la resistencia esperada en la riostra, y debe ser tomada como la menor entre las siguientes:

- Fluencia esperada del arriostre determinado por

$$P_d = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

**Ecuación 2.11** Fluencia del área bruta del arriostramiento

**Fuente:** (Crisafulli, 2018)

Donde:

$A_g$ : Área bruta de la sección del arriostramiento

- Máxima carga axial transferida al arriostramiento

### Resistencia requerida a compresión

La resistencia de la placa debe ser al menos la resistencia esperada a compresión del arriostamiento, debiendo ser la menor entre:

- El 30% de la fluencia esperada a tracción.

$$P_d = 0.3 \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

**Ecuación 2.12** Fluencia del área bruta del arriostamiento

**Fuente:** (Crisafulli, 2018)

- Resistencia del arriostre considerando el pandeo.

$$P_d = \frac{1}{0.877} \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

**Ecuación 2.13** Fluencia del área bruta del arriostamiento

**Fuente:** (Crisafulli, 2018)

Donde:

$F_{cr}$ : Tensión crítica determinada para fluencia igual a  $R_y \cdot F_y$ .  $F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y$

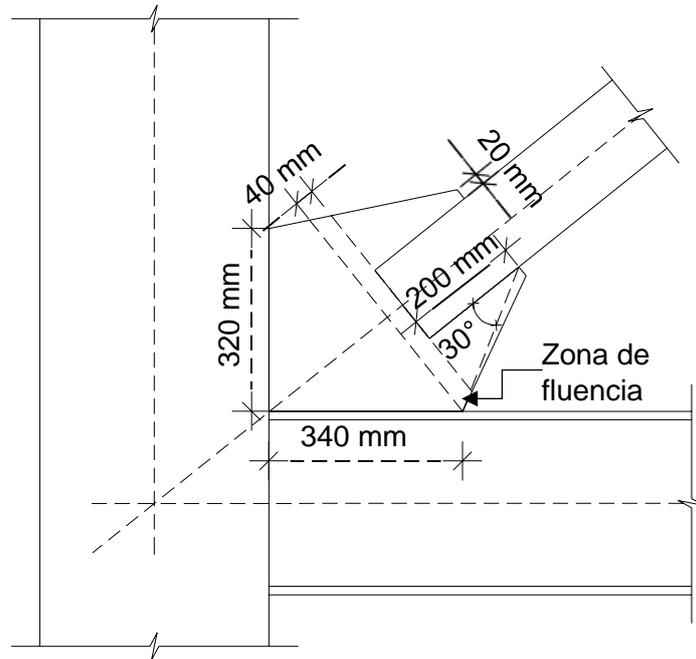
$F_e$ : Tensión crítica elástica  $F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

### Efectos originados por pandeo del arriostre

Se requiere que la placa resista  $1.1 \cdot R_y M_p$ . Esto es 1.1 veces la resistencia flexional del arriostre, donde  $M_p$  se determina alrededor del eje crítico.

Durante el comportamiento histerético del arriostre, se debe asegurar que en la placa se forme una franja de fluencia, que permitirá absorber los giros del arriostre y de esta manera disipar energía. Para asegurar esto, la franja de fluencia debe tener un ancho mínimo de  $L=2 \cdot t$ , esto es el doble del espesor de la placa. Debido a la dificultad constructiva que se pueda presentar, Crisafulli (2018) propone un ancho mínimo de la franja de fluencia de  $L=2 \cdot t+25$  mm

En la Figura 2.15 se propone el siguiente diseño realizado para la sección más crítica, el tubo TB 152.4X8mm



**Figura 2.15** Diseño placa Gusset

Nótese que se utiliza una placa de espesor  $t = 8 \text{ mm}$ , por lo que la longitud mínima de la zona de fluencia debería ser  $L = 2 \cdot t = 16 \text{ mm}$ , por facilidad constructiva se toma  $L = 40 \text{ mm}$

#### 2.4.6.4 Espectro de Aceleraciones y Cortante Basal

En la Tabla 2.17 se presenta un resumen de los valores de coeficientes recomendados por la norma sísmica ASCE/SEI 7-22.

**Tabla 2.17** Coeficientes de diseño

Tipo Estructura	R	$\Omega_o$	$C_d$
SCBF Dual	7	2.5	5.5

En base a lo mencionado en la sección 2.1.2, se presenta un resumen de los factores y coeficientes considerados, así como el cálculo del espectro de aceleraciones y el cortante basal.

**Tabla 2.18** Resumen cálculo del espectro de aceleraciones y cortante basal

<b>Factores y coeficientes</b>			
<b>Parámetro</b>		<b>Valor</b>	<b>Observaciones/ unidades</b>
Factor de zona	<b>Z</b>	<b>0.4</b>	Ubicado en Quito zona V
Tipo suelo	<b>D</b>		
Amplificador en período corto	<b>F<sub>a</sub></b>	1.2	Se tiene un perfil de suelo tipo D y zona V
Amplificador para roca	<b>F<sub>d</sub></b>	1.19	
Comportamiento no lineal del suelo	<b>F<sub>s</sub></b>	1.28	
Factor diseño elástico	<b>r</b>	1	Se tiene un perfil de suelo Tipo D
Razón entre S <sub>a</sub> y PGA	<b>η</b>	2.48	Ubicación en una provincia de la sierra
Importancia	<b>I</b>	1	Edificación no esencial ni de ocupación especial
Regularidad en planta	<b>Ø<sub>P</sub></b>	1	No se observan irregularidades importantes en primera instancia
Regularidad en elevación	<b>Ø<sub>E</sub></b>	1	
	<b>C<sub>t</sub></b>	0.073	Estructura de acero con arriostramientos
	<b>α</b>	0.75	
Altura del edificio	<b>h<sub>n</sub> [m]</b>	20.45	
Factor de reducción	<b>R</b>	7	Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente
<b>Cálculos</b>			
Período estructura	<b>T</b>	0.70	[s]
Período crítico	<b>T<sub>c</sub></b>	0.70	[s]
Espectro sísmico elástico	<b>S<sub>a</sub>(T)</b>	1.190	[g]
Espectro sísmico Inelástico	<b>V/W</b>	0.170	[g]
Sismo vertical	<b>E<sub>v</sub></b>	0.113	[g]
Factor de altura	<b>K</b>	1.101	

Finalmente, en la Figura 2.16, se obtiene el espectro elástico de aceleraciones  $S_a(T)$  de acuerdo con las características de sitio de la edificación. Por otro lado, el espectro inelástico  $V/W$  se obtiene con la introducción del factor de reducción ( $R$ ) y demás características de la configuración de la estructura. En el eje "X" se tienen los valores de período ( $T$ ) y en el eje "Y" los valores de la aceleración espectral correspondiente.

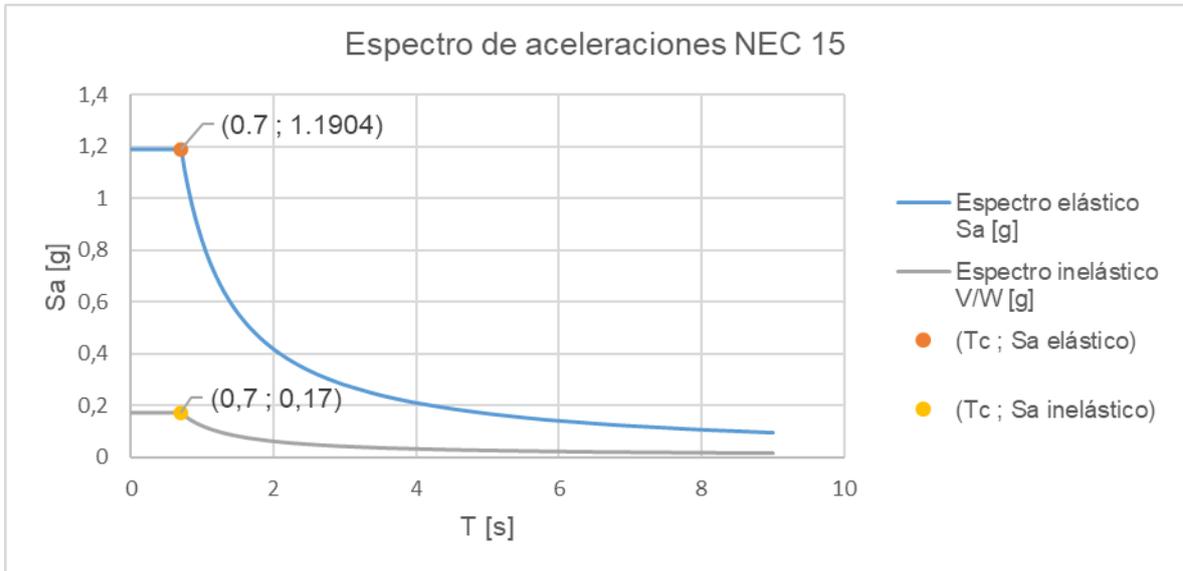
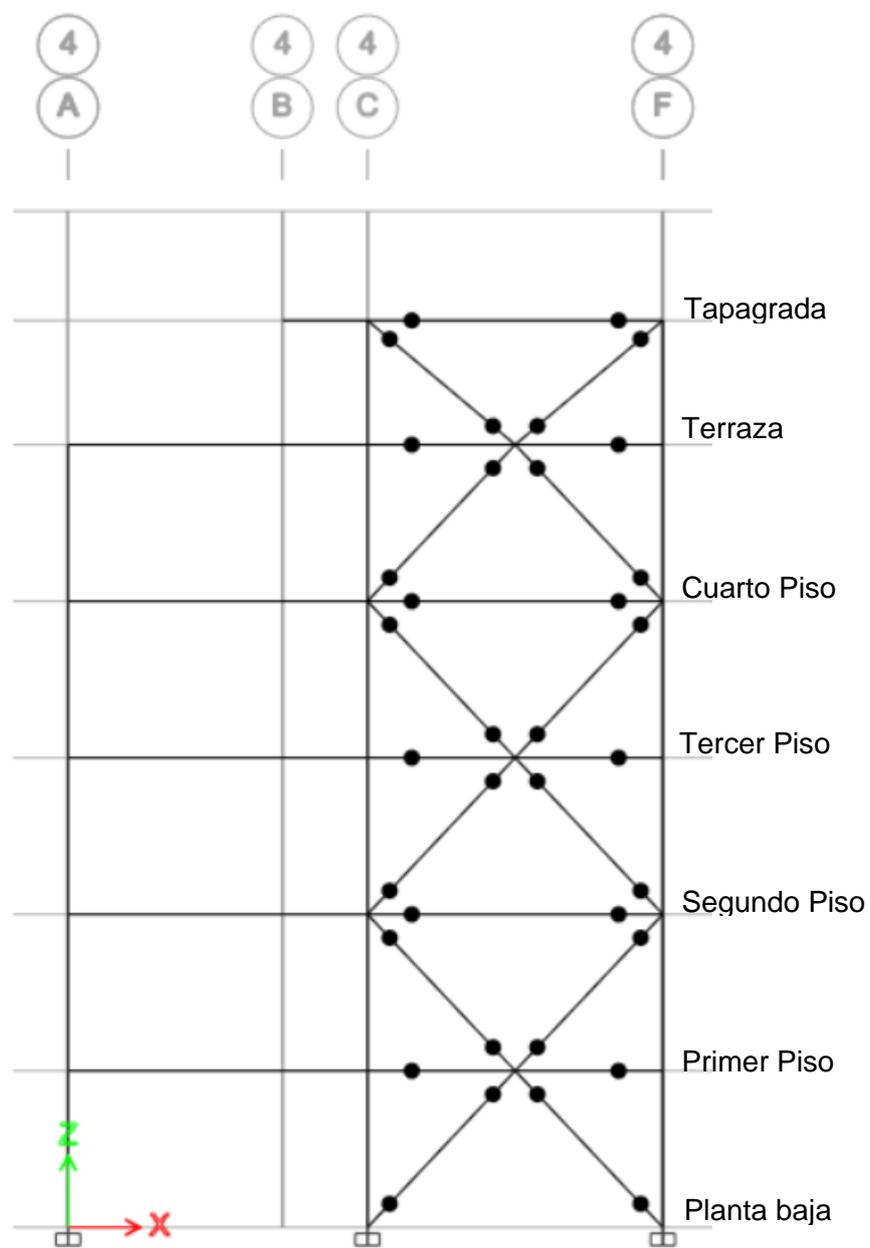


Figura 2.16 Espectro de aceleraciones

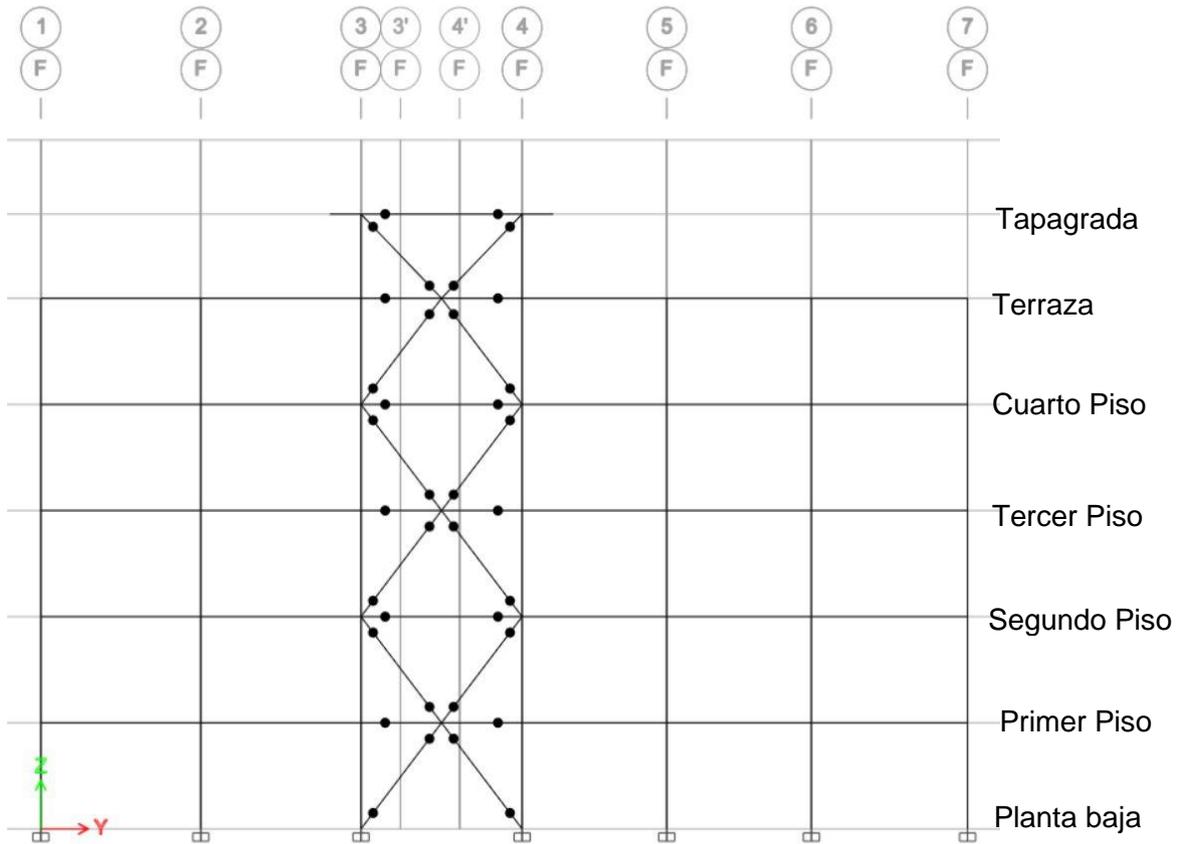
## 2.5 Modelación de la estructura

Para el modelado de la estructura se ha hecho uso del programa Etabs, que a través del análisis numérico de elementos finitos permite obtener las reacciones en los diferentes elementos a partir de las cargas tanto gravitacionales como sísmicas.

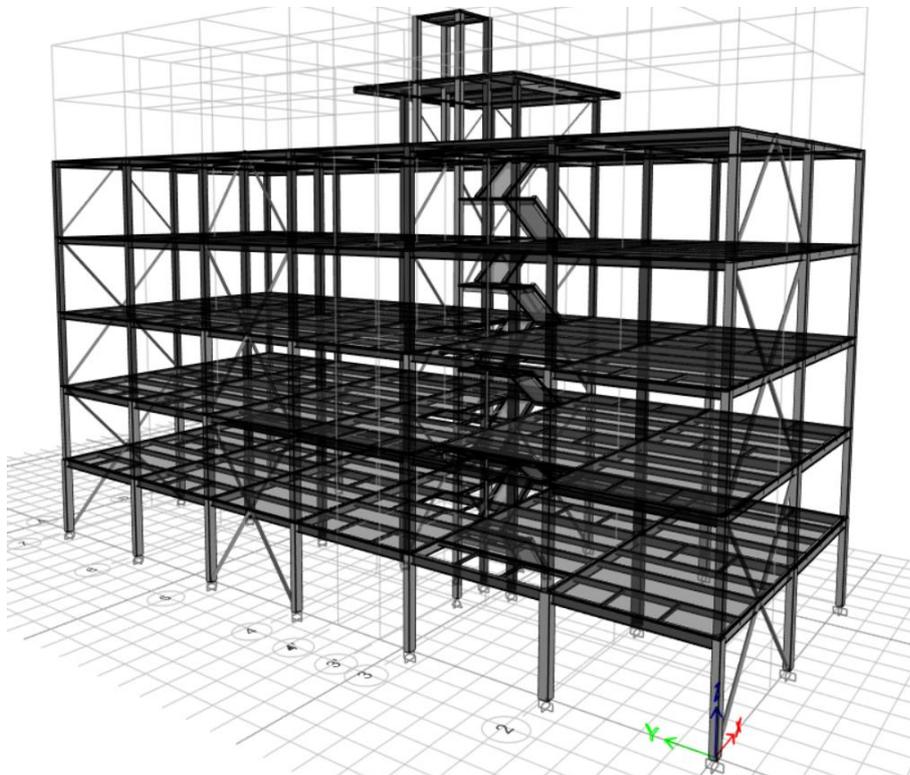
A continuación, se presentan algunas vistas del edificio que se ha generado en el programa



**Figura 2.17** Vista frontal en elevación Eje 4



**Figura 2.18** Vista lateral en elevación eje F



**Figura 2.19** Vista tridimensional

En el Anexo 1 se adjuntan capturas de los parámetros de diseño adoptados en el programa Etabs.

### 2.5.1 Secciones adoptadas

Como resultado de un proceso iterativo, se han obtenido las siguientes secciones para los diferentes elementos estructurales.

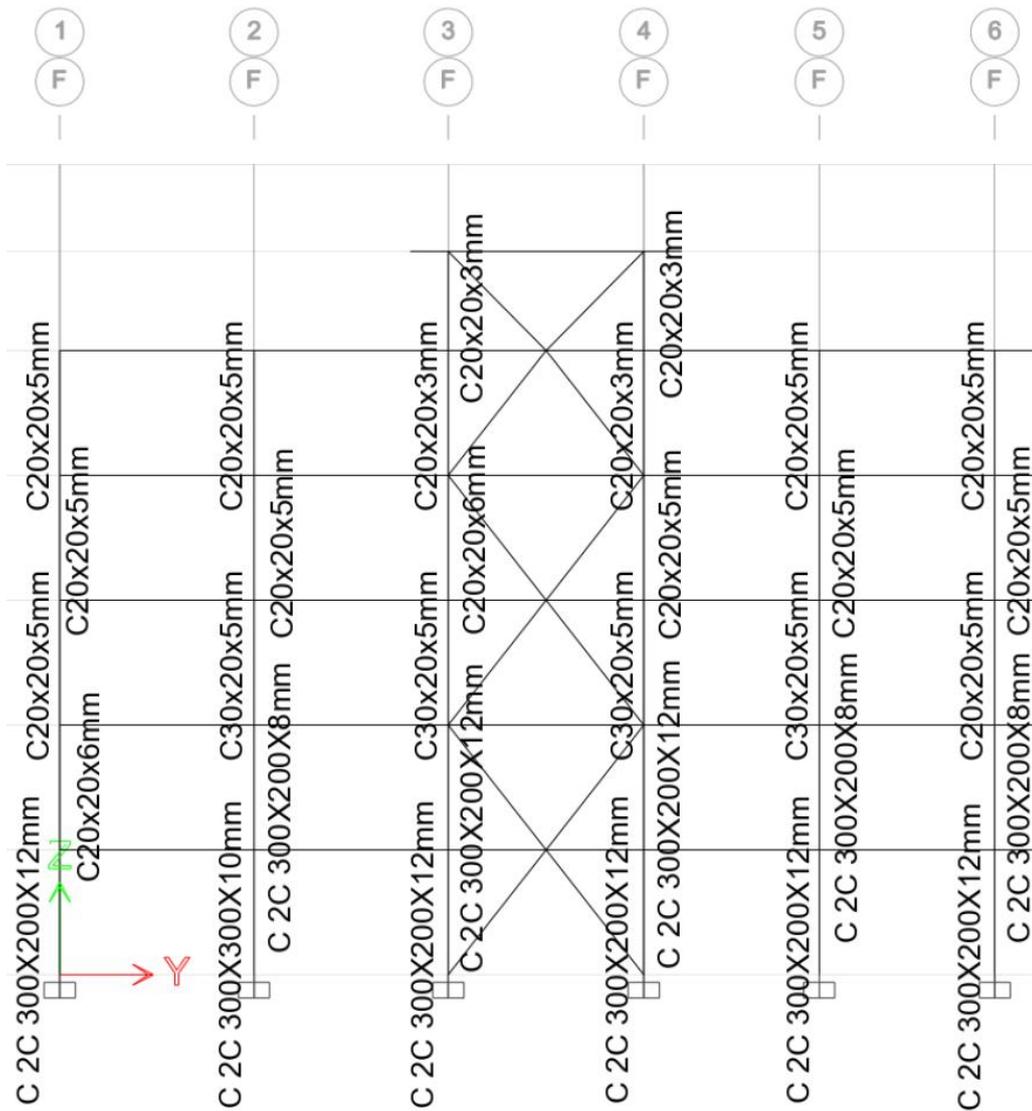
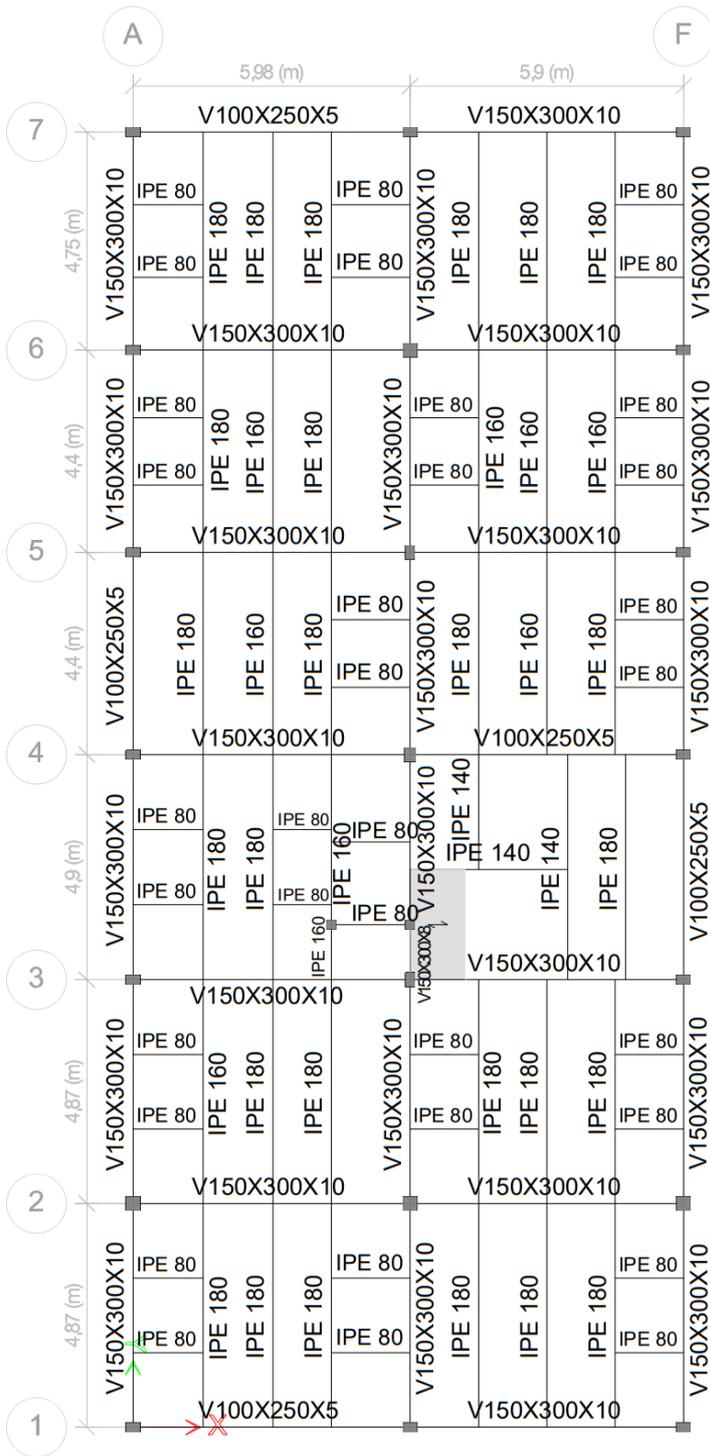
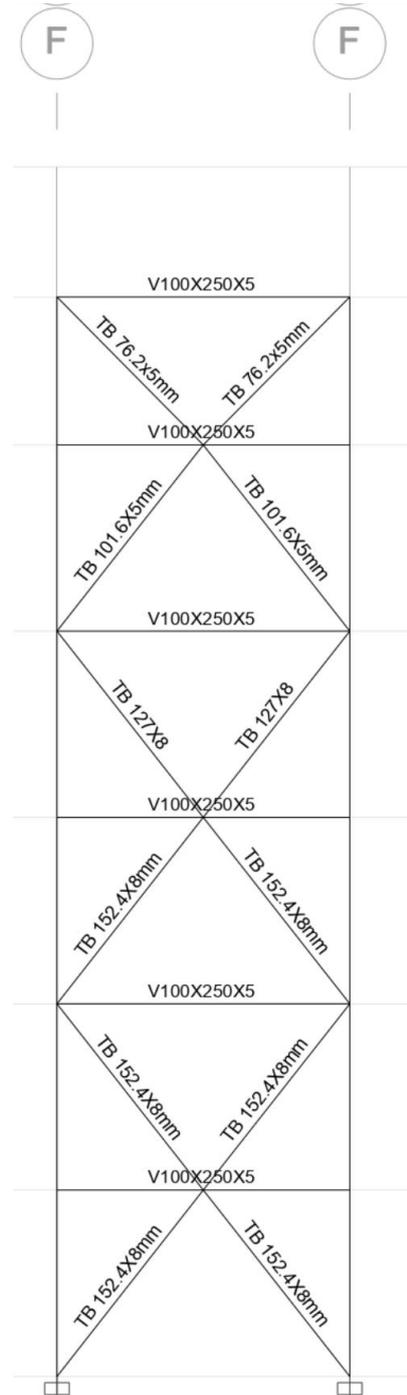


Figura 2.20 Vista en elevación eje F, secciones de columna



**Figura 2.21** Vista en planta del Primer Piso, secciones de viga



**Figura 2.22** Vista en elevación eje F, secciones de arriostramientos

## 2.5.2 Verificaciones de regularidad y configuración estructural

### 2.5.2.1 Irregularidades en planta

#### 2.5.2.1.1 Tipo 1: Irregularidad torsional

De existir irregularidad torsional, se debe asumir un valor de  $\phi_{Pi}=0.9$ , caso contrario  $\phi_{Pi}=1$ .

En la norma NEC-SE-DS (2015) se define la irregularidad torsional como aquella que sucede cuando:

$$\Delta > 1.2 \cdot \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

#### Ecuación 2.14 Irregularidad Torsional

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$\Delta$ : Deriva máxima de piso de un extremo de la estructura. Se puede tomar como la deriva máxima del diafragma del piso a considerar.

$\Delta_1$  y  $\Delta_2$ : Valores de deriva en los extremos de la estructura, explicados en la Figura 2.23

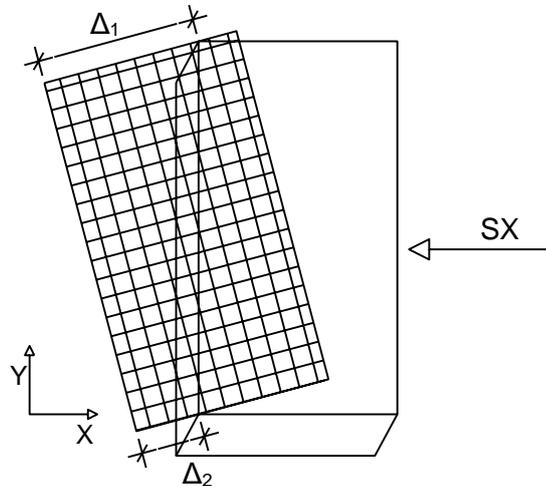


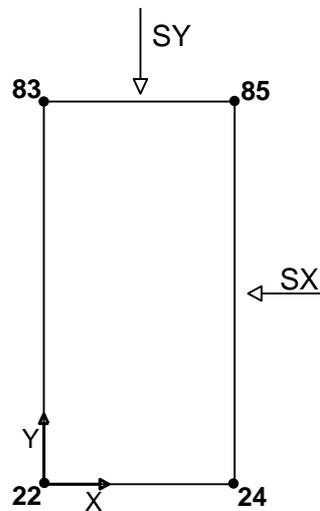
Figura 2.23 Irregularidad Torsional

Cabe aclarar que en la Figura 2.23 se muestran los desplazamientos para un sismo en dirección X. Esto es por facilidad de ejemplificación, ya que el procedimiento es el mismo para la dirección Y.

En el Capítulo 6.3.6 “Definición horizontal del cortante” de la norma NEC-SE-DS (2015), se menciona que el cortante de piso ( $V_x$ ,  $V_y$ ) debe aplicarse en el centro de masas del piso,

pero con una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio, en la dirección perpendicular a la dirección de la aplicación de la fuerza. Por lo que, en la definición del sismo estático, en el programa Etabs se han colocado excentricidades tanto positivas como negativas de 5%, sumadas al sismo sin excentricidad por defecto. Debido a esto, se tienen tres "Pasos" o "Steps" del análisis y en todos se debe verificar la condición de irregularidad torsional.

Como se muestra en la Figura 2.24, en el programa Etabs se tienen asignadas las siguientes etiquetas para los nodos desde el Piso 1 hasta la Terraza.



**Figura 2.24** Etiquetas de los nodos en los extremos de la estructura

Entonces se define que, para cada dirección de sismo, los nodos de referencia serán los señalados en la Tabla 2.19.

**Tabla 2.19** Definición de nodos para irregularidad torsional

Deriva	Nodo	
	SX	SY
$\Delta_1$	83	83
$\Delta_2$	22	85

En el Anexo 2 se pueden verificar los valores de derivas en los nodos antes mencionados.

**Tabla 2.20** Control de irregularidad torsional SX

<b>SX</b>				
<b>Paso 1</b>				
$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta$	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00119	0.00103	0.00119	0.00133	<b>Cumple</b>
0.00147	0.00132	0.001472	0.00168	<b>Cumple</b>
0.00133	0.00123	0.001325	0.00154	<b>Cumple</b>
0.00142	0.00132	0.001418	0.00165	<b>Cumple</b>
0.00097	0.00084	0.000972	0.00109	<b>Cumple</b>
<b>Paso 2</b>				
$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta$	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00103	0.00117	0.001182	0.00132	<b>Cumple</b>
0.00128	0.00150	0.0015	0.00167	<b>Cumple</b>
0.00115	0.00140	0.001398	0.00153	<b>Cumple</b>
0.00123	0.00150	0.001502	0.00164	<b>Cumple</b>
0.00085	0.00095	0.000954	0.00108	<b>Cumple</b>
<b>Paso 3</b>				
$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta$	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00135	0.00088	0.00131	0.00134	<b>Cumple</b>
0.00166	0.00114	0.001661	0.00168	<b>Cumple</b>
0.00150	0.00107	0.001495	0.00154	<b>Cumple</b>
0.00161	0.00115	0.001605	0.00165	<b>Cumple</b>
0.00110	0.00073	0.001095	0.00110	<b>Cumple</b>

**Tabla 2.21** Control de irregularidad torsional SY

<b>SY</b>				
<b>Paso 1</b>				
$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta$	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00170	0.00167	0.001701	0.00202	<b>Cumple</b>
0.00202	0.00194	0.002017	0.00237	<b>Cumple</b>
0.00193	0.00187	0.001931	0.00228	<b>Cumple</b>
0.00199	0.00193	0.001986	0.00235	<b>Cumple</b>
0.00124	0.00122	0.001235	0.00148	<b>Cumple</b>
<b>Paso 2</b>				
$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta$	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00167	0.00169	0.001691	0.00202	<b>Cumple</b>
0.00198	0.00196	0.001979	0.00237	<b>Cumple</b>
0.00190	0.00189	0.001905	0.00228	<b>Cumple</b>
0.00195	0.00195	0.001954	0.00234	<b>Cumple</b>
0.00121	0.00124	0.001244	0.00147	<b>Cumple</b>
<b>Paso 3</b>				
$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta$	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00173	0.00164	0.00173	0.00202	<b>Cumple</b>
0.00205	0.00191	0.002054	0.00238	<b>Cumple</b>
0.00196	0.00184	0.001964	0.00228	<b>Cumple</b>
0.00202	0.00190	0.002022	0.00235	<b>Cumple</b>
0.00126	0.00120	0.001257	0.00148	<b>Cumple</b>

Como se observa, todos los pisos verifican la condición de que  $\Delta < 1.2(\Delta_1 + \Delta_2)/2$ . Por lo tanto, se puede concluir que el diseño no presenta irregularidad torsional. Entonces,  $\phi_{Pi}=1$

### 2.5.2.1.2 Tipo 2: Retrocesos en las esquinas

De existir retrocesos excesivos en las esquinas, se debe asumir un valor de  $\phi_{Pi}=0.9$ , caso contrario  $\phi_{Pi}=1$ .

En la norma NEC-SE-DS (2015) se dice que existe irregularidad Tipo 2 cuando se cumple que:

$$A > 0.15 \cdot B \text{ y } C > 0.15 \cdot D$$

Donde: A, B, C y D se definen en la Figura 2.25:

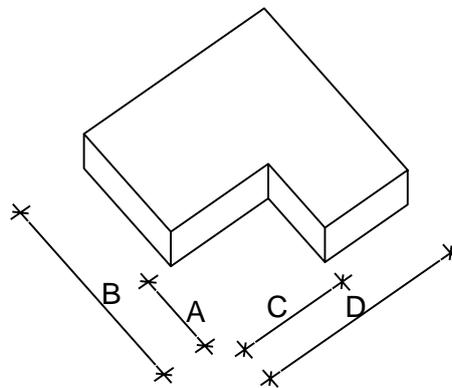


Figura 2.25 Retrocesos en las esquinas

Se puede notar que el edificio no presenta irregularidades de este tipo ya que las losas son rectangulares con sus esquinas completas. Por lo tanto,  $\phi_{Pi}=1$

### 2.5.2.1.3 Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso

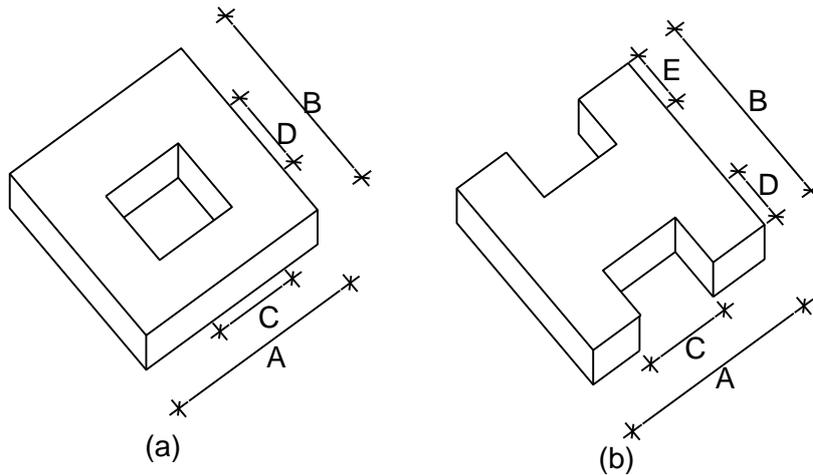
De existir discontinuidades de piso, se debe asumir un valor de  $\phi_{Pi}=0.9$ , caso contrario  $\phi_{Pi}=1$ .

En la norma NEC-SE-DS (2015) se menciona que existe irregularidad Tipo 3 cuando se cumple que:

a)  $C \cdot D > 0.5 \cdot A \cdot B$

b)  $[C \cdot D + C \cdot E] > 0.5 \cdot A \cdot B$

Donde: A, B, C, D y E; se definen de acuerdo con la Figura 2.26, para cada caso:



**Figura 2.26** Discontinuidades de piso

**Tabla 2.22** Control de discontinuidades en el sistema de piso

<b>Caso (a)</b>	
A [m]=	28.19
B [m]=	11.88
C [m]=	2.40
D [m]=	3.40
C·D	0.5·A·B
<b>8.16</b>	<b>&lt; 167.44</b>
<b>Caso (b)</b>	
A [m]=	28.19
B [m]=	11.88
C [m]=	4.87
D [m]=	1.51
E [m]=	2.50
[C·D+C·E]	0.5·A·B
<b>18.88</b>	<b>&lt; 167.44</b>

Se verifica que en ningún caso los huecos en las losas generan discontinuidades de piso. Entonces,  $\emptyset_{Pi}=1$

#### **2.5.2.1.4 Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos**

De existir ejes estructurales no paralelos, se debe asumir un valor de  $\emptyset_{Pi}=0.9$ , caso contrario  $\emptyset_{Pi}=1$ .

Según la norma NEC-SE-DS (2015), existe irregularidad Tipo 4 cuando los ejes estructurales no mantienen simetría con los ejes ortogonales principales (X, Y).

Para el caso de estudio se verifica que en todos los casos los ejes estructurales de columnas coinciden con los ejes (X, Y), por tanto, no existe este tipo de irregularidad. Entonces  $\emptyset_{Pi}=1$ .

### **2.5.2.1.5 Coeficiente de regularidad en planta**

Una vez determinados los diferentes valores de  $\emptyset_{Pi}$ , se calcula el valor del coeficiente de regularidad en planta, determinado por:

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} \cdot \emptyset_{PB}$$

**Ecuación 2.15** Coeficiente de regularidad en planta

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$\emptyset_{PA}$ : Mínimo valor de  $\emptyset_{Pi}$  en caso de irregularidades Tipo 1, 2 y/o 3

$\emptyset_{PB}$ : Mínimo valor de  $\emptyset_{Pi}$  en caso de irregularidades Tipo 4

Como en todos los casos se tiene que  $\emptyset_{Pi}=1$ , se calcula:

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} \cdot \emptyset_{PB} = 1 \cdot 1 = 1$$

Por lo tanto, el valor de  $\emptyset_P=1$  asumido para el predimensionamiento en la Tabla 2.18 es correcto.

## **2.5.2.2 Irregularidad en elevación**

### **2.5.2.2.1 Tipo 1: Piso flexible**

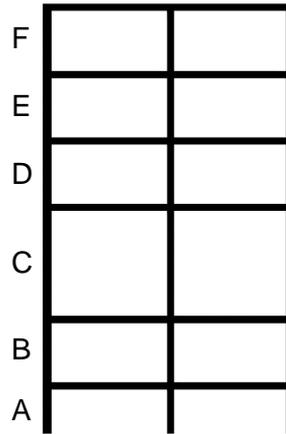
De existir piso flexible, se debe asumir un valor de  $\emptyset_{Ei}=0.9$ , caso contrario  $\emptyset_{Ei}=1$ .

En la norma NEC-SE-DS (2015) se menciona que existe piso flexible cuando se cumple que:

$$a) K_C < 0.7 \cdot K_D$$

$$b) K_C < 0.8 \cdot \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$$

Donde:  $K_C$ ,  $K_D$ ,  $K_E$  y  $K_F$ ; son rigideces laterales de los pisos C, D, E y F respectivamente, tal como se muestra en la Figura 2.27.



**Figura 2.27** Piso Flexible

Se extraen los valores de rigidez de la tabla del Anexo 3.

**Tabla 2.23** Control piso flexible eje X

Piso	$K_x$	$0.7 \cdot K_D$	Piso Flexible	$0.8 \cdot (K_D + K_E + K_F)$	Piso Flexible
	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]	
Cubierta ascensor	1481.878	—	—	—	—
Tapagrada	23228.856	1037.3146	No hay	—	—
Terraza	130384.34	16260.199	No hay	—	—
Cuarto Piso	204877.82	91269.038	No hay	41358.6864	No hay
Tercer Piso	295252.58	143414.47	No hay	95597.60427	No hay
Segundo Piso	360367.04	206676.8	No hay	168137.2627	No hay
Primer Piso	545629.9	252256.93	No hay	229465.9837	No hay

**Tabla 2.24** Control piso flexible eje Y

Piso	$K_y$	$0.7 \cdot K_D$	Piso Flexible	$0.8 \cdot (K_D + K_E + K_F)$	Piso Flexible
	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]	
Cubierta ascensor	2729.887	—	—	—	—
Tapagrada	22475.677	1910.9209	No hay	—	—
Terraza	85377.245	15732.974	No hay	—	—
Cuarto Piso	144758.61	59764.072	No hay	29488.74907	No hay
Tercer Piso	203856.17	101331.03	No hay	67363.07573	No hay
Segundo Piso	235989.15	142699.32	No hay	115731.2067	No hay
Primer Piso	402705.04	165192.41	No hay	155894.3819	No hay

Se verifica que en ningún caso existe irregularidad de piso flexible. Por lo tanto,  $\emptyset_{Ei}=1$ .

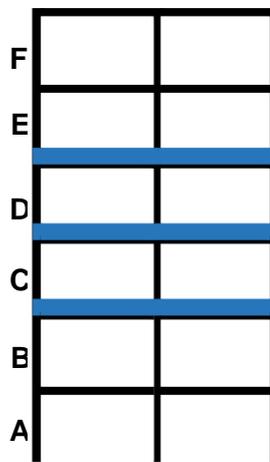
### 2.5.2.2.2 Tipo 2: Distribución de masa

De existir irregularidad por distribución de masa, se debe asumir un valor de  $\emptyset_{Ei}=0.9$ , caso contrario  $\emptyset_{Ei}=1$ .

En la norma NEC-SE-DS (2015) se menciona que existe irregularidad Tipo 2 cuando se cumple que:

$$m_D > 1.5 \cdot m_E \text{ ó } m_D > 1.5 \cdot m_C$$

Donde:  $m_C$ ,  $m_D$  y  $m_E$  son la masa de los pisos C, D y E respectivamente, tal como se muestra en la Figura 2.28.



**Figura 2.28** Distribución de masa

Para el caso de la cubierta existe una excepción ya que esta puede ser mucho más liviana que el piso inferior.

Los valores de masa han sido extraídos de la tabla del Anexo 4.

**Tabla 2.25** Control de irregularidad por distribución de masa

Piso	Masa	1.5·m <sub>E</sub>	1.5·m <sub>C</sub>	Irregularidad
	kg			
Cubierta ascensor	1168.31	—	—	—
Tapagrada	16669.15	—	—	—
Terraza	133506.17	—	263687.27	No hay
Cuarto Piso	175791.51	200259.26	272474.82	No hay
Tercer Piso	181649.88	263687.27	309052.74	No hay
Segundo Piso	206035.16	272474.82	314129.61	No hay
Primer Piso	209419.74	309052.74	—	No hay

Se verifica que en ningún caso existe irregularidad de distribución de masa. Entonces,  $\emptyset_{Ei}=1$ .

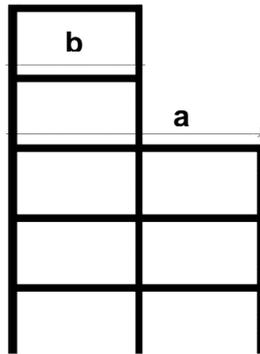
### 2.5.2.2.3 Tipo 3: Irregularidad geométrica

De existir irregularidad geométrica, se debe asumir un valor de  $\emptyset_{Ei}=0.9$ , caso contrario  $\emptyset_{Ei}=1$ .

En la norma NEC-SE-DS (2015) se menciona que existe irregularidad geométrica cuando se cumple que:

$$a > 1.3 \cdot b$$

Donde a y b son longitudes en planta, en una misma dirección, de pisos adyacentes. Estos deben pertenecer al sistema resistente.



**Figura 2.29** Irregularidad geométrica

En la estructura del caso de estudio se tiene que todos los pisos del sistema resistente, desde el Primer piso hasta Terraza, tienen las mismas dimensiones de planta, por lo que no se presenta irregularidad geométrica. Por lo tanto,  $\emptyset_{Ei}=1$ .

### 2.5.2.2.1 Coeficiente de regularidad en elevación

Una vez determinados los valores de  $\emptyset_{Ei}$ , se calcula el valor del coeficiente de regularidad en elevación, determinado por:

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \cdot \emptyset_{EB}$$

**Ecuación 2.16** Coeficiente de regularidad en elevación

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$\emptyset_{EA}$ : Mínimo valor de  $\emptyset_{Ei}$  en caso de irregularidades Tipo 1

$\emptyset_{EB}$ : Mínimo valor de  $\emptyset_{Ei}$  en caso de irregularidades Tipo 2 y/o 3

Como en todos los casos se tiene que  $\emptyset_{Ei}=1$ , se calcula:

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \cdot \emptyset_{EB} = 1 \cdot 1 = 1$$

Por lo tanto, el valor de  $\emptyset_E=1$  asumido para el predimensionamiento en la Tabla 2.18 es correcto.

### 2.5.3 Verificaciones sísmicas

#### 2.5.3.1 Verificación del cortante basal y su distribución vertical

El cálculo de la sobrecarga total se resume tal como sigue:

**Tabla 2.26** Resumen sobrecarga en la estructura

	Primer Piso	Segundo Piso	Tercer Piso	Cuarto Piso	Terraza	Tapagrada	Cubierta ascensor	Total
<b>Área aportante [m<sup>2</sup>]</b>	314.28	314.28	314.28	306.91	306.91	51.68	3.069	
<b>Sobrecarga [N/m<sup>2</sup>]</b>	5561.58	5561.58	4870.86	4870.86	3697.29	2504.59	1926.49	
<b>Sobrecarga Total [kN]</b>	1747.89	1747.89	1530.81	1494.92	1134.74	129.44	5.91	7791.60

Del programa Etabs se extraen la tabla del Anexo 5. A continuación, se presenta un resumen del peso de los materiales en cada piso.

**Tabla 2.27** Resumen peso de materiales

	Primer Piso	Segundo Piso	Tercer Piso	Cuarto Piso	Terraza	Tapagrada	Cubierta ascensor	Total
<b>Peso de materiales por piso [kN]</b>	305.29	272.60	250.53	229.01	175.65	34.06	5.56	1272.70

Finalmente, se obtiene el valor de carga muerta total y por cada piso.

**Tabla 2.28** Resumen carga muerta

	Primer Piso	Segundo Piso	Tercer Piso	Cuarto Piso	Terraza	Tapagrada	Cubierta ascensor	TOTAL
Carga muerta total (D) [kN]	2053.18	2020.49	1781.35	1723.92	1310.39	163.50	11.47	9064.30

Como se indica en la sección 2.2.2, la carga sísmica reactiva se debe calcular según la Ecuación 2.5 debido a que no se trata de una estructura dedicada a almacenaje ni bodega. Donde:

$$W = D = 9064.30 \text{ [kN]}$$

Se calcula el cortante basal de diseño según la Ecuación 2.4

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W = \frac{1 \cdot 1.19}{7 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 9064.30 = 1541.45 \text{ [kN]}$$

Para poder distribuir verticalmente los valores del cortante basal, la norma (ASCE/SEI 7, 2022) provee la Ecuación 2.17 para determinar un factor de distribución vertical ( $C_{vx}$ ), como se muestra a continuación:

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

**Ecuación 2.17** Distribución vertical del cortante basal

**Fuente:** (ASCE/SEI 7, 2022)

Donde:

$w_i$  y  $w_x$ : son las porciones del peso de la estructura  $W$  localizados o asignados al nivel  $i$  o  $x$  respectivamente [kN]

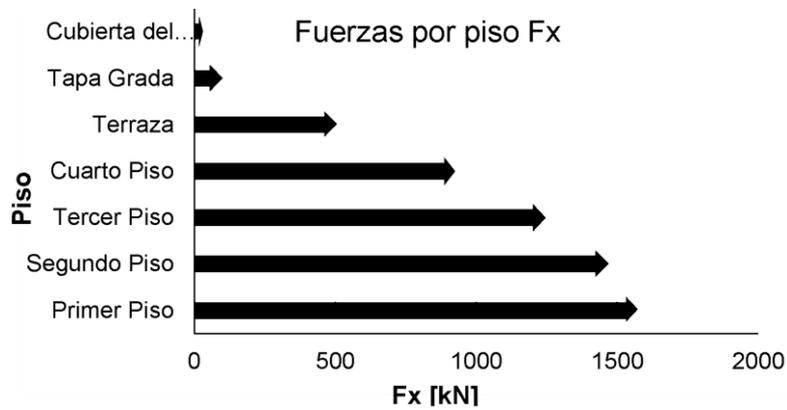
$h_i$  y  $h_x$ : Altura medida desde la base hasta el nivel  $i$  o  $x$  respectivamente [m]

$k$ : Exponente que depende del período de la estructura, para períodos  $0.5 < T < 1$

Finalmente se obtienen las fuerzas horizontales ( $V_x$ ) para cada piso del edificio. Cabe mencionar que, debido a que se tiene un mismo tipo de sistema estructural en ambos ejes principales, se tendrán también las mismas fuerzas horizontales para cada eje principal del edificio.

**Tabla 2.29** Resumen cálculo de las fuerzas horizontales por piso

k= 1.10						Manual	Etabs		
V Total 1541.45									
Piso	h [m]	W [kN]	W <sub>i</sub> ·h <sup>2</sup> <sub>i</sub>	C <sub>v<sub>x</sub></sub>	F <sub>xi</sub> =C <sub>v<sub>x</sub></sub> ·V [kN]	F <sub>x</sub>	V <sub>x</sub>	Variación %	
Cubierta del ascensor	20.45	11.47	318.28	0.003	4.75	4.75	4.74	0.17%	
Tapa Grada	18.25	163.50	4001.03	0.039	59.67	64.42	64.39	0.05%	
Terraza	15.75	1310.39	27265.35	0.264	406.65	471.06	470.60	0.10%	
Cuarto Piso	12.60	1723.92	28056.30	0.271	418.44	889.51	888.97	0.06%	
Tercer Piso	9.45	1781.35	21120.47	0.204	315.00	1204.50	1203.92	0.05%	
Segundo Piso	6.30	2020.49	15329.72	0.148	228.63	1433.14	1432.51	0.04%	
Primer Piso	3.15	2053.18	7262.21	0.070	108.31	1541.45	1540.83	0.04%	
<b>Total</b>		<b>9064.30</b>	<b>103353.35</b>	<b>1.000</b>	<b>1541.45</b>				



**Figura 2.30** Distribución de cortante vertical

Se verifica que la variación máxima entre el cortante basal calculado manualmente y el cortante basal que calcula el programa Etabs es de 0.17%, misma que es una variación muy pequeña y por tanto no se requieren ajustes.

### 2.5.3.2 Verificación de Sistema Dual

Para que este sistema constructivo pueda ser llamado dual, el sistema de pórticos, Debe ser capaz de resistir al menos el 25% del total de la carga lateral. Para esto se deben comparar los valores de cortante basal generados por el análisis estático con los valores de cortante que llegan a todas las columnas del primer piso. Se debe cumplir que, para las dos direcciones principales (X, Y):

$$\sum_{i=1}^n V_{ci} \geq 0.25 \cdot V_B$$

**Ecuación 2.18** Verificación sistema dual

Fuente: (ASCE/SEI 7, 2022)

De la tabla del Anexo 6, se obtienen los siguientes valores de cortante basal estático, además se ha calculado el 25% de dichas fuerzas para su posterior análisis.

**Tabla 2.30** Valores de Cortante Basal

Dirección sismo	$V_{Bx}$ [kN]	$V_{By}$ [kN]	25% $V_{Bx}$ [kN]	25% $V_{By}$ [kN]
SX	1541.45	0	385.36	0
SY	0	1541.45	0	385.36

De la tabla del Anexo 7 se tienen los siguientes valores de fuerzas en las columnas y el porcentaje equivalente con respecto al cortante basal estático mostrado en la Tabla 2.31

**Tabla 2.31** Fuerza cortante total en columnas primer piso

Dirección cortante	Paso número 1		Paso número 2		Paso número 3	
	$V_c$ [kN]	% $V_c$	$V_c$ [kN]	% $V_c$	$V_c$ [kN]	% $V_c$
$\Sigma V_{cx}$	406.04	<b>26.03</b>	409.09	<b>26.23</b>	412.94	<b>26.48</b>
$\Sigma V_{cy}$	461.43	<b>29.59</b>	457.30	<b>29.32</b>	477.07	<b>30.59</b>

Se verifica que en todos los pasos realizados por el programa se obtienen en las columnas valores de cortante ( $V_c$ ) superiores al 25% del cortante basal ( $V_B$ ) en ambas direcciones, por lo que se comprueba que el sistema es dual.

### 2.5.3.3 Ajuste cortante Basal Dinámico

En la NEC-SE-DS (2015) se provee de una condición para controlar que el sismo dinámico no tenga una variación considerable con respecto al sismo estático. Esto debido a que, si el sismo dinámico que es introducido en el programa mediante el espectro sísmico es muy pequeño, esto no daría valores realistas en los análisis modales.

La norma dice que, para estructuras de uso común:

$$S_{Dinámico} \geq 0.80 \cdot S_{Estático}$$

De la tabla del Anexo 6 se extraen los valores de la Tabla 2.32:

**Tabla 2.32** Valores de Cortante Basal por sismos estáticos y dinámicos

Tipo de sismo y dirección	FX	Fy	(D/S) · 100	Cumple
	kN	kN		
SX	1540.51		91.94%	OK
DX	1417.23			
SY		1540.51	90.71%	OK
DY		1414.7		

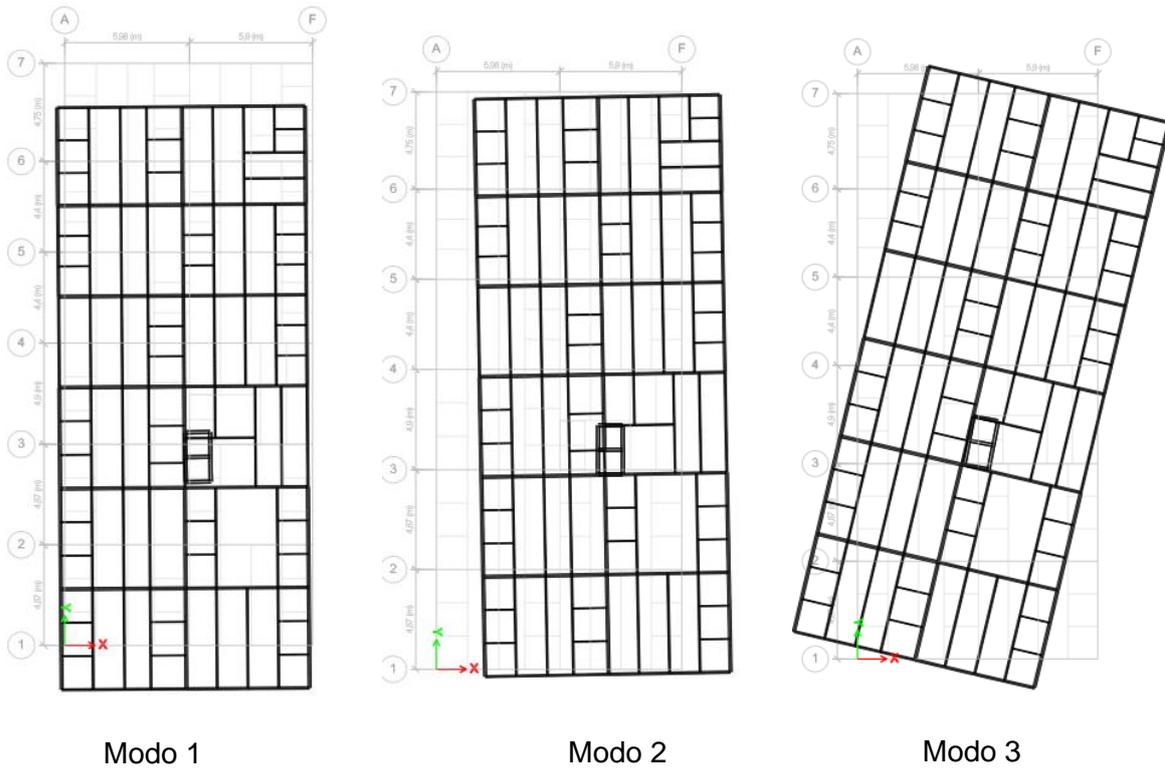
Como se observa, en ambos casos se obtiene que el sismo dinámico genera fuerzas equivalentes a más del 90% del sismo estático por lo que no se necesita ninguna modificación.

#### 2.5.3.4 Control de los modos de vibración

Para constatar que la estructura no sufra de distorsiones modales, se debe verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales, para esto la mayoría de la masa de la estructura debe participar en los desplazamientos (Ux, Uy). El tercer modo puede ser mayormente rotacional (Rz). En la siguiente Tabla 2.33 se constatan que en los dos primeros modos se concentran cerca del 75% de la masa de la estructura en los movimientos traslacionales. Mientras que en el tercer modo rotacional se tiene 75.61% de participación. Este comportamiento es adecuado.

**Tabla 2.33** Participación modal de la masa de la estructura

Caso	Modo	Periodo [S]	Ux %	Uy %	Uz %	Rx %	Ry %	Rz %
Modal	1	0.604	0.83	<b>74.84</b>	0	6.01	0.23	0.06
Modal	2	0.502	<b>75.08</b>	0.92	0	0.06	15.41	0.6
Modal	3	0.377	0.56	0.13	0	0	0.02	<b>75.61</b>



**Figura 2.31** Modos de vibración

### 2.5.3.5 Control de derivas

La NEC-SE-DS (2015) presenta como deriva inelástica máxima para estructuras de acero:

$$\Delta_M = 0.02$$

Misma que se calcula como:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

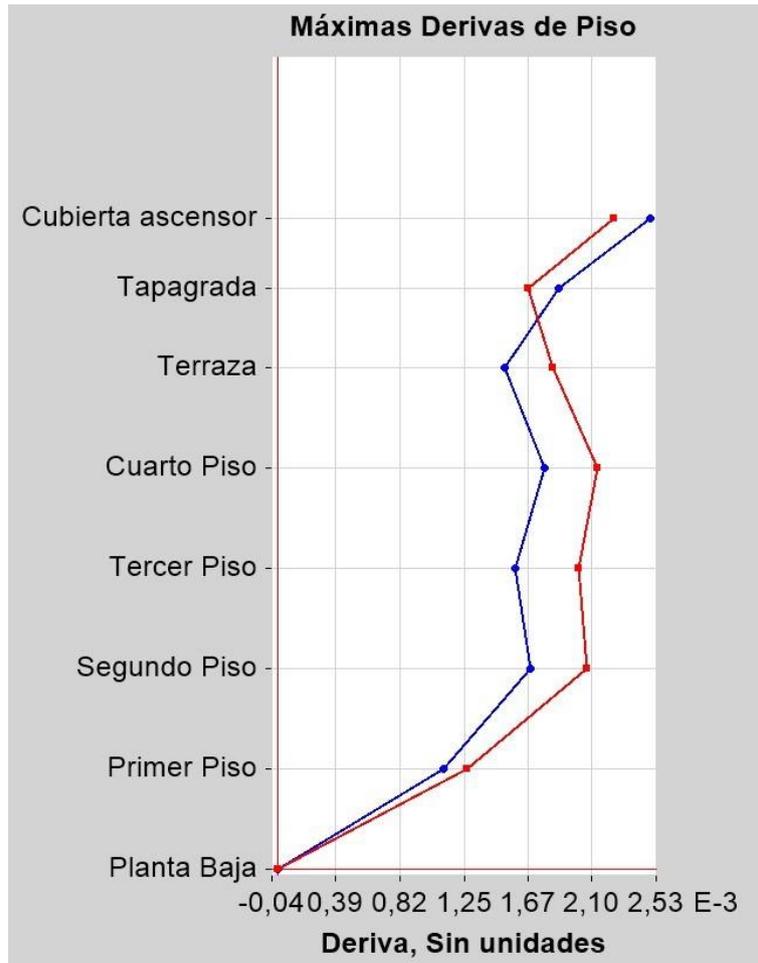
**Ecuación 2.19** Deriva Inelástica

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$\Delta_E$ : Deriva elástica, extraída del programa

Como resultado del análisis, el programa presenta la siguiente gráfica donde se muestran las derivas máximas por piso:



**Figura 2.32** Máximas derivas elásticas de piso

Además, de la tabla del Anexo 8, se obtienen los siguientes valores representados en las Tablas 2.34 y 2.35

**Tabla 2.34** Máximas derivas de piso dirección X

Piso	UX	Altura	Desplazamiento Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
	[m]			[m]	$\Delta_E$
Cubierta ascensor	0.033895229	2.2	0.005399481	0.00245431	0.012885126
Tapagrada	0.028495748	2.5	0.004612534	0.001845013	0.00968632
Terraza	0.023883214	3.15	0.004696535	0.001490963	0.007827558
Cuarto Piso	0.01918668	3.15	0.00555264	0.001762743	0.0092544
Tercer Piso	0.01363404	3.15	0.004923542	0.001563029	0.008205904
Segundo Piso	0.008710497	3.15	0.005261776	0.001670405	0.008769627
Primer Piso	0.003448721	3.15	0.003448721	0.001094832	0.005747868
			<b>Máximo=</b>	<b>0.002454</b>	<b>0.01288</b>

**Tabla 2.35** Máximas derivas de piso dirección Y

Piso	UY	Altura	Desplazamiento Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
	[m]	[m]	[m]	$\Delta_E$	$\Delta_M$
Cubierta ascensor	m		REAL (m)	Y	X
Tapagrada	0.037935273	2.2	0.004866346	0.002211975	0.01161287
Terraza	0.033068927	2.5	0.004115834	0.001646334	0.008643252
Cuarto Piso	0.028953093	3.15	0.005695917	0.001808227	0.009493194
Tercer Piso	0.023257177	3.15	0.006639433	0.002107757	0.011065722
Segundo Piso	0.016617744	3.15	0.006254154	0.001985446	0.01042359
Primer Piso	0.01036359	3.15	0.006418269	0.002037546	0.010697116
			<b>Máximo=</b>	<b>0.002211</b>	<b>0.01161</b>

Se observa que la deriva elástica máxima es  $\Delta_E = 0.002454$ , y ocurre en la dirección x del tapagrada.

Calculando la deriva inelástica se tiene que:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.75(7)(0.002454) = 0.01288 < 0.02 \quad \mathbf{OK}$$

## 2.6 Análisis económico

Para la elaboración del presupuesto de la estructura se ha optado por la metodología de Análisis de Precios Unitarios (APUs), mismos que se presentan en el Anexo 9.

### 2.6.1 APUs

Los APU's comprenden la suma de los costos totales para cada unidad de rubro que se elabore. Para este caso de estudio no es necesario realizar un análisis de costos administrativos por lo que no se asignarán costos indirectos. Los APUs realizados comprenden únicamente los costos directos para cada rubro.

Debido a la facilidad para encontrar información sobre costos en el mercado nacional, se ha optado por realizar los análisis de precios unitarios de acero en unidades de Kg, pero este valor ha sido transformado en kN para la concordancia de unidades de SI.

#### 2.6.1.1 Costos Directos

##### *Materiales*

Generalmente constituye uno de los costos más importantes dentro del APU y considera la cantidad necesaria de cada material para elaborar una unidad del rubro. Dichos materiales deben cumplir con las especificaciones técnicas requeridas y deben tener en

cuenta un porcentaje de desperdicio, propio del proceso constructivo. Aunque no es necesario, en general, aquí también se suelen incluir los costos de transporte y almacenamiento.

### ***Mano de Obra***

La mano de obra debe corresponder al costo del tiempo que le toma a una cuadrilla elaborar una unidad del rubro. La cuadrilla se define en dependencia del tipo de rubro que se realice, su importancia y complejidad. El tiempo que se tome la cuadrilla dependerá del rendimiento que esta pueda desarrollar, es decir, la ganancia que producirá la cuadrilla por unidad de tiempo. Finalmente, el costo total de mano de obra considerará el costo por hora de la cuadrilla, valor que toma en cuenta el salario básico de cada miembro de la cuadrilla, las prestaciones de ley, y demás costos que puedan surgir como: movilización, alojamiento o alimentación.

### ***Equipos y Herramientas***

El costo de este insumo está asociado al tipo de herramienta o maquinaria, así como el tiempo de uso previsto para elaborar una unidad de rubro. El costo de este insumo suele ser un costo por hora y variará dependiendo si es propio de la empresa o si es alquilado, y considerará demás costos como: transporte, mantenimiento o costos de operación.

### ***Transporte***

Determinado por la distancia entre los puntos de carga y descarga. Se lo suele incluir como un porcentaje de cada insumo requerido en el APU, aunque en ciertos rubros suele cobrar mayor relevancia, como en los movimientos de tierras.

#### **2.6.1.2 Costos Indirectos**

Estos valores corresponden a egresos que, aunque no intervienen directamente en la elaboración del rubro, suelen ser necesarios para llevar a cabo los procesos adecuadamente. Dentro de los costos indirectos se consideran: costos administrativos, pago impuestos, imprevistos, utilidad, entre otros. Estos no se van a considerar debido a que no representarían una variable en el análisis comparativo.

#### **2.6.1.3 Rubros**

Se ha propuesto la elaboración de 4 rubros, debido a que se han utilizado 3 tipos de acero y un tipo de hormigón.

#### **2.6.2 Volúmenes de Obra**

Se han extraído las cantidades de material necesarias, tanto de acero y hormigón para el sistema estructural, de la tabla del Anexo 10.

### 2.6.2.1 Volumen de hormigón

**Tabla 2.36** Volumen de Hormigón columnas rellenas  $f'_c=24$  MPa

Sección	Área interna	Longitud	Volumen
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]
C200x200x5mm	0.0361	118.40	4.27
C200x200x6mm	0.0353	3.15	0.11
C200x200x4mm	0.0364	37.70	1.39
C300x200x5mm	0.0551	28.35	1.56
C150X150X3mm	0.0206	7.87	0.16
C 2G 250x200x5mm	0.0456	12.60	0.57
C 2C 300X300X10mm	0.0784	12.60	0.99
C 2C 300X240X12mm	0.0596	3.15	0.19
C 2C 300X200X8mm	0.0556	53.55	2.80
C 2C 300X200X10mm	0.0504	18.90	0.95
C 2C 300X200X12mm	0.0576	66.15	3.21
C200x200x3mm	0.7636	36.50	1.37
		<b>Volumen Total</b>	7.50
		<b>[m<sup>3</sup>]</b>	

### 2.6.2.2 Volúmenes de acero

**Tabla 2.37** Cantidades de obra de acero en columnas

		Densidad Acero [kN/m <sup>3</sup> ]		78.5	
Tipo Acero	Sección	Área	Longitud	Volumen	Peso
		[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN]
ASTM A500 GRADO C	C150X150X3mm	0.0018	7.87	0.01	1.10
	C200x200x3mm	0.0024	36.5	0.09	6.80
	C200x200x4mm	0.0031	37.7	0.12	9.30
	C200x200x5mm	0.0039	118.4	0.46	36.20
	C300x200x5mm	0.0049	28.35	0.14	10.90
	C200x200x6mm	0.0047	15.75	0.07	5.80
				<b>Total</b>	<b>70.1</b>
ASTM A36	C 2C 300X200X8mm	0.0077	53.55	0.41	32.60
	C 2C 300X240X12mm	0.0124	3.15	0.04	3.10
	C 2C 300X200X10mm	0.0096	18.9	0.18	14.20
	C 2C 300X300X10mm	0.0116	12.6	0.15	11.50
	C 2C 300X200X12mm	0.0114	66.15	0.76	59.30
				<b>Total</b>	<b>120.70</b>

**Tabla 2.38** Cantidades de obra de acero en vigas

		Densidad Acero [kN/m <sup>3</sup> ]		78.5	
Tipo Acero	Sección	Área	Longitud	Volumen	Peso
		[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN]
VIGAS PRINCIPALES ASTM A572 GR 50	V100X250X5	0.0041	105.22	0.43	33.9
	V100X250X8	0.00476	5.98	0.03	2.2
	V120X300X5	0.00495	156.1	0.77	60.7
	V150x250x5	0.00705	293.81	2.07	162.6
	V150X300X6	0.00756	139.37	1.05	82.7
	V150X300X8	0.00808	8.35	0.07	5.3
	V150X300X10	0.0086	149.02	1.28	100.6
				<b>Total</b>	<b>448.0</b>
VIGAS SECUNDARIAS ASTM A572 GR 50	IPE 80	0.00077	253.12	0.19	15.3
	IPE 100	0.00103	6.6	0.01	0.5
	IPE 120	0.00132	6.8	0.01	0.7
	IPE 140	0.00164	79.2	0.13	10.2
	IPE 160	0.00201	434.25	0.87	68.5
	IPE 180	0.00241	358.05	0.86	67.7
				<b>Total</b>	<b>163.0</b>

Volumen de acero arriostramientos

**Tabla 2.39** Cantidades de obra de acero en arriostramientos

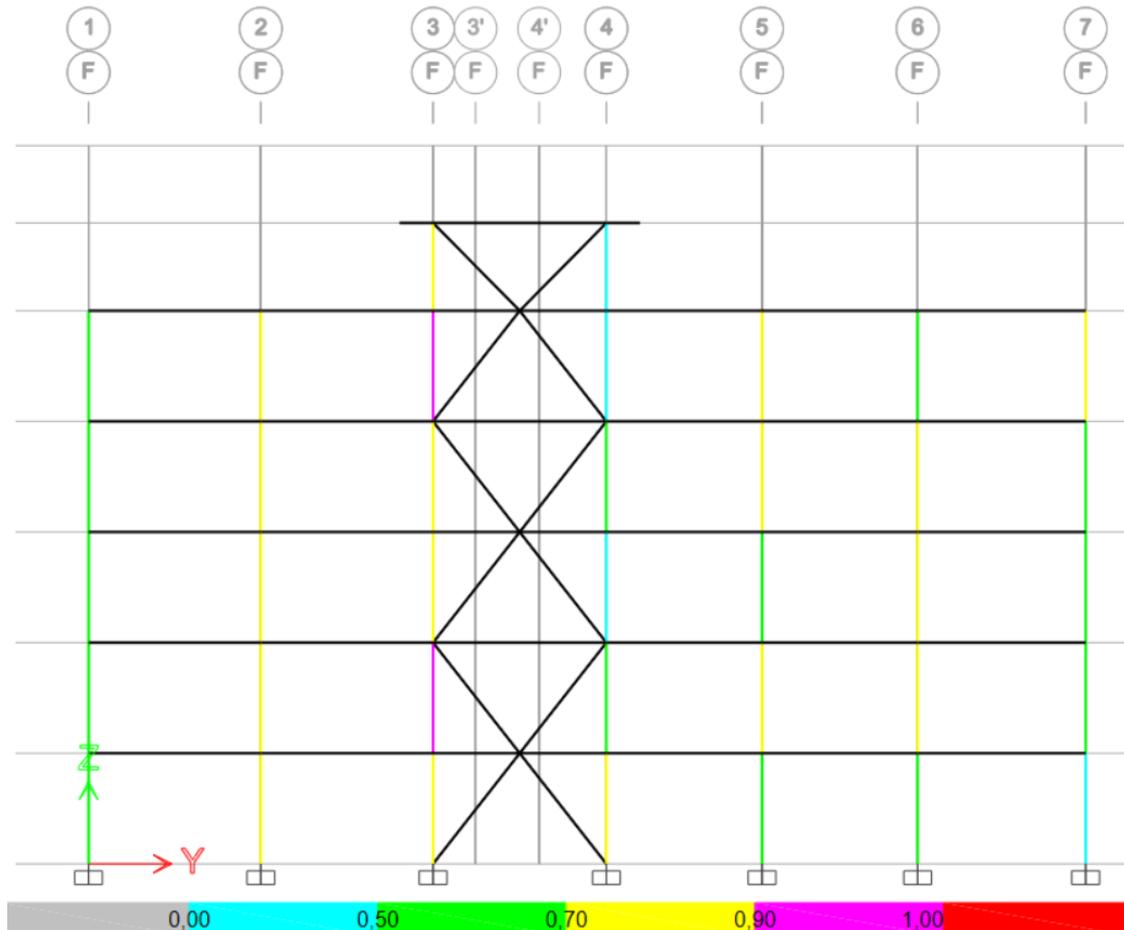
		Densidad Acero [kN/m <sup>3</sup> ]			
Tipo Acero	Sección	Área interna	Longitud	Volumen	Peso
		[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN]
ASTM A500 GRADO C	TB 76.2x5mm	0.00112	14.73	0.0165	1.30
	TB 101.6X5mm	0.00152	33.03	0.0502	3.90
	TB127X6	0.00228	42.31	0.0964	7.60
	TB 127X8	0.00299	92.67	0.2770	21.80
	TB 152.4X8mm	0.00363	40.31	0.1463	11.50
				<b>Total</b>	<b>46.10</b>

### 3 RESULTADO CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 3.1 Resultados

Las diferentes secciones obtenidas en el diseño, así como los respectivos valores de relación demanda capacidad se los presenta en las tablas de los Anexos 11 y 12.

##### 3.1.1 Relaciones demanda capacidad



**Figura 3.1** Vista en elevación eje F, relación demanda/capacidad columnas



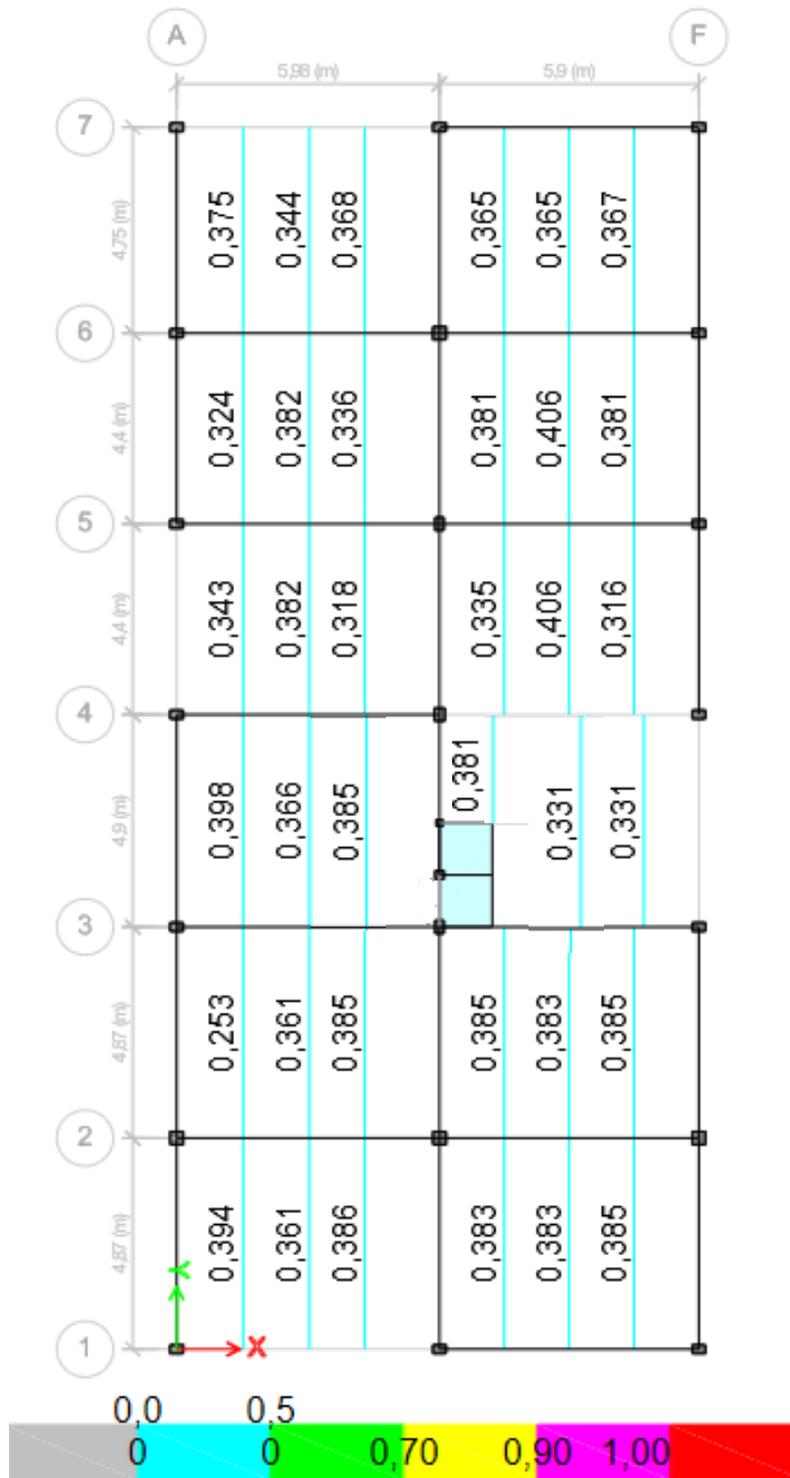
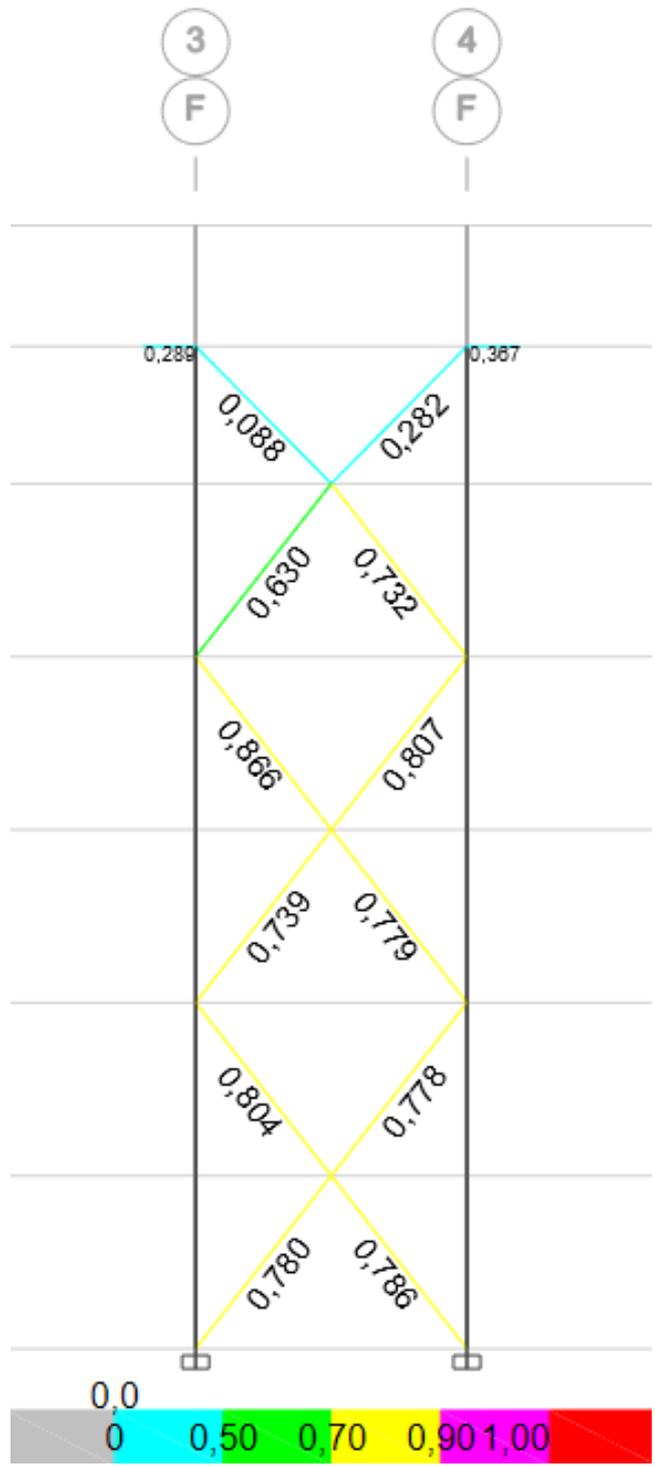


Figura 3.3 Vista en planta Primer Piso, relación demanda/capacidad vigas secundarias



**Figura 3.4** Vista en elevación eje F, relación demanda/capacidad arriostramientos

**3.1.2 Costo total del edificio**

A continuación, se presenta el resumen del análisis económico, nótese que los precios unitarios han sido transformados a precio por kN.

**Tabla 3.1** Resumen del análisis económico

Ítem	Unidades	Precio Unitario	Cantidad	Valor Total
Acero estructural ASTM A36	[kN]	\$407.89	120.7	\$49.232.15
Acero estructural ASTM A572 Grado 50	[kN]	\$442.56	611	\$270.403.61
Acero estructural ASTM A500 Grado C	[kN]	\$437.46	116.2	\$50.832.91
Hormigón $f'_c$ 24 MPa	[m <sup>3</sup> ]	\$153.65	7.5	\$1.152.38
			Total	\$371.621.04

### 3.1.3 Comparaciones con otros tipos de columnas

#### 3.1.3.1 Dualidad

**Tabla 3.2** Comparación cortante en columnas de primer piso

Output Case	MODELO 1 Columnas rellenas		MODELO 2 Columnas huecas		MODELO 3 Columnas Tipo I	
	FX	Fy	FX	Fy	FX	Fy
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SX	26.03%		27.51%		27.3 %	
SY		29.59%		28.46%		25.18 %

#### 3.1.3.2 Cortante basal

**Tabla 3.3** Comparación cortante basal estático y dinámico

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	MODELO 1 Columnas rellenas	MODELO 2 Columnas huecas	MODELO 3 Columnas Tipo I
					V	V	V
					kN	kN	kN
Primer Piso	SX/SY	LinStatic		Bottom	1541.45	-1519.22	-1542.91
Primer Piso	DX/DY	LinRespSpec	Max	Bottom	1417.23	1357.54	1416.8
					91.94%	89.36%	91.83%

#### 3.1.3.3 Modos de vibración

**Tabla 3.4** Comparación de relaciones de masa participante modal

MODELO 1 Columnas rellenas	Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
			sec			
	Modal	1	0.60	0.830	<b>74.840</b>	0.060
	Modal	2	0.50	<b>75.080</b>	0.920	0.600
Modal	3	0.38	0.560	0.130	<b>75.610</b>	
MODELO 2 Columnas huecas	Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
			sec			
	Modal	1	0.60	0.011	<b>0.735</b>	0.001
	Modal	2	0.50	<b>0.735</b>	0.013	0.005
Modal	3	0.38	0.006	0.002	<b>0.740</b>	
MODELO 3 Columnas Tipo I	Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
			sec			
	Modal	1	0.541	0.007	<b>0.76</b>	5E-04
	Modal	2	0.46	<b>0.757</b>	0.007	0.006
Modal	3	0.345	0.006	9E-04	<b>0.776</b>	

### 3.1.3.4 Derivas de piso

#### 3.1.3.4.1 Derivas de piso dirección X

**Tabla 3.5** Comparación de derivas inelásticas dirección X

		Deriva inelástica en X					
		MODELO 1 Columnas rellenas		MODELO 2 Columnas huecas		MODELO 3 Columnas Tipo I	
		Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva
Número de pisos	h	REAL [m]	$\Delta_M(x)$	REAL [m]	$\Delta_M(x)$	REAL [m]	$\Delta_M(x)$
7	2.2	0.0054	1.29%	0.0069	1.64%	0.0057	1.35%
6	2.5	0.0046	0.97%	0.0070	1.48%	0.0031	0.65%
5	3.15	0.0047	0.78%	0.0049	0.81%	0.0035	0.59%
4	3.15	0.0056	0.93%	0.0057	0.96%	0.0046	0.77%
3	3.15	0.0049	0.82%	0.0049	0.82%	0.0044	0.74%
2	3.15	0.0053	0.88%	0.0052	0.87%	0.0046	0.76%
1	3.15	0.0034	0.58%	0.0031	0.51%	0.0031	0.52%

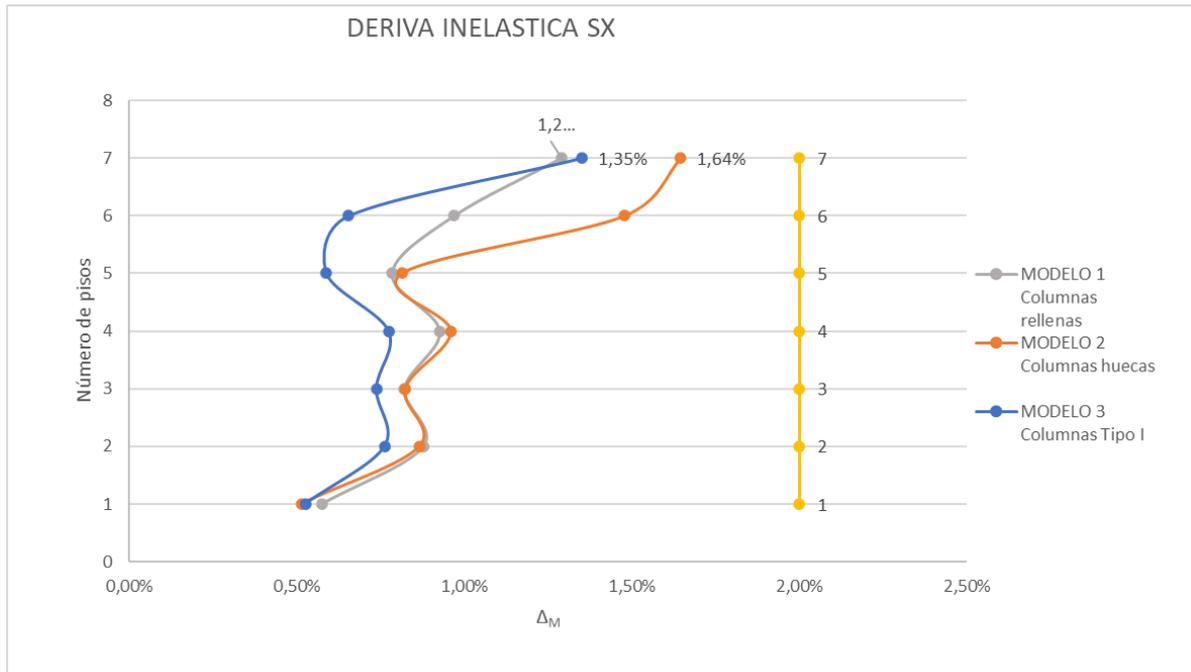
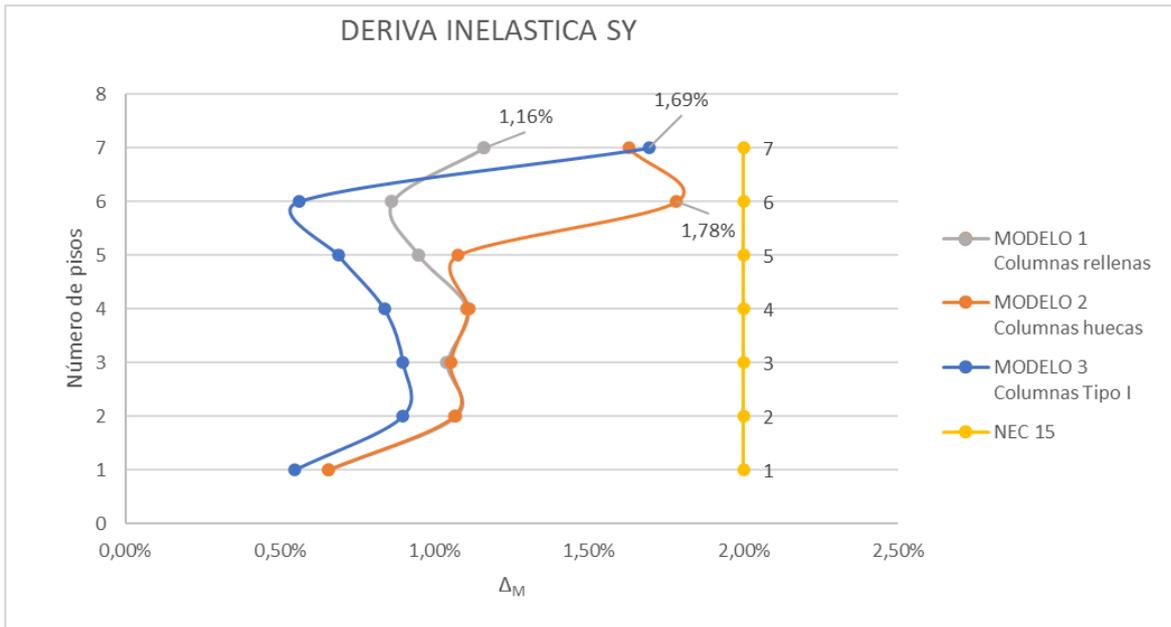


Figura 3.5 Comparación derivas inelásticas dirección X

### 3.1.3.4.2 Derivas de piso dirección y

Tabla 3.6 Comparación de derivas inelásticas dirección Y

		Deriva inelástica en Y					
		MODELO 1 Columnas rellenas		MODELO 2 Columnas huecas		MODELO 3 Columnas Tipo I	
		Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva
Número de pisos	h	REAL (m)	$\Delta_M$ (y)	REAL (m)	$\Delta_M$ (y)	REAL (m)	$\Delta_M$ (y)
7	2.2	0.0049	1.16%	0.0068	1.63%	0.0071	1.69%
6	2.5	0.0041	0.86%	0.0085	1.78%	0.0027	0.56%
5	3.15	0.0057	0.95%	0.0065	1.08%	0.0041	0.69%
4	3.15	0.0066	1.11%	0.0067	1.11%	0.0050	0.84%
3	3.15	0.0063	1.04%	0.0063	1.05%	0.0054	0.90%
2	3.15	0.0064	1.07%	0.0064	1.06%	0.0054	0.90%
1	3.15	0.0039	0.66%	0.0039	0.66%	0.0033	0.55%



**Figura 3.6** Comparación derivas inelásticas dirección Y

### 3.1.3.5 Masa de la estructura

**Tabla 3.7** Comparación masa de estructura

MASA DE LA ESTRUCTURA		
MODELO 1 Columnas rellenas	MODELO 2 Columnas huecas	MODELO 3 Columnas Tipo I
932.91 t	917.39 t	961.89 t

### 3.1.3.6 Presupuesto

**Tabla 3.8** Comparación presupuesto de la estructura

PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA		
MODELO 1 Columnas rellenas	MODELO 2 Columnas huecas	MODELO 3 Columnas Tipo I
\$371 621.04	\$436 136.74	\$450 117.55

## 3.2 Conclusiones

- Se ha verificado que el Modelo 1 desarrollado en este TIC, así como los Modelos 2 y 3 cumplen con los requerimientos de regularidad, comportamiento modal y relación demanda-capacidad, provistos por la normativa vigente luego de someterlos a las diferentes solicitaciones de carga, tanto gravitacionales como sísmicas, con sus respectivas combinaciones factorizadas.
- Se ha verificado que todos los modelos computacionales generados cumplen con la limitación de deriva inelástica máxima, siendo en todos los casos menores al 2% como dicta la NEC 15. Una característica notable es la facilidad de estos sistemas para controlar los desplazamientos laterales. Esto se puede observar en la sección 3.1.3.4, donde se puede verificar que la máxima deriva de entre todos los modelos no supera el 1.78%. Como experiencia en el modelado de esta estructura, el control de derivas es el límite menos complicado de verificar.
- Se verifica que todos los modelos tienen un comportamiento modal adecuado, siendo los dos primeros modos mayoritariamente traslacionales y el tercer modo rotacional. Se tiene que la participación de masa es muy similar en todos los modelos, con un porcentaje alrededor del 75% para cada caso. Esto está correlacionado con la distribución de los arriostramientos alrededor de la estructura, donde se ha evitado que aparezcan distorsiones por excentricidades entre el centro de masas y el centro de rigideces, ya que en general, los arriostramientos son muy livianos comparados con el resto de la estructura, pero aportan gran rigidez, como se puede constatar en el control de derivas
- Como se observa en la sección 3.1.3.5, aunque en el Modelo 1 se rellenan las columnas de hormigón, este no aumenta significativamente la masa total de la estructura en comparación al resto de modelos. Mas bien, el Modelo 3 con columnas tipo I es el que presenta mayor masa, mientras que el Modelo 2 con columnas huecas es el más liviano, aunque en general, todos los modelos mantienen magnitudes similares que rondan las 900 toneladas.
- Debido a que las masas entre los modelos son similares, se tienen también cortantes basales estáticos similares que rondan los 1500 kN y dinámicos, que rondan los 1400 kN. Claramente la estructura más liviana será también la que deba soportar menor cortante basal, en este caso el Modelo 2 debe soportar 1519 kN,

mientras que la estructura más pesada que es el modelo 3 debe soportar 1542 kN de cortante basal, muy similar a los 1541 kN del Modelo 2. En todos los casos se tiene una relación entre S/D cercano al 90%.

- Según la sección 3.1.3.4 , se pueden ordenar los modelos, de menor a mayor, de acuerdo con sus derivas de pisos máximas, tal como se muestra en la Tabla 3.9. A esta se le han añadido los presupuestos obtenidos para cada caso en la sección 3.1.3.6.

**Tabla 3.9** Correlación Derivas-Presupuestos

Orden	Modelo	$\Delta_M(x)$	$\Delta_M(y)$	Presupuesto
1	Modelo1	1.2%	1.16%	\$371 621.04
2	Modelo 3	1.35%	1.78%	\$450 117.55
3	Modelo 2	1.64%	1.69%	\$436 136.74

Entonces se verifica que no necesariamente existe una relación directa entre el costo de la estructura y su rigidez. Se tiene en este caso que el Modelo 1 presenta la estructura más barata pero que tiene mejor control de derivas. El Modelo 3 tiene derivas intermedias entre el resto de los modelos, pero resulta en una estructura 21% más cara que el Modelo 1. El Modelo 2 presenta la estructura con las mayores derivas, pero con un costo 17% mayor que el Modelo 1.

- Teniendo en consideración que a mayores derivas también se tendrá mayor daño en la estructura cuando suceda un sismo fuerte, claramente el Modelo 1 presenta una ventaja superior con respecto al resto de modelos, ya que, por un costo menor, se comporta más adecuadamente frente a las cargas sísmicas, teniendo un comportamiento dual, modal y con cortante basal, similar al resto de modelos. Además, las estructuras de los tres modelos presentan masas similares, por lo que el Modelo 1 no requerirá mayores costos en la cimentación, en comparación a los demás. De esta manera se verifica que el Modelo 1, con columnas rellenas de hormigón, es el más eficiente en relación costo – beneficio.

### 3.3 Recomendaciones

- Es importante considerar la simetría y una distribución adecuada de los arriostramientos y secciones de columna en la estructura, esto debido a que, como se ha probado antes, influye definitivamente en el comportamiento modal. Con una buena distribución se evitan comportamientos torsionales indeseados debidos a las excentricidades entre el centro de masas y el centro de rigideces.
- Se recomienda hacer una comprobación entre el sistema aquí presentado con respecto a un sistema no dual arriostrado concéntricamente, ya que, en general, los arriostramientos son capaces de absorber mucho cortante basal en comparación al sistema de pórticos, y en la mayoría de los casos se ha tenido que sobredimensionar las columnas para que cumplan con la dualidad. Esto claramente influye negativamente en el costo final de la estructura.
- Si se desea optar por el sistema de pórticos arriostrados concéntricamente con columnas rellenas de hormigón, se recomienda tener especial cuidado en el proceso constructivo. Aunque el modelo refleja una ventaja con respecto al resto, puede convertirse en una problemática cuando no se han hecho verificaciones del correcto vaciado del hormigón de las columnas, o no se han realizado correctamente las conexiones viga-columna. Las columnas suelen presentar problemas de cangrejas debido a la dificultad del vibrado por las dimensiones propias de las columnas, o por el obstáculo que presentan las conexiones en la sección hueca al momento de rellenarlas.
- Cuando se realizan conexiones entre columnas de diferentes niveles, se debe asegurar que haya un contacto adecuado entre el hormigón interno de dichas columnas. Solamente de esta manera se asegura la correcta transferencia de carga entre niveles. Es una problemática habitual que solamente haya contacto entre las secciones de acero, de suceder este caso, ya no se puede asumir que trabajen conjuntamente acero y hormigón.
- Por lo dicho anteriormente, se recomienda evaluar la incertidumbre que genera el proceso constructivo en sistemas con columnas rellenas de hormigón, ya que, a diferencia de otros, es muy difícil verificar la correcta distribución del hormigón interior. Sumado a esto, no existe una normativa nacional adecuada que permita tomar las consideraciones necesarias al momento de construir. Se recomienda revisar la norma NEC24, próxima a publicarse luego de la presentación de este

trabajo, en donde si existirá normativa específica para sistemas con columnas rellenas.

## 4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acaro, I. E. (2024). *Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección rectangular hueca*. Quito.
- Allen, D. (2006). History of Cold Formed Steel. *Structure Magazine*, 28-32.
- ANSI/AISC 341. (2022). ANSI/AISC 341-22 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Estados Unidos de América.
- ANSI/AISC 360. (2022). ANSI/AISC 360-22 Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Estados Unidos de América: AISC. Obtenido de Specification for Structural Steel Buildings.
- ASCE/SEI 7. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASTM. (2019). *ASTM A36/A36M-19 Standard Specification for Carbon Structural Steel*. Obtenido de American Society for Testing and Materials: [https://www.astm.org/a0036\\_a0036m-19.html](https://www.astm.org/a0036_a0036m-19.html)
- ASTM. (2019). *ASTM A588/A588M-19 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance*. Obtenido de American Society for Testing and Materials: [https://www.astm.org/a0588\\_a0588m-19.html](https://www.astm.org/a0588_a0588m-19.html)
- ASTM. (2021). *ASTM A572/A572M-21e1 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel*. Obtenido de American Society for Testing and Materials: [https://www.astm.org/a0572\\_a0572m-21e01.html](https://www.astm.org/a0572_a0572m-21e01.html)
- ASTM. (2022). *ASTM A53/A53M-22 Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless*. Obtenido de American Society for Testing and Materials: [https://www.astm.org/a0053\\_a0053m-22.html](https://www.astm.org/a0053_a0053m-22.html)
- ASTM. (2022). *ASTM A992/A992M-22 Standard Specification for Structural Steel Shapes*. Obtenido de American Society for Testing and Materials: [https://www.astm.org/a0992\\_a0992m-22.html](https://www.astm.org/a0992_a0992m-22.html)
- ASTM. (2023). *ASTM A500/A500M-23 Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes*. Obtenido de American Society for Testing and Materials: [https://www.astm.org/a0500\\_a0500m-23.html](https://www.astm.org/a0500_a0500m-23.html)
- AWS. (2009). *Standard Welding Terms and Definitions*. Miami: American Welding Society.
- Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2017). *Mecánica de materiales*. Mexico D.F.: McGraw Hill.
- Black, J. T., & Kohser, R. A. (2008). *DeGarmo's Materials and Processes in Manufacturing*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Burnham and Root. (1890). *Rand McNally Building-1890*. Obtenido de Ryerson and Burnham art and Architecture Archive: <https://artic.contentdm.oclc.org/digital/collection/mqc/id/66407>

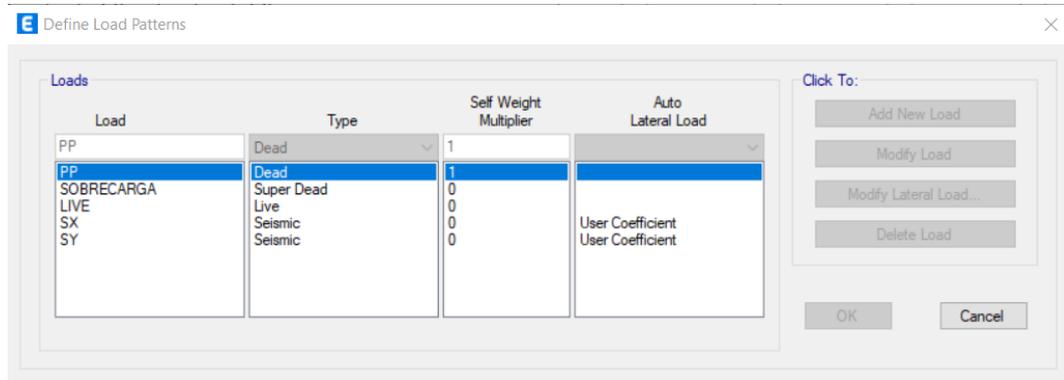
- Callister, W. D. (1995). *Introducción a la ciencia e ingeniería de los materiales*. Barcelona: Editorial Reverté, S.A.
- Chango, B. F., & Ruiz, K. L. (2021). *Estudio comparativo técnico-económico de un edificio de estructura metálica con pórticos resistentes a momento con columnas de acero huecas y con columnas de acero compuestas rellenas de hormigón*. Quito.
- CIDHMA. (2020). *¿CÓMO SE PRODUCE UN SISMO EN UNA ZONA DE SUBDUCCIÓN DE PLACAS TECTÓNICAS?* Obtenido de <https://www.cidhma.edu.pe/como-se-produce-un-sismo-en-una-zona-de-subduccion-de-placas-tectonicas/>
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo.
- Diario La Hora. (10 de junio de 2022). *1,5 millones de ecuatorianos viven hacinados y en casas 'autoconstruidas'*. Recuperado el 17 de noviembre de 2023, de <https://www.lahora.com.ec/pais/15-millones-de-ecuatorianos-viven-hacinados-y-en-casas-autoconstruidas/>
- Gere, J. M., & Goodno, B. J. (2016). *Mecánica de Materiales*. México, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A.
- Hibbeler, R. C. (2017). *Mecánica de Materiales*. Ciudad de México: Pearson Educación de México, S.A. de C.V.
- Import Aceros. (2024). *Catálogo*. Obtenido de [www.importaceros.com](http://www.importaceros.com): <https://www.importaceros.com/>
- Instituto Geofísico EPN. (2024). *¿Por qué se producen los sismos en nuestro país?* Obtenido de Preguntas más frecuentes-Sismos: <https://www.igepn.edu.ec/component/fsf/?view=faq&catid=2#:~:text=%C2%BFPor%20qu%C3%A9%20se%20producen%20los,las%20placas%20continental%20y%20oce%C3%A1nica.>
- López, S., & Ayala, G. (2013). *Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado*. Obtenido de Revista de Ingeniería Sísmica No. 88 91-111 : [https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2013000100005&script=sci\\_abstract](https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2013000100005&script=sci_abstract)
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. México, D.F: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Mera, F. (2024). Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I. Quito.
- Mera, W., Vera, X., La Tegola, A., & Ponce, G. (2017). *April 2016 Ecuador Earthquake of Moment Magnitude Mw7.8: Overview and Damage Report*. Obtenido de Scientific.net: <https://www.scientific.net/KEM.747.662>
- MIC.SAS. (2024). *Arriostramiento, Marcos estructurales arriostrados o Riostras*. Obtenido de Estructuras Metálicas Colombia: <https://www.estructurasmetalicascolombia.com/construcciones-metalicas/arriostramiento-marcos-estructurales-arriostrados-o-riostras>
- NEC. (2024). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

- NEC-SE-CG. (2024). *Combinaciones generales*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC-SE-CG. (2024). *NEC-SE-CG Cargas no Sísmicas*. Obtenido de Norma Ecuatoriana de la Construcción: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Cargas Sísmicas, Diseño Sísmorresistente*. Quito: MIDUVI.
- Perea, T. (diciembre de 2010). *ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON SLENDER CONCRETE-FILLED STEEL TUBE COLUMNS AND BEAM-COLUMNS*. Obtenido de Northeastern University: [https://coe.northeastern.edu/research/compositeframes/papers/perea\\_tiziano\\_201012\\_phd.pdf](https://coe.northeastern.edu/research/compositeframes/papers/perea_tiziano_201012_phd.pdf)
- Secretaría de Gestión de Riesgos. (18 de julio de 2016). *“El terremoto de 1797 ha sido el más devastador de Ecuador”*. Obtenido de Boletín de Prensa-Secretaría de Gestión de Riesgos: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/el-terremoto-de-1797-ha-sido-el-mas-devastador-de-ecuador/>
- Torres Búa, M. (30 de abril de 2014). *Estructuras*. Obtenido de Xunta de Galicia: <https://recursos.edu.xunta.gal/sites/default/files/recurso/1464947489/index.html>
- World Steel Association. (2012). *The White Book of Steel*. Obtenido de World Steel Association: <https://worldsteel.org/es/publications/bookshop/the-white-book-of-steel/>

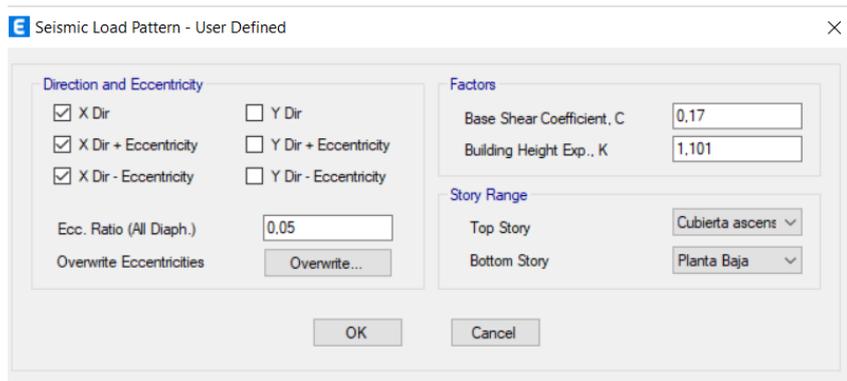
## 5 ANEXOS

### Anexo 1: Parámetros de diseño del modelo en Etabs

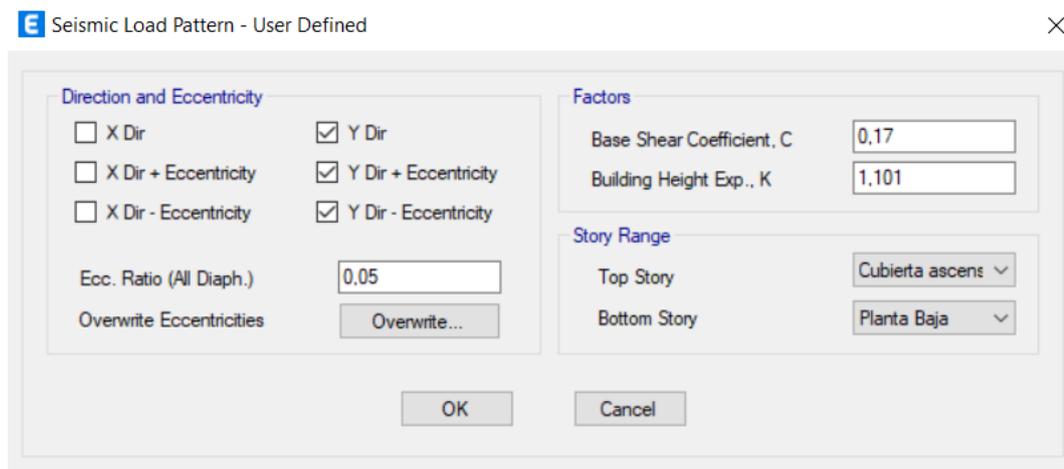
#### Patrones de carga



#### SX Carga sísmica



#### SY carga sísmica



## Espectro de respuesta NEC15

Function Name:

Function Damping Ratio:

**Parameters**

Zone Coefficient, Z:

$\eta$  Coefficient:

Site Factor, Fa:

Site Factor, Fd:

Soil Type:

Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:

Importance Factor, I:

Response Modification Factor, R:

**Define Function**

Period	Acceleration
0	0,1701
0.1	0,1701
0.2	0,1701
0.3	0,1701
0.4	0,1701
0.5	0,1701

**Plot Options**

Linear X - Linear Y

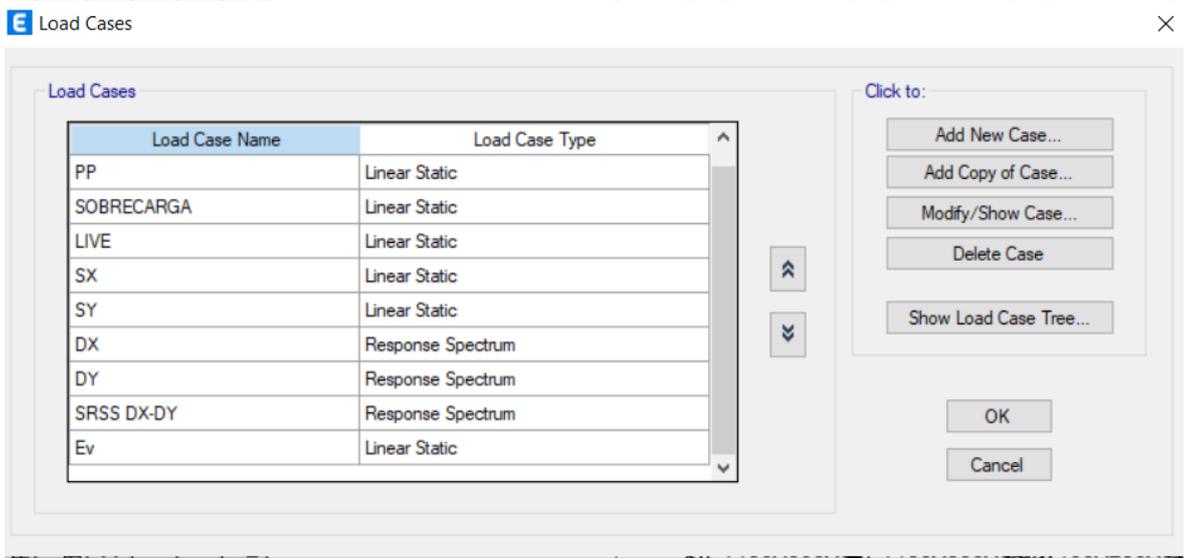
Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

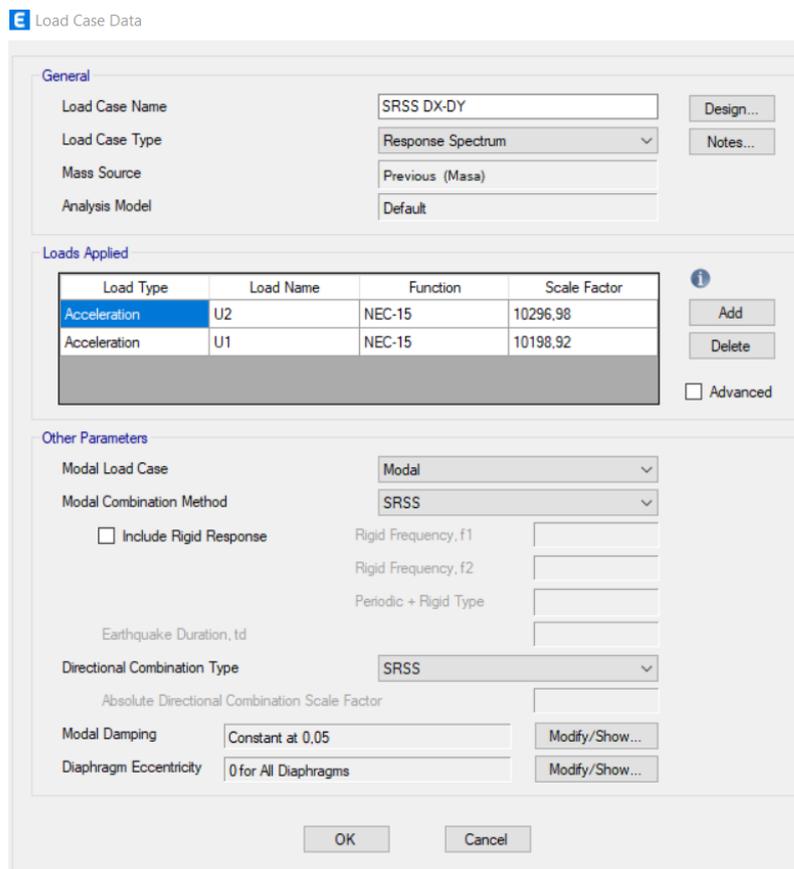
Log X - Log Y

**Function Graph**

## Casos de carga



### Combinación sismo horizontal



## Sismo vertical Ev

**General**

Load Case Name: Ev Design...

Load Case Type: Linear Static Notes...

Mass Source: Masa

Analysis Model: Default

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings: None Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UZ	1294.48

Add Delete

OK Cancel

## Combinaciones de carga

**E Load Combinations** ×

**Combinations**

- 0.9D
- 0.9D+DX-Ev
- 0.9D+DY-Ev
- 0.9D+Eh-Ev
- 0.9D+SX-Ev
- 0.9D+SY-Ev
- 0.9D-DX-Ev
- 0.9D-DY-Ev
- 0.9D-SX-Ev
- 0.9D-SY-Ev
- 1.2D+L+Ev+Eh
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+L
- 1.2D+L+DX+Ev
- 1.2D+L+DY+Ev
- 1.2D+L+SX+Ev
- 1.2D+L+SY+Ev
- 1.2D+L-DX-Ev
- 1.2D+L-DY-Ev
- 1.2D+L-SX-Ev
- 1.2D+L-SY-Ev
- 1.4D
- ENVOLVENTE**

**Click to:**

Add New Combo...

Add Copy of Combo...

Modify/Show Combo...

Delete Combo

Add Default Design Combos...

Convert Combos to Nonlinear Cases...

OK Cancel

## Carga sísmica reactiva

Mass Source Data

Mass Source Name: Masa

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:  
This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:   
This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
PP	1
SOBRECARGA	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

## Conexiones a momento RBC/Hueso de perro

Frame Assignment - Moment Frame Beam Connection Type

Moment Frame Beam Connection Type

- Standard Moment Connection
- Reduced Beam Section
- SidePlate® Option

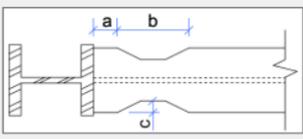
Connection Location

- Both Ends
- I-End Only
- J-End Only

Reduced Beam Section Options

- Program Defaults:  $a = 0.625 b_f$   $b = 0.75 d_b$   $c = 0.20 b_f$
- User Specify  $x_1$ ,  $x_2$  and  $x_3$  where:  $a = x_1 * b_f$   $b = x_2 * d_b$   $c = x_3 * b_f$
- User Specify  $x_1$ ,  $x_2$  and  $x_3$  where:  $a = x_1$   $b = x_2$   $c = x_3$

$x_1$    $x_2$    $x_3$



OK Close Apply

Anexo 2: Joint Drifts

Story	Label	Step Type	Step Number 1		Step Number 2		Step Number 3	
			Drift X	Drift Y	Drift X	Drift Y	Drift X	Drift Y
<b>SX</b>								
Terraza	22	Step By Step	0.00119	7.00E-05	0.001032	0,000139	0,001347	1,00E-06
Terraza	24	Step By Step	0.00119	0.000139	0.001032	8,00E-05	0,001347	0,000197
Terraza	83	Step By Step	0.001027	7.00E-05	0.001174	0,000139	0,00088	1,00E-06
Terraza	85	Step By Step	0.001027	0.000139	0.001174	8,00E-05	0,00088	0,000197
Cuarto Piso	22	Step By Step	0.001472	9.20E-05	0.001283	0,00018	0,001661	3,00E-06
Cuarto Piso	24	Step By Step	0.001472	0.000155	0.001283	8,90E-05	0,001661	0,000222
Cuarto Piso	83	Step By Step	0.001321	9.20E-05	0.0015	0,00018	0,001141	3,00E-06
Cuarto Piso	85	Step By Step	0.001321	0.000155	0.0015	8,90E-05	0,001141	0,000222
Tercer Piso	22	Step By Step	0.001325	6.50E-05	0.001154	0,000144	0,001495	1,40E-05
Tercer Piso	24	Step By Step	0.001325	0.000103	0.001154	4,20E-05	0,001495	0,000165
Tercer Piso	83	Step By Step	0.001234	6.50E-05	0.001398	0,000144	0,00107	1,40E-05
Tercer Piso	85	Step By Step	0.001234	0.000103	0.001398	4,20E-05	0,00107	0,000165
Segundo Piso	22	Step By Step	0.001418	5.00E-05	0.001232	0,000135	0,001605	3,50E-05
Segundo Piso	24	Step By Step	0.001418	9.00E-05	0.001232	2,10E-05	0,001605	0,000158
Segundo Piso	83	Step By Step	0.001324	5.00E-05	0.001502	0,000135	0,001145	3,50E-05
Segundo Piso	85	Step By Step	0.001324	9.00E-05	0.001502	2,10E-05	0,001145	0,000158
Primer Piso	22	Step By Step	0.000972	2.20E-05	0.000849	3,00E-05	0,001095	7,40E-05
Primer Piso	24	Step By Step	0.000972	3.30E-05	0.000849	1,40E-05	0,001095	7,90E-05
Primer Piso	83	Step By Step	0.000843	2.20E-05	0.000954	3,00E-05	0,000731	7,40E-05
Primer Piso	85	Step By Step	0.000843	3.30E-05	0.000954	1,40E-05	0,000731	7,90E-05
<b>SY</b>								
Terraza	22	Step By Step	8.40E-05	0.001701	0.000151	0,001672	1,80E-05	0,00173
Terraza	24	Step By Step	8.40E-05	0.001666	0.000151	0,001691	1,80E-05	0,001641
Terraza	83	Step By Step	0.000167	0.001701	0.000105	0,001672	0,000229	0,00173
Terraza	85	Step By Step	0.000167	0.001666	0.000105	0,001691	0,000229	0,001641
Cuarto Piso	22	Step By Step	1.30E-05	0.002017	9.20E-05	0,001979	6,70E-05	0,002054
Cuarto Piso	24	Step By Step	1.30E-05	0.001936	9.20E-05	0,001964	6,70E-05	0,001908
Cuarto Piso	83	Step By Step	0.000205	0.002017	0.000129	0,001979	0,00028	0,002054
Cuarto Piso	85	Step By Step	0.000205	0.001936	0.000129	0,001964	0,00028	0,001908
Tercer Piso	22	Step By Step	2.56E-07	0.001931	7.20E-05	0,001898	7,20E-05	0,001964
Tercer Piso	24	Step By Step	2.56E-07	0.001868	7.20E-05	0,001894	7,20E-05	0,001842
Tercer Piso	83	Step By Step	0.00015	0.001931	8.10E-05	0,001898	0,00022	0,001964
Tercer Piso	85	Step By Step	0.00015	0.001868	8.10E-05	0,001894	0,00022	0,001842
Segundo Piso	22	Step By Step	5.00E-06	0.001986	7.40E-05	0,00195	8,30E-05	0,002022
Segundo Piso	24	Step By Step	5.00E-06	0.001925	7.40E-05	0,001954	8,30E-05	0,001896

Segundo Piso	83	Step By Step	0.000138	0.001986	6.30E-05	0,00195	0,000214	0,002022
Segundo Piso	85	Step By Step	0.000138	0.001925	6.30E-05	0,001954	0,000214	0,001896
Primer Piso	22	Step By Step	5.00E-06	0.001235	4.70E-05	0,001213	5,70E-05	0,001257
Primer Piso	24	Step By Step	5.00E-06	0.001224	4.70E-05	0,001244	5,70E-05	0,001204
Primer Piso	83	Step By Step	2.20E-05	0.001235	2.50E-05	0,001213	6,90E-05	0,001257
Primer Piso	85	Step By Step	2.20E-05	0.001224	2.50E-05	0,001244	6,90E-05	0,001204

### Anexo 3: Story Stiffness

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Stiff X	Stiff Y
				kN/m	kN/m
Cubierta ascensor	SX	LinStatic	Step By Step	1481.878	0
Tapagrada	SX	LinStatic	Step By Step	23228.856	0
Terraza	SX	LinStatic	Step By Step	130384.34	0
Cuarto Piso	SX	LinStatic	Step By Step	204877.82	0
Tercer Piso	SX	LinStatic	Step By Step	295252.58	0
Segundo Piso	SX	LinStatic	Step By Step	360367.04	0
Primer Piso	SX	LinStatic	Step By Step	545629.9	0
Cubierta ascensor	SY	LinStatic	Step By Step	0	2729.887
Tapagrada	SY	LinStatic	Step By Step	0	22475.677
Terraza	SY	LinStatic	Step By Step	0	85377.245
Cuarto Piso	SY	LinStatic	Step By Step	0	144758.61
Tercer Piso	SY	LinStatic	Step By Step	0	203856.17
Segundo Piso	SY	LinStatic	Step By Step	0	235989.15
Primer Piso	SY	LinStatic	Step By Step	0	402705.04

### Anexo 4: Mass Summary by story

Story	UX	UY	UZ
	kg	kg	kg
Cubierta ascensor	1168.31	1168.31	1168.31
Tapagrada	16669.15	16669.15	16669.15
Terraza	133506.17	133506.17	134356.88
Cuarto Piso	175791.51	175791.51	175791.51
Tercer Piso	181649.88	181649.88	181649.88
Segundo Piso	206035.16	206035.16	206035.16
Primer Piso	209419.74	209419.74	209368.58
Planta Baja	9413.63	9413.63	8614.07

**Anexo 5: Material List by Story**

Story	Object Type	Material	Weight	Unit Weight
			kN	kN/m <sup>2</sup>
Cubierta ascensor	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	9.952	3.2523
Cubierta ascensor	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	0.5861	0.1915
Tapagrada	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	22.6161	0.4376
Tapagrada	Beam	A36	3.7132	0.0718
Tapagrada	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	13.4178	0.2596
Tapagrada	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	1.2936	0.025
Terraza	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	87.476	0.2824
Terraza	Beam	A36	1.7719	0.0057
Terraza	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	104.1486	0.3362
Terraza	Brace	A36	2.3244	0.0075
Terraza	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	5.4807	0.0177
Terraza	Wall	f'c 21 MPa Gradadas	14.0435	0.0453
Terraza	Floor	f'c 21 MPa Gradadas	6.2285	0.0201
Cuarto Piso	Column	A36	28.9011	0.0933
Cuarto Piso	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	67.2204	0.217
Cuarto Piso	Beam	A36	1.7719	0.0057
Cuarto Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	106.145	0.3426
Cuarto Piso	Brace	A36	2.3244	0.0075
Cuarto Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	7.9054	0.0255
Cuarto Piso	Wall	f'c 21 Mpa Gradadas	14.0435	0.0453
Cuarto Piso	Floor	f'c 21 Mpa Gradadas	6.2285	0.0201
Tercer Piso	Column	A36	34.6814	0.1093
Tercer Piso	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	75.1828	0.237
Tercer Piso	Beam	A36	1.7719	0.0056
Tercer Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	114.1279	0.3598
Tercer Piso	Brace	A36	2.3244	0.0073
Tercer Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	10.183	0.0321
Tercer Piso	Wall	f'c 21 Mpa Gradadas	14.0435	0.0443
Tercer Piso	Floor	f'c 21 Mpa Gradadas	6.2285	0.0196
Segundo Piso	Column	A36	103.1012	0.3251
Segundo Piso	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	23.2874	0.0734
Segundo Piso	Beam	A36	1.7719	0.0056
Segundo Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	119.9179	0.3781
Segundo Piso	Brace	A36	2.3244	0.0073
Segundo Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	10.183	0.0321
Segundo Piso	Wall	f'c 21 MPa Gradadas	14.0435	0.0443
Segundo Piso	Floor	f'c 21 MPa Gradadas	6.2285	0.0196
Primer Piso	Column	A36	143.7757	0.4533
Primer Piso	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	7.9941	0.0252
Primer Piso	Beam	A36	1.7719	0.0056
Primer Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	132.248	0.417

Primer Piso	Brace	A36	2.0395	0.0064
Primer Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	11.0034	0.0347
Primer Piso	Wall	f'c 21 MPa Gradadas	12.3217	0.0388
Primer Piso	Floor	f'c 21 MPa Gradadas	6.2285	0.0196
Sum	Column	A36	310.4594	0.191
Sum	Column	ASTM A500 Gr-C Columnas	293.7289	0.1807
Sum	Beam	A36	12.5727	0.0077
Sum	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	590.5912	0.3633
Sum	Brace	A36	11.3373	0.007
Sum	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	46.0491	0.0283
Sum	Wall	f'c 21 MPa Gradadas	68.4958	0.0421
Sum	Floor	f'c 21 MPa Gradadas	31.1425	0.0192
Total	All	All	1364.3768	0.8392

#### Anexo 6: Base Reactions

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY
				kN	kN
SX	LinStatic	Step By Step	1	-1541.4518	0.000001194
SX	LinStatic	Step By Step	2	-1541.4518	6.992E-07
SX	LinStatic	Step By Step	3	-1541.4518	0.000001688
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-1541.4518
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-1541.4518
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-1541.4518
DX	LinRespSpec	Max		1417.2321	211.6217
DY	LinRespSpec	Max		208.0668	1414.7012

**Anexo 7: Element Forces-Columns**

Story	Column	Output Case	V2	V3
			kN	kN
Primer Piso	C10	SX	14.1355	-0.6137
Primer Piso	C10	SY	-0.0675	14.9561
Primer Piso	C11	SX	-0.8921	-14.388
Primer Piso	C11	SY	31.7036	-0.322
Primer Piso	C12	SX	14.7842	0.8969
Primer Piso	C12	SY	-0.438	21.9595
Primer Piso	C13	SX	15.7038	-0.6097
Primer Piso	C13	SY	-0.9578	14.2908
Primer Piso	C14	SX	-0.3826	-14.7359
Primer Piso	C14	SY	34.4372	0.7834
Primer Piso	C15	SX	8.6394	0.6602
Primer Piso	C15	SY	-0.5122	15.0054
Primer Piso	C16	SX	16.002	-0.6134
Primer Piso	C16	SY	-0.0972	21.7097
Primer Piso	C18	SX	22.3141	0.1091
Primer Piso	C18	SY	-2.4801	15.3774
Primer Piso	C19	SX	19.6695	-1.6394
Primer Piso	C19	SY	-0.1813	38.0376
Primer Piso	C20	SX	0.1898	-29.0201
Primer Piso	C20	SY	35.893	0.1162
Primer Piso	C21	SX	19.7864	0.7309
Primer Piso	C21	SY	-0.193	40.1731
Primer Piso	C22	SX	9.8738	-1.0205
Primer Piso	C22	SY	-0.0543	16.8461
Primer Piso	C23	SX	17.5611	0.2116
Primer Piso	C23	SY	-0.1196	14.7556
Primer Piso	C24	SX	21.0168	0.3488
Primer Piso	C24	SY	-0.121	16.7185
Primer Piso	C28	SX	-0.5823	-0.0702
Primer Piso	C28	SY	-0.0525	-0.8809
Primer Piso	C30	SX	8.2132	-0.0909
Primer Piso	C30	SY	-0.1778	16.0158
Primer Piso	C32	SX	14.3194	-0.599
Primer Piso	C32	SY	-0.6128	14.8962
Primer Piso	C33	SX	17.9177	0.3217
Primer Piso	C33	SY	0.1598	16.0517
Primer Piso	C34	SX	14.5421	-0.3229
Primer Piso	C34	SY	-0.4887	22.0596
Primer Piso	C35	SX	-0.8419	-26.003
Primer Piso	C35	SY	35.4776	-0.0509
Primer Piso	C36	SX	14.6398	0.3938
Primer Piso	C36	SY	-0.482	20.5383
Primer Piso	C41	SX	0	0

Primer Piso	C41	SY	0	0
Primer Piso	C1	SX	-0.1567	-5.9056
Primer Piso	C1	SY	-1.2188	3.0789
Primer Piso	C2	SX	1.4344	-15.7422
Primer Piso	C2	SY	-5.4218	20.5094

### Anexo 8: Story Driffts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	X	Y	Z
						m	m	m
Cubierta ascensor	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001198	4.28	12.74	20.45
Cubierta ascensor	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.002248	4.28	10.94	20.45
Tapagrada	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001226	5.98	9.74	18.25
Tapagrada	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.001674	4.28	12.74	18.25
Terraza	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001512	2.99	0	15.75
Terraza	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.001834	8.93	14.64	15.75
Cuarto Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001786	11.88	0	12.6
Cuarto Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.002136	0	0	12.6
Tercer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001583	2.99	0	9.45
Tercer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.002011	0	16.84	9.45
Segundo Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001691	11.88	0	6.3
Segundo Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.002063	0	0	6.3
Primer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	X	0.001108	2.99	0	3.15
Primer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Max	Y	0.001268	0	16.84	3.15
Cubierta ascensor	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.002493	4.28	10.94	20.45
Cubierta ascensor	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.000338	5.98	12.74	20.45
Tapagrada	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.001874	11.88	9.74	18.25
Tapagrada	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.001119	4.28	10.94	18.25
Terraza	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.001269	2.99	0	15.75
Terraza	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.001684	0	16.84	15.75
Cuarto Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.001602	11.88	0	12.6
Cuarto Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.002013	0	0	12.6
Tercer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.001455	2.99	0	9.45
Tercer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.00194	0	16.84	9.45
Segundo Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.001566	11.88	0	6.3
Segundo Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.002	0	0	6.3
Primer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	X	0.00109	2.99	0	3.15
Primer Piso	ENVOLVENTE	Combination	Min	Y	0.001251	0	16.84	3.15

**Anexo 9: APUs**

NOMBRE DE PROYECTO:		COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO			
CÓDIGO:	AS_1				1/4
RUBRO:		Acero estructural ASTM A36			
				UNIDAD:	Kg
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HOR</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Herramientas menores (5% manode obra)					0,08
Amoladora eléctrica	1,00	4,30	4,30	0,11	0,47
Soldadora eléctrica 350 A	1,00	1,98	1,98	0,11	0,22
Grúa móvil	1,00	25,00	25,00	0,01	0,25
Euipo de oxicorte	1,00	1,54	1,54	0,11	0,17
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1,19</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL /HRO</b>	<b>COSTO HOR</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Maestro soldador especializado (ESTR, OC, C1)	1,00	7,00	7,00	0,11	0,77
Ayudante de soldador	1,00	6,20	6,20	0,11	0,68
Maestro mayor (ESTRUC, OCUP, C1)	0,10	5,80	0,58	0,11	0,06
Operadores equipo pesado (ESTRUC, OCUP, C1, G1)	1,00	4,75000	4,75	0,01	0,05
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>1,56</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNITARIO</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>
Pintura esmalte anticorrosivo		4000cc	0,00024	21,80	0,01
Thinner		4000cc	0,00006	13,00	0,00
Disco corte		U	0,01	1,65	0,02
Acero perfil		Kg	1,02	0,96	0,98
Electrodo E 7018 1/8"		Kg	0,05	4,98	0,25
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>1,25</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>					<b>4,00229</b>
<b>INDIRECTOS %</b>					<b>0,00000</b>
					<b>0,00000</b>
<b>FECHA: 13 de julio de 2024</b>					<b>COSTO TOTAL DEL RU</b>
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>					<b>VALOR OFERTADO:</b>
					<b>4,00000</b>

<b>NOMBRE DE PROYECTO:</b> COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO					
<b>CÓDIGO:</b>	AS_2				2/4
<b>RUBRO:</b>	Acero estructural ASTM A572 Grado 50			<b>UNIDAD:</b>	Kg
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HOR.</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Herramientas menores (5% manode obra)					0,08
Amoladora eléctrica	1,00	4,30	4,30	0,11	0,47
Soldadora eléctrica 350 A	1,00	1,98	1,98	0,11	0,22
Grúa móvil	1,00	25,00	25,00	0,01	0,25
Euipo de oxicorte	1,00	1,54	1,54	0,11	0,17
<b>SUBTOTAL M</b>					1,19
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL /HR</b>	<b>COSTO HOR.</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Maestro soldador especializado (ESTR, OC, C1)	1,00	7,00	7,00	0,11	0,77
Ayudante de soldador	1,00	6,20	6,20	0,11	0,68
Maestro mayor (ESTRUC, OCUP, C1)	0,10	5,80	0,58	0,11	0,06
Operadores equipo pesado (ESTRUC, OCUP, C1, G1)	1,00	4,75000	4,75	0,01	0,05
<b>SUBTOTAL N</b>					1,56
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNITARIO</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>
Pintura esmalte anticorrosivo		4000cc	0,00121	21,80	0,03
Thinner		4000cc	0,00030	13,00	0,00
Disco corte		U	0,01	1,65	0,02
Acero perfil		Kg	1,02	1,27	1,30
Electrodo E 7018 1/8"		Kg	0,05	4,98	0,25
<b>SUBTOTAL N</b>					1,59
		<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>			4,34296
		<b>INDIRECTOS %</b>			0,00000
					0,00000
FECHA: 13 de julio de 2024		<b>COSTO TOTAL DEL RU</b>			4,34296
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>VALOR OFERTADO:</b>			<b>4,34000</b>

<b>NOMBRE DE PROYECTO:</b> COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO					
<b>CÓDIGO:</b>	AS_3				3/4
<b>RUBRO:</b>	Acero estructural ASTM A500 Grado C			<b>UNIDAD:</b>	Kg
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HOR.</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Herramientas menores (5% manode obra)					0,06
Amoladora eléctrica	1,00	4,30	4,30	0,11	0,47
Soldadora eléctrica 350 A	1,00	1,98	1,98	0,11	0,22
Grúa móvil	1,00	25,00	25,00	0,01	0,25
Euipo de oxicorte	1,00	1,54	1,54	0,11	0,17
<b>SUBTOTAL M</b>					1,17
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL /HR</b>	<b>COSTO HOR.</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Maestro soldador especializado (ESTR, OC, C1)	1,00	7,00	7,00	0,09	0,63
Ayudante de soldador	1,00	6,20	6,20	0,09	0,56
Maestro mayor (ESTRUC, OCUP, C1)	0,10	5,80	0,58	0,09	0,05
Operadores equipo pesado (ESTRUC, OCUP, C1, G1)	1,00	4,75000	4,75	0,01	0,05
<b>SUBTOTAL N</b>					1,29
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNITARIO</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>
Pintura esmalte anticorrosivo		4000cc	0,000400	21,80	0,01
Thinner		4000cc	0,000100	13,00	0,00
Disco corte		U	0,01	1,65	0,02
Acero perfil		Kg	1,00	1,35	1,35
Electrodo E7018 1/8" bajo hidrógeno		Kg	0,05	8,98	0,45
<b>SUBTOTAL N</b>					1,83
		<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>			4,28780
		<b>INDIRECTOS %</b>			0,00000
					0,00000
FECHA: 13 de julio de 2024		<b>COSTO TOTAL DEL RU</b>			4,28780
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>VALOR OFERTADO:</b>			<b>4,29000</b>

NOMBRE DE PROYECTO:	COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO				
CÓDIGO:	H_2				4/4
RUBRO:					
Hormigón f'c 24 Mpa				UNIDAD:	m <sup>3</sup>
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HOR.</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Herramientas menores (5% manode obra)					2,31
Concretera 1 saco	1,00	4,48	4,48	1,00	4,48
Vibrador manguera	1,00	4,06	4,06	1,00	4,06
<b>SUBTOTAL M</b>					10,85
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL /HR</b>	<b>COSTO HOR.</b>	<b>ENDIMIEN</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>	<b>R</b>	<b>D = C x R</b>
Albañil	3,00	4,17	12,51	1,20	15,01
Peon	5,00	4,05	20,25	1,20	24,30
Maestro mayor (ESTRUC, OCUP, C1)	1,00	5,80	5,80	1,20	6,96
<b>SUBTOTAL N</b>					46,27
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNITARIO</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C = A x B</b>
Cemento Fuerte Tipo GU		Saco 50 Kg	8,58	7,68	65,89
Arena		m <sup>3</sup>	0,72	13,50	9,65
Ripio		m <sup>3</sup>	1,05	18,00	18,81
Agua		m <sup>3</sup>	0,21	0,85	0,18
Aditivo plastificante 10Kg		U	0,09	22,60	1,99
<b>SUBTOTAL N</b>					96,52
		<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>			153,64895
		<b>INDIRECTOS %</b>			0,00000
					0,00000
FECHA: 13 de julio de 2024		<b>COSTO TOTAL DEL RU</b>			153,64895
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>VALOR OFERTADO:</b>			<b>153,65000</b>

**Anexo 10: Material List by Section Property**

Section	Length
	m
T103	7.6
T203	22.4
V100X250X5	105.22
V100X250X8	5.98
V120X300X5	156.1
V150x250x5	293.81
V150X300X6	139.37
V150X300X8	8.35
V150X300X10	149.02
2G200x50x15x4	42
2G200x50x15x4	52.7864
C20x20x5mm	118.4
C20x20x6mm	15.75
C20x20x4mm	37.7
C30x20x5mm	28.35
C 2C 300X300X10mm	12.6
C 2C 300X240X12mm	3.15
C 2C 300X200X8mm	53.55
C 2C 300X200X10mm	18.9
C 2C 300X200X12mm	66.15
C20x20x3mm	36.5
C150X150X3mm	7.875
IPE 80	253.12
IPE 100	6.6
IPE 120	6.8
IPE 140	79.2
IPE 160	434.25
IPE 180	358.05

**Anexo 11: Steel Frame Design Summary**

Story	Label	Unique Name	Design Type	Design Section	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio
Cubierta ascensor	B119	601	Beam	IPE 100	0.16	0.00	0.16	0.00
Cubierta ascensor	B133	335	Beam	IPE 80	0.36	0.00	0.36	0.00
Cubierta ascensor	B138	602	Beam	IPE 100	0.49	0.00	0.49	0.00
Cubierta ascensor	B139	334	Beam	IPE 80	0.58	0.00	0.58	0.00
Cubierta ascensor	B118	603	Beam	IPE 100	0.08	0.00	0.08	0.00
Tapagrada	B23	838	Beam	V150X300X6	0.83	0.00	0.83	0.00
Tapagrada	B59	599	Beam	IPE 140	0.46	0.00	0.46	0.00
Tapagrada	B103	600	Beam	IPE 140	0.46	0.00	0.46	0.00
Tapagrada	B128	614	Beam	IPE 140	0.17	0.00	0.17	0.00
Tapagrada	B130	615	Beam	IPE 140	0.17	0.00	0.17	0.00
Tapagrada	B131	616	Beam	IPE 140	0.47	0.00	0.46	0.00
Tapagrada	B132	617	Beam	IPE 140	0.10	0.00	0.10	0.00
Tapagrada	B162	609	Beam	IPE 140	0.25	0.00	0.24	0.00
Tapagrada	B163	610	Beam	IPE 140	0.25	0.00	0.25	0.00
Tapagrada	B169	608	Beam	IPE 140	0.41	0.00	0.41	0.00
Tapagrada	B170	611	Beam	IPE 140	0.41	0.00	0.41	0.00
Tapagrada	B53	612	Beam	IPE 140	0.26	0.00	0.26	0.00
Tapagrada	B54	613	Beam	IPE 140	0.26	0.00	0.26	0.00
Tapagrada	B35	834	Beam	IPE 140	0.41	0.00	0.41	0.00
Tapagrada	B40	835	Beam	IPE 140	0.33	0.00	0.33	0.00
Tapagrada	B41	836	Beam	IPE 140	0.42	0.01	0.41	0.00
Tapagrada	B42	837	Beam	IPE 140	0.33	0.00	0.33	0.00
Tapagrada	B43	173	Beam	V150X300X10	0.87	0.00	0.87	0.00
Terraza	B11	45	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Terraza	B12	46	Beam	V150x250x5	0.79	0.00	0.79	0.00
Terraza	B13	47	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Terraza	B15	49	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Terraza	B16	50	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Terraza	B17	51	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Terraza	B19	53	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Terraza	B23	54	Beam	V120X300X5	0.87	0.00	0.87	0.00
Terraza	B24	55	Beam	V150x250x5	0.83	0.00	0.83	0.00
Terraza	B25	139	Beam	V120X300X5	0.88	0.00	0.88	0.00
Terraza	B26	56	Beam	V150x250x5	0.83	0.00	0.83	0.00
Terraza	B27	57	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Terraza	B28	58	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.84	0.00

Terraza	B29	59	Beam	V120X300X5	0.89	0.00	0.89	0.00
Terraza	B32	60	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Terraza	B33	61	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Terraza	B63	63	Beam	V120X300X5	0.86	0.00	0.86	0.00
Terraza	B72	42	Beam	V120X300X5	0.84	0.00	0.84	0.00
Terraza	B74	43	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Terraza	B75	62	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Terraza	B84	152	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Terraza	B85	153	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Terraza	B86	154	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.84	0.00
Terraza	B87	155	Beam	V120X300X5	0.86	0.00	0.86	0.00
Terraza	B105	169	Beam	V120X300X5	0.86	0.00	0.86	0.00
Terraza	B1	329	Beam	2G200x50x15x4	0.03	0.02	0.00	0.00
Terraza	B7	578	Beam	2G200x50x15x4	0.88	0.02	0.80	0.06
Terraza	B8	577	Beam	2G200x50x15x4	0.01	0.01	0.00	0.00
Terraza	B9	320	Beam	2G200x50x15x4	0.45	0.01	0.27	0.17
Terraza	B21	631	Beam	2G200x50x15x4	0.59	0.01	0.49	0.09
Terraza	B4	144	Beam	V150X300X8	0.84	0.00	0.84	0.00
Terraza	B22	178	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.82	0.03
Terraza	B183	793	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Terraza	B183	793	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Terraza	B184	794	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Terraza	B184	794	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Cuarto Piso	B11	69	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Cuarto Piso	B12	70	Beam	V150x250x5	0.79	0.00	0.79	0.00
Cuarto Piso	B13	71	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Cuarto Piso	B15	73	Beam	V120X300X5	0.86	0.00	0.86	0.00
Cuarto Piso	B16	74	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Cuarto Piso	B17	75	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Cuarto Piso	B19	77	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B23	78	Beam	V120X300X5	0.89	0.00	0.89	0.00
Cuarto Piso	B24	79	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B25	140	Beam	V120X300X5	0.90	0.00	0.90	0.00
Cuarto Piso	B26	80	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.84	0.00
Cuarto Piso	B27	81	Beam	V150x250x5	0.83	0.00	0.83	0.00
Cuarto Piso	B28	82	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B29	83	Beam	V120X300X5	0.91	0.00	0.91	0.00
Cuarto Piso	B32	84	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Cuarto Piso	B33	85	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Cuarto Piso	B63	87	Beam	V120X300X5	0.86	0.00	0.86	0.00
Cuarto Piso	B72	66	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B74	67	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Cuarto Piso	B75	86	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Cuarto Piso	B84	156	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B85	157	Beam	V120X300X5	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B86	158	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00

Cuarto Piso	B87	159	Beam	V120X300X5	0.86	0.00	0.86	0.00
Cuarto Piso	B105	170	Beam	V120X300X5	0.88	0.00	0.88	0.00
Cuarto Piso	B1	328	Beam	2G200x50x15x4	0.03	0.03	0.00	0.00
Cuarto Piso	B7	576	Beam	2G200x50x15x4	0.83	0.03	0.75	0.05
Cuarto Piso	B8	575	Beam	2G200x50x15x4	0.01	0.01	0.00	0.00
Cuarto Piso	B9	321	Beam	2G200x50x15x4	0.39	0.02	0.23	0.15
Cuarto Piso	B21	632	Beam	2G200x50x15x4	0.61	0.00	0.53	0.08
Cuarto Piso	B4	145	Beam	V150X300X10	0.85	0.00	0.85	0.00
Cuarto Piso	B22	180	Beam	V150x250x5	0.83	0.00	0.83	0.00
Cuarto Piso	B22	180	Beam	V150x250x5	0.86	0.00	0.82	0.04
Cuarto Piso	B183	757	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuarto Piso	B183	757	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Cuarto Piso	B184	758	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuarto Piso	B184	758	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Tercer Piso	B11	93	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Tercer Piso	B12	94	Beam	V150x250x5	0.79	0.00	0.79	0.00
Tercer Piso	B13	95	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Tercer Piso	B15	97	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Tercer Piso	B16	98	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Tercer Piso	B17	99	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Tercer Piso	B19	101	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Tercer Piso	B23	102	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.84	0.00
Tercer Piso	B24	103	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.84	0.00
Tercer Piso	B25	141	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Tercer Piso	B26	104	Beam	V150x250x5	0.84	0.00	0.84	0.00
Tercer Piso	B27	105	Beam	V150x250x5	0.83	0.00	0.83	0.00
Tercer Piso	B28	106	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Tercer Piso	B29	107	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Tercer Piso	B32	108	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Tercer Piso	B33	109	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Tercer Piso	B63	111	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Tercer Piso	B72	90	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Tercer Piso	B74	91	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Tercer Piso	B75	110	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Tercer Piso	B84	160	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Tercer Piso	B85	161	Beam	V150x250x5	0.81	0.00	0.81	0.00
Tercer Piso	B86	162	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Tercer Piso	B87	163	Beam	V150x250x5	0.82	0.00	0.82	0.00
Tercer Piso	B105	171	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.85	0.00
Tercer Piso	B1	327	Beam	2G200x50x15x4	0.02	0.02	0.00	0.00
Tercer Piso	B7	574	Beam	2G200x50x15x4	0.83	0.03	0.76	0.04
Tercer Piso	B8	573	Beam	2G200x50x15x4	0.01	0.01	0.00	0.00
Tercer Piso	B9	322	Beam	2G200x50x15x4	0.34	0.01	0.20	0.13
Tercer Piso	B21	628	Beam	2G200x50x15x4	0.56	0.00	0.49	0.07
Tercer Piso	B4	146	Beam	V150x250x5	0.80	0.00	0.80	0.00
Tercer Piso	B22	182	Beam	V150x250x5	0.85	0.00	0.82	0.03

Tercer Piso	B183	721	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Tercer Piso	B183	721	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Tercer Piso	B184	722	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Tercer Piso	B184	722	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Segundo Piso	B11	117	Beam	V150X300X6	0.82	0.00	0.82	0.00
Segundo Piso	B12	118	Beam	V150X300X6	0.81	0.00	0.81	0.00
Segundo Piso	B13	119	Beam	V150X300X6	0.82	0.00	0.82	0.00
Segundo Piso	B15	121	Beam	V150X300X6	0.84	0.00	0.84	0.00
Segundo Piso	B16	122	Beam	V150X300X6	0.82	0.00	0.82	0.00
Segundo Piso	B17	805	Beam	V150X300X6	0.19	0.00	0.19	0.00
Segundo Piso	B19	125	Beam	V150X300X6	0.83	0.00	0.83	0.00
Segundo Piso	B23	804	Beam	V120X300X5	0.63	0.00	0.63	0.00
Segundo Piso	B24	127	Beam	V150X300X6	0.87	0.00	0.87	0.00
Segundo Piso	B25	142	Beam	V150X300X6	0.87	0.00	0.87	0.00
Segundo Piso	B26	128	Beam	V150X300X6	0.86	0.00	0.86	0.00
Segundo Piso	B27	129	Beam	V150X300X6	0.85	0.00	0.85	0.00
Segundo Piso	B28	130	Beam	V150X300X6	0.87	0.00	0.87	0.00
Segundo Piso	B29	131	Beam	V150X300X6	0.88	0.00	0.88	0.00
Segundo Piso	B32	132	Beam	V150X300X6	0.84	0.00	0.84	0.00
Segundo Piso	B33	133	Beam	V150X300X6	0.84	0.00	0.84	0.00
Segundo Piso	B63	135	Beam	V150X300X6	0.85	0.00	0.85	0.00
Segundo Piso	B72	114	Beam	V150X300X6	0.84	0.00	0.84	0.00
Segundo Piso	B74	115	Beam	V150X300X6	0.83	0.00	0.83	0.00
Segundo Piso	B75	134	Beam	V150X300X6	0.84	0.00	0.84	0.00
Segundo Piso	B84	164	Beam	V150X300X6	0.83	0.00	0.83	0.00
Segundo Piso	B85	165	Beam	V150X300X6	0.83	0.00	0.83	0.00
Segundo Piso	B86	166	Beam	V150X300X6	0.87	0.00	0.87	0.00
Segundo Piso	B87	167	Beam	V150X300X6	0.85	0.00	0.85	0.00
Segundo Piso	B105	172	Beam	V150X300X6	0.87	0.00	0.87	0.00
Segundo Piso	B1	325	Beam	2G200x50x15x4	0.04	0.04	0.00	0.00
Segundo Piso	B7	570	Beam	2G200x50x15x4	0.92	0.02	0.86	0.04
Segundo Piso	B8	569	Beam	2G200x50x15x4	0.01	0.01	0.00	0.00
Segundo Piso	B9	323	Beam	2G200x50x15x4	0.42	0.01	0.25	0.16
Segundo Piso	B21	633	Beam	2G200x50x15x4	0.56	0.01	0.48	0.07
Segundo Piso	B21	633	Beam	2G200x50x15x4	0.14	0.01	0.05	0.09
Segundo Piso	B4	147	Beam	V150X300X6	0.83	0.00	0.83	0.00
Segundo Piso	B22	184	Beam	V150X300X6	0.86	0.00	0.86	0.00
Segundo Piso	B22	184	Beam	V150X300X6	0.88	0.00	0.85	0.04
Segundo Piso	B183	685	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Segundo Piso	B183	685	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Segundo Piso	B184	688	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Segundo Piso	B184	688	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Primer Piso	B11	21	Beam	V150X300X10	0.85	0.00	0.85	0.00
Primer Piso	B12	22	Beam	V150X300X10	0.84	0.00	0.84	0.00
Primer Piso	B13	23	Beam	V150X300X10	0.85	0.00	0.85	0.00
Primer Piso	B15	25	Beam	V150X300X10	0.87	0.00	0.87	0.00

Primer Piso	B16	26	Beam	V150X300X10	0.85	0.00	0.85	0.00
Primer Piso	B17	27	Beam	V150X300X10	0.85	0.00	0.85	0.00
Primer Piso	B19	29	Beam	V150X300X10	0.86	0.00	0.86	0.00
Primer Piso	B23	30	Beam	V150X300X10	0.88	0.00	0.88	0.00
Primer Piso	B24	31	Beam	V150X300X10	0.89	0.00	0.89	0.00
Primer Piso	B25	138	Beam	V150X300X10	0.89	0.00	0.89	0.00
Primer Piso	B26	32	Beam	V150X300X10	0.89	0.00	0.89	0.00
Primer Piso	B27	33	Beam	V150X300X10	0.88	0.00	0.88	0.00
Primer Piso	B28	34	Beam	V150X300X10	0.90	0.00	0.90	0.00
Primer Piso	B29	35	Beam	V150X300X10	0.90	0.00	0.90	0.00
Primer Piso	B32	36	Beam	V150X300X10	0.87	0.00	0.87	0.00
Primer Piso	B33	37	Beam	V150X300X10	0.87	0.00	0.87	0.00
Primer Piso	B63	39	Beam	V150X300X10	0.88	0.00	0.88	0.00
Primer Piso	B72	18	Beam	V150X300X10	0.86	0.00	0.86	0.00
Primer Piso	B74	19	Beam	V150X300X10	0.86	0.00	0.86	0.00
Primer Piso	B75	38	Beam	V150X300X10	0.87	0.00	0.87	0.00
Primer Piso	B84	148	Beam	V150X300X10	0.86	0.00	0.86	0.00
Primer Piso	B85	149	Beam	V150X300X10	0.86	0.00	0.86	0.00
Primer Piso	B86	150	Beam	V150X300X10	0.90	0.00	0.90	0.00
Primer Piso	B87	151	Beam	V150X300X10	0.88	0.00	0.88	0.00
Primer Piso	B105	168	Beam	V150X300X10	0.90	0.00	0.90	0.00
Primer Piso	B1	326	Beam	2G200x50x15x4	0.05	0.05	0.00	0.00
Primer Piso	B7	572	Beam	2G200x50x15x4	0.59	0.03	0.47	0.09
Primer Piso	B8	571	Beam	2G200x50x15x4	0.02	0.01	0.00	0.00
Primer Piso	B9	324	Beam	2G200x50x15x4	0.55	0.01	0.33	0.21
Primer Piso	B21	634	Beam	2G200x50x15x4	0.47	0.02	0.31	0.15
Primer Piso	B21	634	Beam	2G200x50x15x4	0.22	0.01	0.05	0.17
Primer Piso	B4	143	Beam	V150X300X10	0.86	0.00	0.86	0.00
Primer Piso	B22	176	Beam	V150X300X10	0.89	0.00	0.89	0.00
Primer Piso	B22	176	Beam	V150X300X10	0.94	0.00	0.88	0.06
Primer Piso	B183	662	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Primer Piso	B183	662	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Primer Piso	B184	663	Beam	IPE 80	0.00	0.00	0.00	0.00
Primer Piso	B184	663	Beam	IPE 80	0.01	0.00	0.01	0.00
Tapagrada	D31	541	Brace	TB 76.2x5mm	0.09	0.07	0.02	0.00
Tapagrada	D32	542	Brace	TB 76.2x5mm	0.28	0.26	0.02	0.00
Tapagrada	D5	565	Brace	TB 76.2x5mm	0.36	0.34	0.03	0.00
Tapagrada	D6	566	Brace	TB 76.2x5mm	0.52	0.50	0.03	0.00
Terraza	D12	579	Brace	2G200x50x15x4	0.02	0.01	0.00	0.01
Terraza	D13	580	Brace	2G200x50x15x4	0.08	0.02	0.04	0.01
Terraza	D14	581	Brace	2G200x50x15x4	0.13	0.02	0.11	0.01
Terraza	D15	582	Brace	2G200x50x15x4	0.59	0.03	0.55	0.01
Terraza	D25	523	Brace	TB 101.6X5mm	0.82	0.80	0.02	0.00
Terraza	D26	524	Brace	TB 101.6X5mm	0.89	0.87	0.02	0.00
Terraza	D33	527	Brace	TB 101.6X5mm	0.63	0.61	0.02	0.00
Terraza	D34	528	Brace	TB 101.6X5mm	0.73	0.72	0.02	0.00

Terraza	D41	537	Brace	TB 101.6X5mm	0.55	0.54	0.01	0.00
Terraza	D42	538	Brace	TB 101.6X5mm	0.64	0.63	0.01	0.00
Terraza	D21	549	Brace	TB 101.6X5mm	0.93	0.91	0.02	0.00
Terraza	D22	550	Brace	TB 101.6X5mm	0.89	0.87	0.02	0.00
Terraza	D3	559	Brace	TB127X6	0.42	0.40	0.02	0.00
Terraza	D4	560	Brace	TB127X6	0.72	0.70	0.02	0.00
Cuarto Piso	D12	583	Brace	2G200x50x15x4	0.06	0.03	0.00	0.02
Cuarto Piso	D13	584	Brace	2G200x50x15x4	0.11	0.01	0.07	0.02
Cuarto Piso	D14	585	Brace	2G200x50x15x4	0.16	0.02	0.13	0.01
Cuarto Piso	D15	586	Brace	2G200x50x15x4	0.69	0.04	0.64	0.01
Cuarto Piso	D1	517	Brace	TB127X6	0.66	0.64	0.02	0.00
Cuarto Piso	D2	518	Brace	TB127X6	0.70	0.68	0.02	0.00
Cuarto Piso	D31	555	Brace	TB 127X8	0.87	0.85	0.01	0.00
Cuarto Piso	D32	556	Brace	TB 127X8	0.81	0.79	0.01	0.00
Cuarto Piso	D43	553	Brace	TB127X6	0.82	0.81	0.01	0.00
Cuarto Piso	D44	554	Brace	TB127X6	0.74	0.73	0.01	0.00
Cuarto Piso	D11	551	Brace	TB127X6	0.66	0.65	0.02	0.00
Cuarto Piso	D18	552	Brace	TB127X6	0.76	0.74	0.02	0.00
Cuarto Piso	D5	561	Brace	TB127X6	0.78	0.77	0.02	0.00
Cuarto Piso	D6	562	Brace	TB127X6	0.57	0.55	0.02	0.00
Tercer Piso	D12	587	Brace	2G200x50x15x4	0.04	0.02	0.01	0.01
Tercer Piso	D13	588	Brace	2G200x50x15x4	0.08	0.01	0.05	0.02
Tercer Piso	D14	589	Brace	2G200x50x15x4	0.13	0.02	0.11	0.01
Tercer Piso	D15	590	Brace	2G200x50x15x4	0.62	0.04	0.57	0.01
Tercer Piso	D25	521	Brace	TB 127X8	0.85	0.83	0.02	0.00
Tercer Piso	D26	522	Brace	TB 127X8	0.90	0.88	0.02	0.00
Tercer Piso	D33	529	Brace	TB 152.4X8mm	0.74	0.73	0.01	0.00
Tercer Piso	D34	530	Brace	TB 152.4X8mm	0.78	0.77	0.01	0.00
Tercer Piso	D41	535	Brace	TB 127X8	0.83	0.82	0.01	0.00
Tercer Piso	D42	536	Brace	TB 127X8	0.89	0.88	0.01	0.00
Tercer Piso	D21	547	Brace	TB 127X8	0.96	0.94	0.02	0.00
Tercer Piso	D22	548	Brace	TB 127X8	0.95	0.94	0.02	0.00
Tercer Piso	D3	557	Brace	TB 127X8	0.77	0.75	0.02	0.00
Tercer Piso	D4	558	Brace	TB 127X8	0.99	0.97	0.02	0.00
Segundo Piso	D12	591	Brace	2G200x50x15x4	0.09	0.04	0.03	0.02
Segundo Piso	D13	592	Brace	2G200x50x15x4	0.16	0.01	0.14	0.02
Segundo Piso	D14	593	Brace	2G200x50x15x4	0.30	0.07	0.21	0.02
Segundo Piso	D15	594	Brace	2G200x50x15x4	0.64	0.05	0.58	0.01
Segundo Piso	D1	515	Brace	TB 127X8	0.83	0.82	0.02	0.00
Segundo Piso	D2	516	Brace	TB 127X8	0.86	0.84	0.02	0.00
Segundo Piso	D31	525	Brace	TB 152.4X8mm	0.80	0.79	0.01	0.00
Segundo Piso	D32	526	Brace	TB 152.4X8mm	0.78	0.77	0.01	0.00
Segundo Piso	D43	539	Brace	TB 127X8	0.95	0.94	0.01	0.00
Segundo Piso	D44	540	Brace	TB 127X8	0.88	0.87	0.01	0.00
Segundo Piso	D11	543	Brace	TB 127X8	0.91	0.89	0.02	0.00
Segundo Piso	D18	544	Brace	TB 127X8	0.97	0.96	0.02	0.00

Segundo Piso	D5	563	Brace	TB 127X8	0.89	0.88	0.02	0.00
Segundo Piso	D6	564	Brace	TB 127X8	0.73	0.71	0.02	0.00
Primer Piso	D12	595	Brace	2G200x50x15x4	0.07	0.01	0.04	0.02
Primer Piso	D13	596	Brace	2G200x50x15x4	0.31	0.07	0.22	0.02
Primer Piso	D16	597	Brace	2G200x50x15x4	0.54	0.33	0.21	0.00
Primer Piso	D17	598	Brace	2G200x50x15x4	0.31	0.08	0.23	0.01
Primer Piso	D25	519	Brace	TB 127X8	0.98	0.97	0.02	0.00
Primer Piso	D26	520	Brace	TB 127X8	0.96	0.95	0.02	0.00
Primer Piso	D33	531	Brace	TB 152.4X8mm	0.78	0.77	0.01	0.00
Primer Piso	D34	532	Brace	TB 152.4X8mm	0.79	0.78	0.01	0.00
Primer Piso	D41	533	Brace	TB 152.4X8mm	0.73	0.72	0.01	0.00
Primer Piso	D42	534	Brace	TB 152.4X8mm	0.75	0.74	0.01	0.00
Primer Piso	D21	545	Brace	TB 152.4X8mm	0.78	0.77	0.01	0.00
Primer Piso	D22	546	Brace	TB 152.4X8mm	0.76	0.74	0.01	0.00
Primer Piso	D3	567	Brace	TB 127X8	0.88	0.86	0.02	0.00
Primer Piso	D4	568	Brace	TB 127X8	0.93	0.91	0.02	0.00

**Anexo 12: Composite Column Filled Summary**

Story	Unique Name	Design Type	Design Section	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio
Cubierta ascensor	11	Column	C20x20x4mm	0.13	0.01	0.03	0.10
Cubierta ascensor	9	Column	C20x20x4mm	0.12	0.01	0.03	0.08
Cubierta ascensor	10	Column	C20x20x4mm	0.12	0.01	0.04	0.07
Cubierta ascensor	635	Column	C20x20x4mm	0.22	0.00	0.18	0.04
Tapagrada	484	Column	C20x20x5mm	0.46	0.04	0.15	0.26
Tapagrada	485	Column	C20x20x3mm	0.20	0.03	0.10	0.07
Tapagrada	486	Column	C20x20x3mm	0.72	0.03	0.09	0.60
Tapagrada	8	Column	C20x20x4mm	0.23	0.01	0.03	0.20
Tapagrada	6	Column	C20x20x4mm	0.20	0.02	0.05	0.12
Tapagrada	7	Column	C20x20x4mm	0.22	0.01	0.02	0.19
Tapagrada	509	Column	C20x20x4mm	0.31	0.05	0.21	0.04
Tapagrada	502	Column	C20x20x5mm	0.78	0.01	0.38	0.39
Terraza	419	Column	C20x20x5mm	0.80	0.03	0.21	0.56
Terraza	420	Column	C30x20x5mm	0.37	0.06	0.19	0.12
Terraza	421	Column	C20x20x5mm	0.84	0.03	0.24	0.56
Terraza	422	Column	C20x20x5mm	0.93	0.04	0.24	0.65
Terraza	423	Column	C20x20x5mm	0.73	0.09	0.17	0.46
Terraza	424	Column	C20x20x3mm	0.34	0.05	0.21	0.07
Terraza	425	Column	C20x20x5mm	0.84	0.03	0.25	0.57
Terraza	426	Column	C20x20x3mm	0.93	0.08	0.26	0.60
Terraza	427	Column	C20x20x5mm	0.83	0.03	0.24	0.56
Terraza	428	Column	C20x20x3mm	0.65	0.24	0.25	0.16
Terraza	429	Column	C20x20x5mm	0.90	0.04	0.23	0.63
Terraza	430	Column	C20x20x3mm	0.30	0.01	0.02	0.27
Terraza	431	Column	C20x20x5mm	0.65	0.03	0.38	0.24
Terraza	432	Column	C20x20x5mm	0.64	0.02	0.45	0.17
Terraza	2	Column	C20x20x4mm	0.10	0.03	0.03	0.04
Terraza	416	Column	C20x20x3mm	0.33	0.01	0.30	0.02
Terraza	417	Column	C20x20x5mm	0.63	0.03	0.28	0.33
Terraza	418	Column	C20x20x3mm	0.88	0.02	0.32	0.54
Terraza	490	Column	C20x20x5mm	0.85	0.04	0.24	0.58
Terraza	491	Column	C30x20x5mm	0.42	0.06	0.17	0.18
Terraza	492	Column	C20x20x5mm	0.67	0.03	0.22	0.43
Terraza	16	Column	C150X150X3mm	0.00	0.00	0.00	0.00
Terraza	511	Column	C20x20x4mm	0.39	0.05	0.23	0.11
Terraza	504	Column	C20x20x5mm	0.43	0.06	0.07	0.31
Cuarto Piso	436	Column	C20x20x5mm	0.84	0.30	0.16	0.38
Cuarto Piso	437	Column	C 2C 300X200X8mm	0.51	0.24	0.16	0.11
Cuarto Piso	438	Column	C20x20x5mm	0.73	0.08	0.22	0.43
Cuarto Piso	439	Column	C20x20x5mm	0.87	0.29	0.17	0.41
Cuarto Piso	440	Column	C 2C 300X200X8mm	0.89	0.30	0.20	0.38
Cuarto Piso	441	Column	C20x20x5mm	0.55	0.35	0.16	0.04

Cuarto Piso	442	Column	C20x20x5mm	0.70	0.07	0.23	0.40
Cuarto Piso	443	Column	C20x20x6mm	0.88	0.29	0.17	0.43
Cuarto Piso	444	Column	C20x20x5mm	0.73	0.07	0.23	0.43
Cuarto Piso	445	Column	C 2C 300X200X8mm	0.56	0.26	0.18	0.12
Cuarto Piso	446	Column	C20x20x5mm	0.78	0.09	0.22	0.47
Cuarto Piso	447	Column	C20x20x5mm	0.40	0.22	0.03	0.15
Cuarto Piso	448	Column	C20x20x5mm	0.79	0.30	0.29	0.20
Cuarto Piso	449	Column	C20x20x5mm	0.56	0.05	0.36	0.15
Cuarto Piso	3	Column	C20x20x4mm	0.08	0.04	0.02	0.02
Cuarto Piso	433	Column	C20x20x5mm	0.41	0.21	0.17	0.03
Cuarto Piso	434	Column	C20x20x5mm	0.75	0.27	0.22	0.26
Cuarto Piso	435	Column	C20x20x5mm	0.56	0.04	0.19	0.33
Cuarto Piso	493	Column	C20x20x5mm	0.82	0.08	0.24	0.50
Cuarto Piso	494	Column	C 2C 300X200X8mm	0.53	0.24	0.15	0.15
Cuarto Piso	495	Column	C20x20x5mm	0.74	0.06	0.21	0.48
Cuarto Piso	15	Column	C150X150X3mm	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuarto Piso	512	Column	C20x20x3mm	0.44	0.07	0.28	0.09
Cuarto Piso	505	Column	C 2C 300X200X8mm	0.53	0.10	0.24	0.20
Tercer Piso	453	Column	C30x20x5mm	0.74	0.28	0.33	0.13
Tercer Piso	454	Column	C 2C 300X200X8mm	0.62	0.36	0.15	0.10
Tercer Piso	455	Column	C30x20x5mm	0.67	0.09	0.38	0.20
Tercer Piso	456	Column	C 2C 300X200X8mm	0.77	0.25	0.37	0.15
Tercer Piso	457	Column	C 2C 300X200X8mm	0.83	0.38	0.15	0.30
Tercer Piso	458	Column	C30x20x5mm	0.42	0.28	0.02	0.12
Tercer Piso	459	Column	C30x20x5mm	0.66	0.08	0.37	0.21
Tercer Piso	460	Column	C30x20x5mm	0.76	0.29	0.34	0.13
Tercer Piso	461	Column	C30x20x5mm	0.67	0.08	0.38	0.21
Tercer Piso	462	Column	C 2C 300X200X8mm	0.65	0.40	0.14	0.11
Tercer Piso	463	Column	C30x20x5mm	0.75	0.20	0.37	0.17
Tercer Piso	464	Column	C20x20x5mm	0.42	0.24	0.03	0.15
Tercer Piso	465	Column	C20x20x5mm	0.79	0.36	0.25	0.18
Tercer Piso	466	Column	C20x20x5mm	0.59	0.08	0.36	0.16
Tercer Piso	4	Column	C20x20x4mm	0.08	0.05	0.01	0.02
Tercer Piso	450	Column	C20x20x5mm	0.41	0.23	0.16	0.03
Tercer Piso	451	Column	C20x20x5mm	0.76	0.33	0.19	0.24
Tercer Piso	452	Column	C20x20x5mm	0.58	0.07	0.17	0.34
Tercer Piso	496	Column	C20x20x5mm	0.83	0.26	0.19	0.38
Tercer Piso	497	Column	C 2C 300X200X8mm	0.62	0.38	0.14	0.10
Tercer Piso	498	Column	C20x20x5mm	0.76	0.20	0.15	0.40
Tercer Piso	14	Column	C150X150X3mm	0.00	0.00	0.00	0.00
Tercer Piso	513	Column	C20x20x3mm	0.57	0.09	0.29	0.19
Tercer Piso	506	Column	C 2C 300X200X8mm	0.60	0.30	0.04	0.26
Segundo Piso	470	Column	C 2C 300X200X12mm	0.88	0.48	0.25	0.14
Segundo Piso	471	Column	C 2C 300X200X10mm	0.78	0.44	0.20	0.14
Segundo Piso	472	Column	C 2C 300X200X8mm	0.82	0.25	0.33	0.24
Segundo Piso	473	Column	C 2C 300X200X12mm	0.87	0.45	0.28	0.15

Segundo Piso	474	Column	C 2C 300X200X12mm	0.98	0.52	0.18	0.28
Segundo Piso	475	Column	C 2C 300X200X12mm	0.69	0.53	0.03	0.13
Segundo Piso	476	Column	C 2C 300X200X8mm	0.75	0.21	0.29	0.25
Segundo Piso	477	Column	C 2C 300X200X12mm	0.91	0.50	0.26	0.15
Segundo Piso	478	Column	C 2C 300X200X8mm	0.75	0.22	0.31	0.23
Segundo Piso	479	Column	C 2C 300X200X10mm	0.80	0.49	0.18	0.13
Segundo Piso	480	Column	C 2C 300X200X8mm	0.84	0.27	0.35	0.22
Segundo Piso	481	Column	C20x20x6mm	0.73	0.54	0.03	0.16
Segundo Piso	482	Column	C 2C 300X200X10mm	0.91	0.50	0.22	0.19
Segundo Piso	483	Column	C20x20x6mm	0.59	0.10	0.32	0.17
Segundo Piso	5	Column	C20x20x4mm	0.12	0.06	0.03	0.04
Segundo Piso	467	Column	C20x20x6mm	0.72	0.52	0.03	0.17
Segundo Piso	468	Column	C 2C 300X200X10mm	0.87	0.46	0.20	0.21
Segundo Piso	469	Column	C20x20x6mm	0.59	0.09	0.31	0.19
Segundo Piso	499	Column	C 2C 300X200X8mm	0.90	0.25	0.40	0.25
Segundo Piso	500	Column	C 2C 300X200X10mm	0.77	0.46	0.18	0.13
Segundo Piso	501	Column	C 2C 300X200X8mm	0.83	0.21	0.41	0.21
Segundo Piso	13	Column	C150X150X3mm	0.00	0.00	0.00	0.00
Segundo Piso	514	Column	C20x20x3mm	0.83	0.20	0.32	0.31
Segundo Piso	507	Column	C 2C 300X200X10mm	0.82	0.36	0.20	0.26
Primer Piso	403	Column	C 2C 300X200X12mm	0.85	0.53	0.19	0.14
Primer Piso	404	Column	C 2C 300X200X12mm	0.82	0.51	0.19	0.11
Primer Piso	405	Column	C 2C 300X200X12mm	0.63	0.25	0.21	0.17
Primer Piso	406	Column	C 2C 300X200X12mm	0.84	0.49	0.20	0.14
Primer Piso	407	Column	C 2C 300X240X12mm	0.92	0.52	0.20	0.20
Primer Piso	508	Column	C 2C 300X200X12mm	0.78	0.54	0.10	0.14
Primer Piso	408	Column	C 2C 300X200X12mm	0.58	0.21	0.20	0.17
Primer Piso	409	Column	C 2C 300X200X12mm	0.89	0.53	0.22	0.14
Primer Piso	410	Column	C 2C 300X300X10mm	0.61	0.09	0.25	0.26
Primer Piso	411	Column	C 2C 300X300X10mm	0.86	0.47	0.21	0.18
Primer Piso	412	Column	C 2C 300X300X10mm	0.70	0.23	0.25	0.23
Primer Piso	413	Column	C 2C 300X200X12mm	0.61	0.34	0.12	0.15
Primer Piso	414	Column	C 2C 300X200X12mm	0.82	0.48	0.19	0.15
Primer Piso	415	Column	C 2C 300X200X12mm	0.50	0.08	0.26	0.17
Primer Piso	1	Column	C20x20x4mm	0.13	0.07	0.03	0.04
Primer Piso	400	Column	C 2C 300X200X12mm	0.58	0.33	0.10	0.15
Primer Piso	401	Column	C 2C 300X200X12mm	0.76	0.45	0.16	0.15
Primer Piso	402	Column	C 2C 300X200X12mm	0.48	0.07	0.23	0.17
Primer Piso	487	Column	C 2C 300X200X12mm	0.62	0.26	0.20	0.16
Primer Piso	488	Column	C 2C 300X300X10mm	0.82	0.45	0.21	0.16
Primer Piso	489	Column	C 2C 300X200X12mm	0.59	0.23	0.20	0.16
Primer Piso	12	Column	C150X150X3mm	0.00	0.00	0.00	0.00
Primer Piso	510	Column	C20x20x3mm	0.88	0.24	0.30	0.35
Primer Piso	503	Column	C 2C 300X200X12mm	0.91	0.42	0.21	0.28