



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis de edificaciones de baja altura con elementos estructurales de acero
de lamina delgada doblada en frío en zonas de alta sismicidad**

**MONTAÑO SARANGO SALENA SCARLET
INGENIERA CIVIL**

**ORDOÑEZ SOLANO ALEXANDER ISRAEL
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis de edificaciones de baja altura con elementos estructurales
de acero de lamina delgada doblada en frío en zonas de alta
sismicidad**

**MONTAÑO SARANGO SALENA SCARLET
INGENIERA CIVIL**

**ORDOÑEZ SOLANO ALEXANDER ISRAEL
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Análisis de edificaciones de baja altura con elementos
estructurales de acero de lamina delgada doblada en frío en zonas
de alta sismicidad**

**MONTAÑO SARANGO SALENA SCARLET
INGENIERA CIVIL**

**ORDOÑEZ SOLANO ALEXANDER ISRAEL
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2025**



MONTAÑO-ORDOÑEZ

8%
Textos sospechosos



4% Similitudes
0% similitudes entre comillas
< 1% entre las fuentes mencionadas
5% Idiomas no reconocidos

Nombre del documento: MONTAÑO-ORDOÑEZ.pdf
ID del documento: 0eb5d887b3db44c5017651016c56e5215d676d9e
Tamaño del documento original: 5,32 MB

Depositante: JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ
Fecha de depósito: 31/7/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 31/7/2025

Número de palabras: 38.817
Número de caracteres: 264.170

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	RIOS-ARCOS.pdf RIOS-ARCOS #75c8ec Viene de de mi biblioteca 44 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (660 palabras)
2	cicp-ec.com https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_Sismico.pdf 34 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (537 palabras)
3	Documento de otro usuario #2c06bc Viene de de otro grupo 34 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (536 palabras)
4	TESIS DE TITULACIÓN - Espinoza Randy - 10mo. A.docx TESIS DE TITUL... #f7c404 Viene de de mi grupo 32 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (424 palabras)
5	hdl.handle.net Análisis comparativo del comportamiento estructural basado en... https://hdl.handle.net/20.500.12692/31792 33 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (407 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.usfq.edu.ec https://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/13978/1/216094.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
2	repositorio.utmachala.edu.ec Comparar El Diseño Estructural De Viviendas M... http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/8022/3/TTUAIC_2016_IC_CD0044.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
3	online.portoviejo.gob.ec https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec10.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
4	doi.org Earthquake Response of Cold-Formed Steel-Based Building Systems: An ... https://doi.org/10.3390/buildings9110228	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)
5	doi.org https://doi.org/10.54753/cedamaz.v12i1.1320	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1	https://doi.org/10.17482/uumfd.798136
2	https://doi.org/10.24237/djes.2022.15207
3	https://doi.org/10.30765/er.1428
4	https://doi.org/10.1002/stco.202100002
5	https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

Los que suscriben, **Alexander Israel Ordoñez Solano** y **Salena Scarlet Montaña Sarango**, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado **Análisis de edificaciones de baja altura con elementos estructurales de acero de lámina delgada doblada en frío en zonas de alta sismicidad**, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

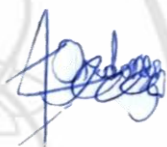
Los autores declaran que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

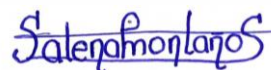
Los autores como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 01 de agosto del 2025



Alexander Israel Ordoñez Solano
0705696698



Salena Scarlet Montaña Sarango
1105003154

DEDICATORIA

A quienes han sido parte esencial de este logro, dedico este trabajo a:

A mi madre, Rosa Eriselda Ordoñez Solano, por ser mi inspiración constante y un ejemplo de fortaleza y perseverancia. A mi querida hermana, Estephany Nicol Ramón Ordoñez, por brindarme siempre su amor incondicional, su apoyo y su motivación para seguir adelante. Y a mi compañera de vida, Jennifer Anabelle Chacha Moreno, por estar a mi lado en cada momento, por su amor inquebrantable y apoyo constante en cada paso que doy, tú presencia ha sido un pilar fundamental en esta etapa de mi vida, y este logro también es para ti.

Y cómo no mencionar a mi mascota Zeus, fiel compañero de días largos y noches de desvelo, que con su lealtad silenciosa y compañía incondicional me brindó consuelo y alegría cuando más lo necesitaba.

Este trabajo representa el fruto del esfuerzo compartido, del amor recibido y del respaldo incondicional de quienes han creído en mí para alcanzar esta meta.

Alexander Israel Ordoñez Solano

A quienes han sido parte esencial de este logro, dedico este trabajo a:

A mis padres, Rodrigo Montaña y Lorgia Sarango, quienes, con su fortaleza emocional, constante sacrificio y arduas horas de trabajo, me han brindado un apoyo incondicional a lo largo de todo mi proceso académico. A mi hermano, Russell Montaña, quien ha sido mi pilar emocional y motivacional, acompañándome con un amor inmenso y genuino en cada etapa de este proceso. Y a mi compañero de vida, Jordy Román (mi bartolito), por acompañarme con paciencia en cada noche de desvelo, brindándome su amor y su apoyo incondicional.

A mi Meguitan, mi mascota, quien me ha acompañado en todas mis vacaciones. Juntas hemos compartido momentos muy amenos, llenos de alegría. Finalmente, dedico todo mi proceso académico a mí misma, por el esfuerzo y la determinación que me llevaron a culminar este proyecto con orgullo y responsabilidad.

Salena Scarlet Montaña Sarango

AGRADECIMIENTO

Agradezco con profundo orgullo y sincera gratitud a todos quienes hicieron posible el cumplimiento de esta meta personal y profesional, reflejada en la culminación de este trabajo de titulación.

En primer lugar, agradezco a Dios, por iluminar mi camino, darme la sabiduría necesaria y la fortaleza para perseverar a lo largo de este proceso académico.

A mi familia y pareja, por su apoyo constante y su presencia constante en cada etapa de mi vida. Y a cada uno de mis amigos, quienes estuvieron conmigo tanto en los inicios como en los momentos finales de esta carrera y por compartir este camino conmigo.

Al Ing. José Luis Ordoñez Fernández, tutor de este trabajo, por su valiosa orientación, la cual fue clave para el desarrollo de este proyecto.

Y cómo no mencionar a Spider-Man, símbolo de lucha, responsabilidad y superación. A pesar de ser un personaje ficticio, su historia ha sido una fuente de inspiración constante para mí. Gracias por recordarme que, incluso en los momentos más difíciles, “un gran poder conlleva una gran responsabilidad”, y que el heroísmo no siempre lleva capa, sino convicción.

Alexander Israel Ordoñez Solano

Agradezco a mi familia y pareja por su constante apoyo y amor incondicional; a mis docentes, quienes me transmitieron sus conocimientos, cuyas enseñanzas han sido fundamentales para mi formación profesional; y a mis amigos, con quienes he compartido todo este proceso académico.

Al Ing. José Luis Ordoñez Fernández, tutor de este trabajo, por su orientación, que fue fundamental para el desarrollo de este proyecto.

Salena Scarlet Montaña Sarango

RESUMEN

Ecuador, al estar ubicado dentro del cinturón de fuego del Pacífico, está expuesto a una alta amenaza sísmica. La ciudad de Machala, por su ubicación geográfica, se encuentra entre las zonas más vulnerables del país. En este contexto, las edificaciones de baja altura construidas con acero de lámina delgada doblada en frío han ganado relevancia por su ligereza, economía y facilidad de montaje. No obstante, su uso en zonas de alta sismicidad plantea importantes retos en cuanto a su desempeño estructural.

El reducido espesor de los perfiles empleados, junto con la ausencia de normativas ecuatorianas específicas para el diseño de este tipo de estructuras, conlleva una baja rigidez y un comportamiento dinámico flexible, lo que incrementa las derivas de piso y los periodos de vibración, comprometiendo la estabilidad frente a movimientos sísmicos severos.

El presente trabajo se enfoca en el análisis estructural de una edificación de baja altura construida con acero de lámina delgada doblada en frío, ubicada en la ciudad de Machala. Mediante herramientas de simulación numérica, se modeló la estructura considerando las condiciones geométricas, cargas gravitacionales y sísmicas definidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). A partir de los resultados obtenidos en los análisis estáticos y dinámicos, se identificó la necesidad de implementar medidas de reforzamiento.

Como solución, se incorporaron muros estructurales de hormigón armado ubicados estratégicamente, lo que permitió reducir significativamente las derivas de piso, disminuir los periodos de vibración y mejorar la rigidez general del sistema. Con ello, se logró un comportamiento estructural más adecuado frente a eventos sísmicos, cumpliendo con los parámetros establecidos por la normativa.

Palabras clave: Acero conformado en frío, análisis sísmico, derivas de piso, muros de refuerzo, zonas de alta sismicidad.

ABSTRACT

Ecuador, located within the Pacific Ring of Fire, is exposed to a high seismic threat. The city of Machala, due to its geographical location, is among the most vulnerable areas in the country. In this context, low-rise buildings constructed with cold-formed thin-gauge steel have gained prominence due to their lightness, cost-effectiveness, and ease of assembly. However, their use in areas of high seismicity poses significant challenges in terms of structural performance.

The reduced thickness of the profiles used, together with the absence of specific Ecuadorian regulations for the design of this type of structure, leads to low rigidity and flexible dynamic behavior, which increases floor drifts and vibration periods, compromising stability in the face of severe seismic movements.

This paper focuses on the structural analysis of a low-rise building constructed with cold-formed thin-gauge steel, located in the city of Machala. Using numerical simulation tools, the structure was modeled considering the geometric conditions, gravitational and seismic loads defined by the Ecuadorian Construction Standard (NEC). Based on the results obtained in the static and dynamic analyses, the need to implement reinforcement measures was identified.

As a solution, strategically located reinforced concrete structural walls were incorporated, which significantly reduced floor drifts, decreased vibration periods, and improved the overall stiffness of the system. This resulted in more adequate structural behavior in the event of seismic events, complying with the parameters established by the regulations.

Keywords: Cold-formed steel, seismic analysis, floor drifts, reinforcement walls, high seismicity zones.

ÍNDICE

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN	4
ABSTRACT.....	5
INTRODUCCIÓN	15
Importancia del tema.....	15
Actualidad de la problemática.....	16
Estructura del trabajo	16
1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	18
1.1. Antecedentes	18
1.1.1. Datos de población.....	18
1.1.2. Amenaza sísmica	18
1.1.3. AISI S100-16 (2020) wS3-22: Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío, edición 2016 (reafirmada en 2020) con suplemento 3	21
1.2. Descripción de la Situación problémica.....	22
1.3. Formulación del problema	23
1.4. Delimitación del objeto de estudio.....	24
1.5. Justificación.....	24
1.6. Objetivos	25
1.6.1. Objetivo general	25
1.6.2. Objetivos específicos	25
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	26
2.1. Antecedentes contextuales	26
2.1.1. Macro.....	26
2.1.2. Meso.....	28
2.1.3. Micro.....	29
2.2. Antecedentes conceptuales.....	30
2.2.1. Respuesta sísmica y modelación de estructuras CFS	30
2.2.2. Factores que influyen en el desempeño estructural del CFS	31
2.2.3. Muros portantes	31
2.2.4. Amenaza Sísmica.....	31
2.2.5. Sistemas duales (MRF & Muros de corte).....	32

2.2.6.	Grado de vulnerabilidad sísmica.....	32
2.2.7.	Eficiencia de las conexiones empalmadas en estructuras de acero	32
2.2.8.	Uso de placas de refuerzo en conexiones viga-columnas.....	33
2.2.9.	Importancia del comportamiento momento-rotación en conexiones CFS	33
2.2.10.	Desempeño estructural de vigas bajo pandeo local	33
2.2.11.	Análisis del comportamiento de conexiones atornilladas en CFS	34
2.2.12.	Innovación en conexiones median brackets angulares	34
2.2.13.	Diseño sísmico de conexiones atornilladas para marcos de momento	34
2.2.14.	Ventajas de conexiones semi-rígidas	35
2.2.15.	Rigidez de las conexiones en cerchas	35
2.2.16.	Distribución de tornillos en uniones de vigas.....	35
2.2.17.	Pandeo en columnas de acero delgado	36
2.2.18.	Resistencia de vigas reforzadas	36
2.2.19.	Protección contra la corrosión en acero delgado.	36
2.3	Antecedentes referenciales.....	37
3.	CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	39
3.1.	Modalidad básica de la investigación	39
3.2.	Tipo de investigación	39
3.2.1	Documental.....	39
3.2.2	Descriptivo.....	40
3.2.3	Experimental.....	40
3.3.	Objeto de estudio.....	41
3.4.	Descripción de la población y muestra	41
3.5.	Métodos teóricos con materiales utilizados	41
3.5.1	Vista en Planta-Edificio Acero Estructural.....	41
3.5.2	Vista en Planta-Edificio Acero lámina delgada doblado en frío	43
3.5.3	Especificaciones técnicas del modelo del edificio de acero estructural ...	45
3.5.4	Especificaciones técnicas del modelo del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío	45
3.5.5	Características y detalles de las dimensiones de los elementos.....	45
3.5.6	Detalles de la configuración en elevación	49
3.5.7	Distribución de cargas La distribución de las cargas que serán empleadas tanto para cargas vivas como para sobrecarga se las detalla a continuación:	49
3.5.8	Modelación	51

3.5.8.1	Definición del material	51
3.5.8.1.1	Hormigón.....	51
3.5.8.2	Definición de columnas y vigas.....	52
3.5.8.3	Losa.....	52
3.5.8.4	Definición de los patrones de carga.....	53
3.5.8.5	Definición de los casos de carga.....	54
3.5.8.6	Cargas de diseño	56
3.5.8.6.1	Combinaciones de carga	56
3.5.8.7	Asignación de Carga Viva y Carga Muerta	56
3.5.8.8	Diafragmas Se definieron cinco diafragmas, correspondientes a cada uno de los pisos analizados y de la caseta.	57
3.5.8.9	Modelado 3D del edificio de Acero Estructural	57
3.5.9	Análisis dinámico espectral	60
3.5.10	Espectro de diseño inelástico.....	63
3.5.11	Categoría de Importancia.....	63
3.5.12	Limites Permisibles de las derivas de los pisos	64
3.5.13	Regularidad y configuración estructural.....	65
3.5.13.1	Configuración estructural.....	65
3.5.13.2	Regularidad en planta y elevación	66
3.5.13.2.1	Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P	68
3.5.13.2.2	Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E	69
3.5.14	Coeficiente de resistencia sísmica	70
3.5.15	Cortante basal de diseño (V).....	71
3.5.16	Determinación del período de vibración T - Método 1.....	71
3.5.17	Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM). .	72
3.5.18	Modelación de Muros Estructurales	73
3.5.18.1	Ubicación de Muros	73
3.5.18.2	Definición de Muros	74
4.	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	76
4.1.	Análisis e Interpretación de Resultados.....	76
4.2.	Análisis sísmico	76
4.3.	Cálculo del esfuerzo medio transmitido al suelo (presión de contacto)	77
4.4.	Resultados del edificio de acero estructural	78
4.4.1.	Periodo fundamental y masa participativa	78

4.4.2.Verificación de periodo.....	79
4.5.Resultados del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío	80
4.5.1.Periodo fundamental y masa participativa	80
4.5.2.Revisión de ajuste de cortante basal.....	80
4.5.3.Derivas de Piso.....	81
4.5.3.1.Derivas de Piso Eje A	81
4.5.3.2.Derivas de Piso Eje B	83
4.5.3.3.Derivas de Piso Eje C	85
4.5.3.4.Derivas de Piso Eje D	86
4.5.3.5.Derivas de Piso Eje E	88
4.5.3.6.Derivas de Piso Eje F.....	89
4.5.3.7.Derivas de Piso Eje G	91
4.5.3.8.Derivas de Piso Eje H.....	92
4.5.3.9.Resumen de derivas de piso.....	93
4.6.1.Periodo fundamental y masa participativa.....	96
4.6.2.Revisión de ajuste de cortante basal	97
4.6.3.Derivas de piso	98
4.6.3.1.Derivas de Piso Eje A	98
4.6.3.2.Derivas de Piso Eje B	99
4.6.3.3.Derivas de Piso Eje C	101
4.6.3.4.Derivas de Piso Eje D	102
4.6.3.5.Derivas de Piso Eje E	104
4.6.3.6.Derivas de Piso Eje F.....	105
4.6.3.7.Derivas de Piso Eje G	107
4.6.3.8.Derivas de Piso Eje H.....	108
4.6.3.9.Resumen de derivas de piso.....	110
4.7.Gráfica de derivas de piso máximas en dirección “X” y “Y” del edificio de acero de lámina delgada (sin muros).	111
4.8.Gráfica de derivas de piso máximas en dirección “X” y “Y” del edificio de acero de lámina delgada (con muros).	112
4.9.Revisión de compacidad en Alma y Patín	114
4.10.Cálculo del Diseño de Vigas para relación Demanda/Capacidad.....	114
4.10.1. Relación Demanda/Capacidad en dirección “X”	116

4.10.2. Relación Demanda/Capacidad en dirección “X”	116
4.11 Cálculo del Diseño de Columnas para relación Demanda/Capacidad.....	116
5. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	123
5.1.Conclusiones	123
5.2.Recomendaciones.....	125
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126

Índice de tablas

Tabla 1: Proyección de la población del cantón Machala	18
Tabla 2: Afectados a nivel provincial del sismo registrado el 18 de marzo en el golfo de Guayaquil, cubre el período desde las 12:12 del 18/03/2023 hasta las 15:00 del 14/04/2023.	20
Tabla 3: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada	21
Tabla 4: Distribución de las cargas utilizadas en los pisos del edificio de acero estructural	49
Tabla 5: Distribución de las cargas utilizadas en los pisos del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío.....	50
Tabla 6: Distribución de las cargas utilizadas en la caseta.....	50
Tabla 7: Distribución de las cargas utilizadas en los peldaños.....	50
Tabla 8: Distribución de las cargas utilizadas en la escalera.....	50
Tabla 9: Perfil de suelo Tipo E.....	60
Tabla 10: Tipos de suelo y Factores de sitio F_a	60
Tabla 11: Tipos de suelo y Factores de sitio F_d	61
Tabla 12: Tipos de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ...	61
Tabla 13: Coeficiente de importancia.....	63
Tabla 14: Derivas máximas elásticas.....	64
Tabla 15: Configuraciones estructurales recomendadas.....	65
Tabla 16: Configuraciones estructurales no recomendadas.....	65
Tabla 17: Coeficientes de irregularidad en planta	67
Tabla 18: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	68
Tabla 19: Coeficiente de resistencia sísmica	70
Tabla 20: Coeficientes C_t y α	72
Tabla 21: Coeficientes de Espectro de diseño elástico	76
Tabla 22: Coeficientes de Espectro de diseño inelástico.....	77
Tabla 23: Esfuerzo.....	78
Tabla 24: Periodo fundamental y masa participativa	78
Tabla 25: Periodo Teórico	79
Tabla 26: Periodo fundamental y masa participativa	80
Tabla 27: Ajuste de cortante basal.....	81
Tabla 28: Factor de ajuste.....	81

Tabla 29: Aplicación de ajuste de cortante basal.....	81
Tabla 30: Control de derivas de A	82
Tabla 31: Control de derivas de B	83
Tabla 32: Control de derivas de C	85
Tabla 33: Control de derivas de D	86
Tabla 34: Control de derivas de E	88
Tabla 35: Control de derivas de F.....	89
Tabla 36: Control de derivas de G	91
Tabla 37: Control de derivas de H.....	92
Tabla 38: Resumen de derivas de piso (Edificio de acero de lámina delgada sin muros)	94
Tabla 39: Periodo fundamental y masa participativa	96
Tabla 40: Ajuste de cortante basal.....	97
Tabla 41: Factor de ajuste.....	97
Tabla 42: Aplicación de ajuste de cortante basal.....	98
Tabla 43: Control de derivas de A	98
Tabla 44: Control de derivas de B	99
Tabla 45: Control de derivas de C	101
Tabla 46: Control de derivas de D	102
Tabla 47: Control de derivas de E	104
Tabla 48: Control de derivas de F.....	105
Tabla 49: Control de derivas de G	107
Tabla 50: Control de derivas de H.....	108
Tabla 51: Resumen de derivas de piso (Edificio de acero de lámina delgada sin muros)	110
Tabla 52: Revisión de compacidad en Alma y Patín.....	114
Tabla 53: Datos de la sección para viga	114
Tabla 54: Datos de la sección para columna	116
Tabla 55: Cálculo de λ de control.....	119
Tabla 56: Factores de ajuste de imperfecciones del ancho efectivo, c_1 y c_2	120

Índice de ilustraciones

Ilustración 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	20
Ilustración 2: Árbol de causa y efecto.....	22
Ilustración 3: Zona de estudio.....	24
Ilustración 4: Vista en planta (Tres losas).....	42
Ilustración 5: Vista en planta (Losa Mezzanine)	42
Ilustración 6: Vista en planta (Tres losas).....	43
Ilustración 7: Vista en planta (Losa Mezzanine)	44
Ilustración 8: Detalle de columnas de acero	45
Ilustración 9: Detalle de vigas de acero	46
Ilustración 10: Detalle de vigas de acero	46
Ilustración 11: Detalle de nervios de acero	47
Ilustración 12: Detalle de columnas (Lámina delgada doblada en frío)	48
Ilustración 13: Detalle de vigas (Lámina delgada doblada en frío)	48
Ilustración 14: Detalle de nervios de acero	49
Ilustración 15: Definición de material	51
Ilustración 16: Definición de material	51
Ilustración 17: Definición de losa	52
Ilustración 18: Patrones de carga	53
Ilustración 19: Patrón de carga sísmica en “X”	53
Ilustración 20: Patrón de carga sísmica en “Y”	54
Ilustración 21: Definición de los casos de carga.....	54
Ilustración 22: Definición de los casos de carga (SX_D)	55
Ilustración 23: Definición de los casos de carga (SY_D)	55
Ilustración 24: Asignación de cargas	57
Ilustración 25: Definición de diafragmas.....	57
Ilustración 26: Modelado 3D del edificio de Acero Estructural sin losas	58
Ilustración 27: Modelado 3D del edificio de Acero Estructural con losas	58
Ilustración 28: Modelado 3D del edificio de Acero de lámina delgada sin losas	59
Ilustración 29: Modelado 3D del edificio de Acero de lámina delgada con losas.....	59
Ilustración 30: Espectro sísmico elástico de aceleraciones.....	62
Ilustración 31: Ubicación de muros	73
Ilustración 32: Propiedades del muro.....	74

Ilustración 33: Inercia agrietada muro	74
Ilustración 34: Modelo 3D con muros en edificio de acero de lámina delgada.....	75
Ilustración 35: Modelo 3D con muros y losas en edificio de acero de lámina delgada	75
Ilustración 36: Espectro de diseño en aceleración de Machala.....	77
Ilustración 37: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje X.....	112
Ilustración 38: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje Y	112
Ilustración 39: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje X.....	113
Ilustración 40: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje Y	113

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

La ciudad de Machala, ubicada en la provincia de El Oro, Ecuador, es una región caracterizada por su constante desarrollo urbano y su ubicación en una de las zonas de alta actividad sísmica del país. Este contexto geográfico exige que las edificaciones cumplan con los criterios y métodos de diseño especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), capítulo de Peligro Sísmico, que establece un conjunto de requisitos mínimos para el diseño de estructuras de edificación capaces de resistir los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014).

En los últimos años, Ecuador ha experimentado un notable crecimiento en la construcción de edificaciones de acero estructural, en el ámbito del diseño, la construcción y el montaje de estructuras. Su uso es cada vez más habitual, gracias a sus destacadas propiedades mecánicas que garantizan resistencia y durabilidad. Además, este material no solo ofrece beneficios técnicos, sino que también resulta una opción económica (Aguirre Sosapanta & Figueroa Bernal, 2008).

Las estructuras de acero formado en frío Cold Formed Steel (CFS) han ganado popularidad en el ámbito de la construcción debido a los numerosos beneficios que ofrecen, especialmente para edificaciones de baja y mediana altura. Este tipo de estructura destaca por su capacidad de crear edificaciones livianas, altamente duraderas y con una notable ductilidad. Además, representa una alternativa rentable, ya que permite reducir costos, particularmente en proyectos que emplean conjuntos prefabricados, optimizando así tanto el tiempo como los recursos durante su instalación (Singh et al., 2022). El uso de acero de lámina delgada doblada en frío en la construcción de edificaciones de baja altura ha ganado relevancia debido a sus ventajas, como la alta relación carga-peso, flexibilidad en el diseño, y facilidad de fabricación (Kanthasamy et al., 2022). Sin embargo, a pesar de sus beneficios, es fundamental evaluar su desempeño frente a cargas sísmicas, especialmente en zonas de alta actividad sísmica como Machala.

Este estudio se enfoca en el análisis de edificaciones de baja altura construidas con acero de lámina delgada doblada en frío, con el objetivo de identificar las vulnerabilidades estructurales más críticas, que puedan comprometer su estabilidad ante eventos sísmicos.

A partir de este análisis, se propondrán alternativas técnicas que optimicen el diseño estructural de estas edificaciones, asegurando que cumplan con las normativas vigentes y respondan a las necesidades específicas de la región.

Actualidad de la problemática

En el contexto de la construcción de edificaciones de acero en zonas sísmicas, como es el caso de nuestro país, uno de los principales problemas radica en la falta de normativas ecuatorianas específicas para edificaciones de acero conformado en frío, lo que impide garantizar que estas construcciones sean seguras en caso de un evento sísmico.

La falta de un diseño sismoresistente adecuado, sumada a la insuficiencia de normativas que orienten a los ingenieros en la elección de materiales y técnicas constructivas, impide el desarrollo de edificaciones que puedan resistir de manera efectiva la intensidad de los sismos. Como resultado, las vulnerabilidades de las edificaciones aumentan, especialmente en áreas con alta actividad sísmica. Los elementos estructurales de acero de lámina delgada doblada en frío, en caso de no ser diseñados correctamente, pueden afectar la funcionalidad de la estructura, esto se debe a que, dado al reducido espesor de los elementos de acero formado en frío (CFS), comúnmente conocidos como acero de calibre ligero, son componentes que suelen ser propensos al pandeo y a inestabilidades de pandeo local cuando están sometidos a cargas de compresión axial (Rouaz et al., 2024).

Estructura del trabajo

El presente trabajo de titulación se organiza en cinco capítulos, los cuales abordan de manera progresiva el análisis de edificaciones de baja altura construidas con elementos de acero de lámina delgada doblada en frío, enfocándose especialmente en zonas de alta sismicidad como la ciudad de Machala.

En el Capítulo I se plantea el problema de investigación, incluyendo sus antecedentes, causas y efectos. Se analiza el contexto de amenaza sísmica tanto a nivel nacional como local, así como las limitaciones actuales del diseño estructural en edificaciones con acero conformado en frío. Además, se establece la delimitación del objeto de estudio, la justificación de la investigación y se formulan los objetivos general y específicos que orientan el desarrollo del proyecto.

El Capítulo II desarrolla el marco teórico que sustenta el estudio, se incluyen antecedentes a nivel macro, meso y micro, así como los fundamentos conceptuales y técnicos relacionados con el comportamiento sísmico de estructuras con acero CFS. También se detallan definiciones clave, normas aplicables y estudios previos que aportan una base sólida al análisis estructural.

En el Capítulo III se describe la metodología aplicada en la investigación, se especifica el tipo y enfoque de investigación, los métodos empleados y las herramientas técnicas aplicadas. Además, se desarrolla el proceso de modelación estructural, que contempla la configuración del edificio y la aplicación de cargas sísmicas mediante simulaciones estructurales, con el objetivo de analizar su comportamiento dinámico y estructural conforme a la normativa vigente.

El Capítulo IV expone el análisis de los resultados obtenidos a partir de la simulación estructural. Se evalúan aspectos como derivas de piso, periodos de vibración, cortantes basales y desempeño estructural. A partir de estos resultados, se plantean alternativas técnicas que permitan optimizar el diseño estructural mejorando su capacidad sísmica y funcionalidad.

Finalmente, el Capítulo V presenta las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de la metodología desarrollado en el estudio. En este capítulo se sintetizan de manera clara y ordenada los hallazgos más relevantes obtenidos durante ambas etapas de simulación, permitiendo una mejor comprensión de los resultados alcanzados. A partir de estos resultados, se confirma el cumplimiento de los objetivos planteados inicialmente para este trabajo, aportando un marco sólido para futuras investigaciones o aplicaciones prácticas relacionadas con el tema tratado.

1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Antecedentes

1.1.1. Datos de población La población del Cantón Machala perteneciente a la provincia de El Oro, de acuerdo con el Censo de Población y Vivienda 2010, existían 245.972 habitantes, de las cuales el 40,4% son hombres y el 41,5% son mujeres, evidenciando una ligera diferencia de la cantidad de mujeres sobre hombres. Según la INEC 2022, existían 306.309 habitantes. Mediante el método Aritmético o Lineal se estima una proyección de la población de la Ciudad de Machala de 321.393 habitantes aproximadamente.

Tabla 1: Proyección de la población del cantón Machala

Método aritmético o lineal					
Parroquias		Población	Población	Tasa de crecimiento	Proyección
Urbana	Rural	2010	2022	aritmética	futura 2025
Machala		241606	301771	5013,750	316812
	El Retiro	4366	4538	14,333	4581
Total		245972	306309	5028,083	321393

Fuente: Elaboración propia

1.1.2. Amenaza sísmica Ecuador se encuentra en una zona de alta sismicidad, según la NEC_SE_DS (peligro sísmico), debido a su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico, donde la interacción entre la placa Nazca y la placa Sudamericana genera un fenómeno de subducción, con la placa Nazca introduciéndose bajo la Sudamericana. Esta situación ha resultado en un extenso historial de eventos sísmicos en el país, siendo el más reciente el ocurrido el 18 de marzo de 2023 en Balao, Guayas. Según la secretaría de Gestión de Riesgos la Provincia de El Oro fue una de las más afectadas, sumando a 12 fallecidos (10 pertenecientes a la Ciudad de Machala). Este evento destacó la preocupación de la población debido a la imprevisibilidad de los terremotos, los cuales ocasionan graves daños estructurales y pérdidas humanas. Ante este panorama, existen estrategias para reducir los daños en las estructuras y proteger vidas. La NEC_SE_DS (peligro sísmico) establece requerimientos mínimos que deben considerarse al diseñar edificaciones, contribuyendo a mitigar los riesgos asociados a estos fenómenos.

Ecuador, a pesar de los desafíos, continúa avanzando en el sector de la construcción, incorporando progresivamente nuevos sistemas constructivos. Uno de estos sistemas es

el uso de acero estructural, que se ha consolidado como una alternativa viable en el país. Esta opción está reemplazando gradualmente a la construcción tradicional de hormigón armado, ya que el acero es un material con una alta resistencia específica, es decir, resistencia en relación con su peso. Esto permite diseñar elementos estructurales con secciones transversales más reducidas, lo que facilita, por ejemplo, la construcción de estructuras con amplias luces y gran diafanidad en los pisos, además de columnas más esbeltas (Dutha Yanza, 2020).

Las edificaciones construidas con elementos de acero conformados en frío (CFS), han experimentado un crecimiento significativo a nivel mundial, este método constructivo se ha consolidado como una alternativa viable frente al uso de acero laminado en caliente Hot Rolled Steel (HRS). “El uso de acero conformado en frío en el diseño de edificaciones ha aumentado por sus numerosas ventajas. Sin embargo, existen pocos estudios sobre su comportamiento frente a cargas, especialmente en comparación con las estructuras de acero laminado en caliente” (Țăranu et al., 2019). “Debido a sus numerosas ventajas, como los bajos costos de fabricación, mantenimiento, durabilidad, ductilidad y resistencia a la corrosión, la estructura de acero conformado en frío (CFS) se convirtió en una opción popular en estructuras de baja y media altura” (Singh et al., 2024). Sin embargo, en zonas de alta sismicidad, el uso de acero de lámina delgada plantea desafíos significativos en términos de comportamiento estructural, seguridad y limitaciones en la adaptación de normativas y prácticas constructivas a las características específicas de este material, lo que incrementa la vulnerabilidad de las edificaciones.

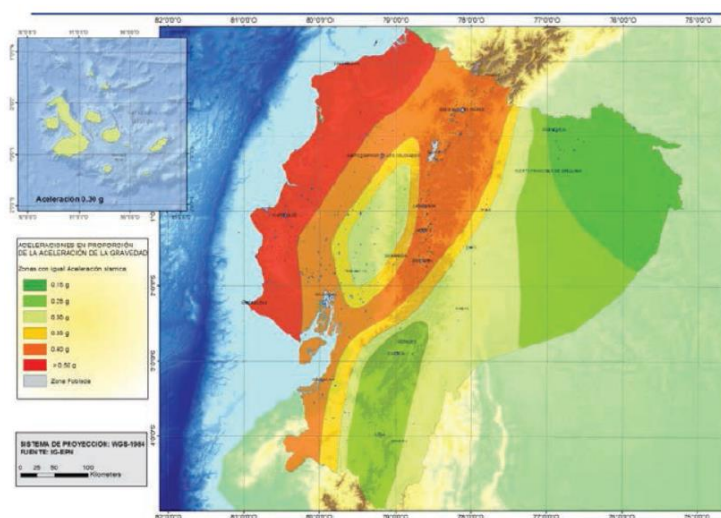
Las edificaciones de baja altura, comprendidas típicamente entre 1 y 3 niveles, son ampliamente utilizadas en áreas urbanas y rurales debido a su simplicidad constructiva, accesibilidad económica y rapidez de ejecución. Sin embargo, en zonas de alta sismicidad, estas estructuras enfrentan desafíos significativos si no se diseñan y construyen bajo criterios sismorresistentes adecuados. En muchos casos, la búsqueda de soluciones económicas puede derivar en el uso de materiales y diseños que no cumplen con los requisitos esenciales de seguridad sísmica, incrementando la vulnerabilidad de las edificaciones frente a eventos sísmicos. Este análisis busca contribuir al entendimiento del comportamiento estructural de estos sistemas constructivos, identificando sus fortalezas y limitaciones para mejorar la seguridad y desempeño en condiciones críticas.

Tabla 2: Afectados a nivel provincial del sismo registrado el 18 de marzo en el golfo de Guayaquil, cubre el período desde las 12:12 del 18/03/2023 hasta las 15:00 del 14/04/2023.

El Oro	
No. Evento	12
Fallecidos	12
Heridos	433
Personas Impactadas	2607
Familias Afectadas	537
Familias Damnificadas	190
Viviendas Afectadas	546
Viviendas Destruídas	173
Establecimientos Educativos	63
Centros de Salud Afectados	20
Puentes Afectados	3
Bienes Públicos Afectados	30
Bienes Públicos Destruídos	8
Bienes Privados Afectados	17
Bienes Privados Destruídos	2
Metros Lineales De Vías Afectadas	60

Fuente: Secretaría de Gestión de Riesgo

Ilustración 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.

- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta, según la NEC_SE_DS (peligro sísmico).

Tabla 3: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Muy alta

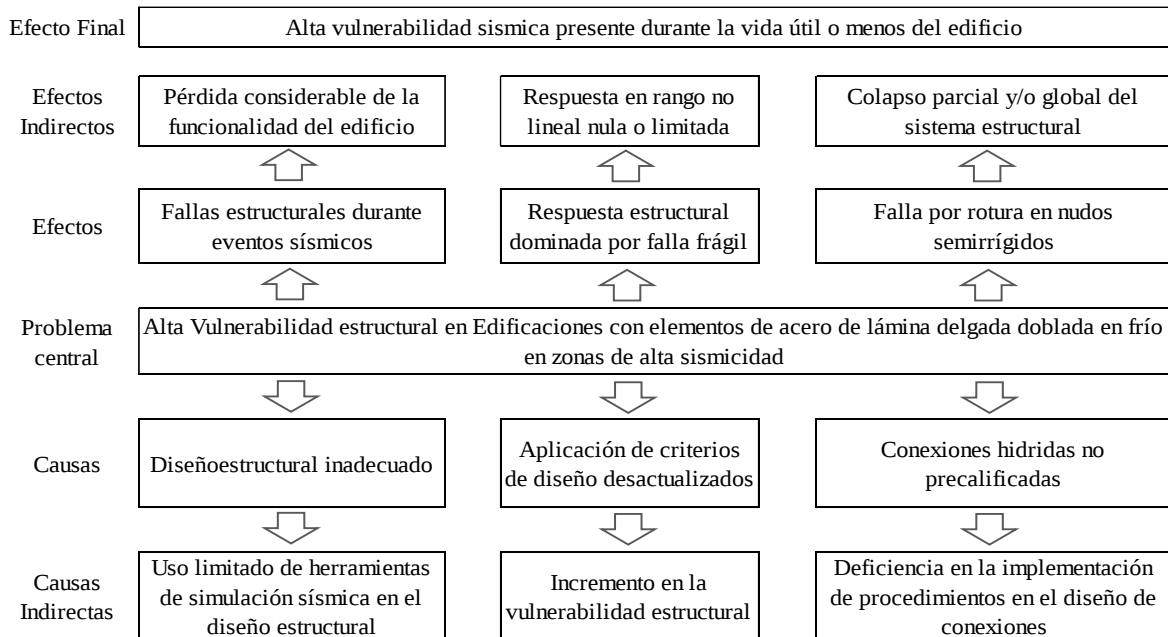
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

- Machala presenta una caracterización del peligro sísmico (Alta).

1.1.3. AISI S100-16 (2020) wS3-22: Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío, edición 2016 (reafirmada en 2020) con suplemento 3, Además, es importante mencionar la AISI S100-16, la cual es la normativa que se aplica al diseño de elementos estructurales fabricados en frío a partir de láminas, tiras, placas o barras de acero al carbono o de baja aleación, con un espesor máximo de 1 pulgada (25,4 mm), destinados a soportar cargas en edificaciones y otras estructuras no edificables, siempre y cuando se consideren los efectos dinámicos en su diseño (AISI-S100, 2020).

1.2. Descripción de la Situación problemática

Ilustración 2: Árbol de causa y efecto



Fuente: Elaboración propia

La problemática central en este estudio se centra en la alta vulnerabilidad estructural de las edificaciones de acero, específicamente aquellas construidas con lámina delgada doblada en frío, en las zonas sísmicas de la ciudad de Machala. Estas estructuras presentan una respuesta estructural dominada por fallas frágiles frente a eventos sísmicos, lo que incrementa considerablemente el riesgo de colapso parcial o total, comprometiendo la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de los edificios. La ciudad de Machala, ubicada en una región sísmicamente activa, enfrenta un aumento en el riesgo sísmico, una de las causas de esta vulnerabilidad es la aplicación de criterios de diseño desactualizados, que no incorporan las normativas sismorresistentes vigentes. Esto se debe a que muchos de los diseños de edificaciones de acero de lámina delgada no consideran adecuadamente las características dinámicas de los sismos, lo que limita la capacidad de las estructuras para resistir eventos sísmicos de alta intensidad. Asimismo, la implementación de procedimientos deficientes en el diseño de conexiones y el empleo de conexiones híbridas no precalificadas afectan negativamente el desempeño estructural, especialmente en nudos semirrígidos, donde se concentra un alto riesgo de rotura.

Las consecuencias de este panorama se reflejan en una vulnerabilidad sísmica persistente a lo largo de la vida útil de estas edificaciones. Esto puede manifestarse en fallas

estructurales significativas, pérdida de funcionalidad del edificio y, en casos extremos, el colapso total de la estructura. A nivel social y económico, los impactos son devastadores, incluyendo pérdidas humanas, daños materiales severos y un fuerte deterioro de la economía local, especialmente en una ciudad como Machala, que se encuentra en una región sísmicamente activa.

1.3. Formulación del problema

- ¿Cuál es el impacto de los eventos sísmicos en edificaciones de baja altura construidas con acero de lámina delgada doblada en frío en zonas de alta sismicidad, como Machala?

Las edificaciones de baja altura con acero de lámina delgada doblada en frío (CFS) son propensas a fallas significativas bajo cargas sísmicas debido a su diseño liviano y sus características materiales. Estas estructuras presentan fallas frágiles en zonas críticas, como conexiones y nudos semirrígidos, que limitan su capacidad para resistir fuerzas dinámicas generadas por sismos. Esto incrementa el riesgo de colapso total o parcial, comprometiendo tanto la seguridad de los ocupantes como la funcionalidad de los edificios. La falta de diseños adecuados según las normativas sismorresistentes vigentes agrava esta situación, debido a que no existen normativas ecuatorianas para edificaciones de acero conformado en frío, dejando a estas edificaciones vulnerables frente a los eventos sísmicos frecuentes en la región.

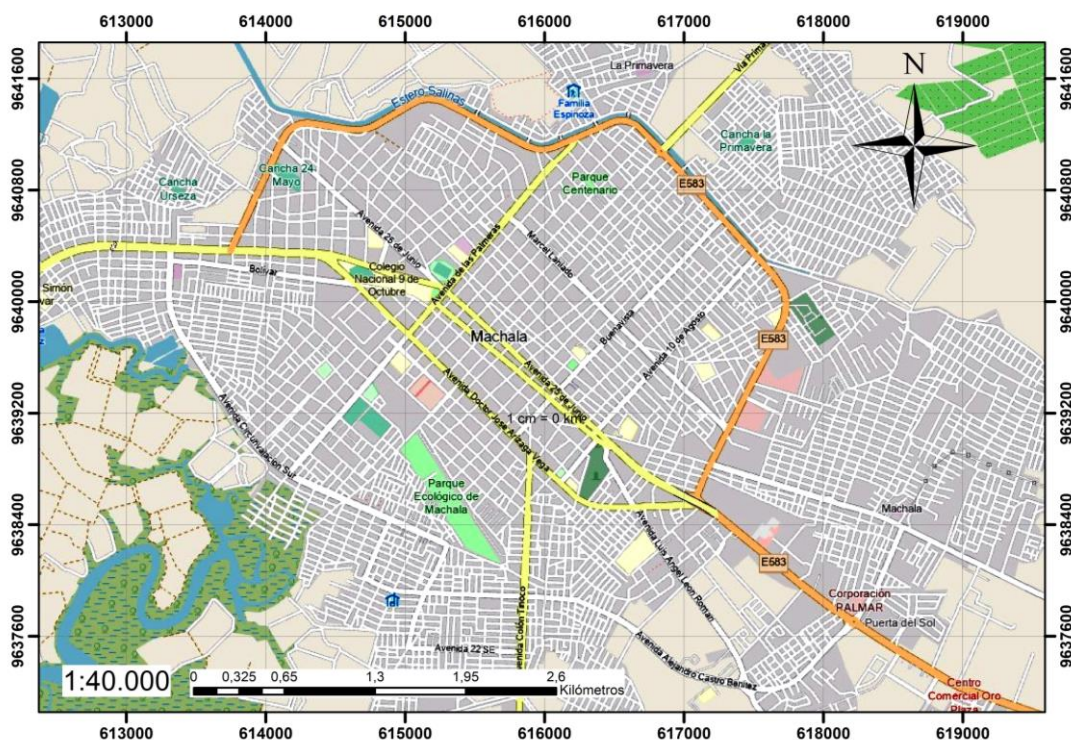
- ¿Qué limitaciones presentan los diseños actuales de edificaciones con acero conformado en frío frente a las exigencias normativas para zonas sísmicas?

Los diseños actuales de edificaciones con acero de lámina delgada enfrentan desafíos relacionados con la falta de adecuación a normativas sismorresistentes modernas. Esto se debe a que muchos diseños utilizan enfoques tradicionales que no consideran adecuadamente las fuerzas dinámicas de los sismos ni las características específicas de materiales delgados. Además, la implementación de procedimientos deficientes, como conexiones híbridas no precalificadas y el uso de técnicas de diseño empíricas, reduce la capacidad de las estructuras para disipar energía. Estas limitaciones aumentan el riesgo de deformaciones locales, pandeo y fallas generalizadas bajo eventos sísmicos intensos.

1.4. Delimitación del objeto de estudio

Este trabajo de titulación se enfoca en analizar el nivel de desempeño de las edificaciones de acero de lámina delgada doblada en frío en la ciudad de Machala, esta área de estudio fue seleccionada debido a su exposición a riesgos sísmicos, característicos de la región, tomando en cuenta los criterios y métodos de diseño especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), capítulo de peligro sísmico.

Ilustración 3: Zona de estudio



Fuente: Elaboración propia

1.5. Justificación

Los análisis de edificaciones de acero son imprescindibles, ya que permiten identificar las fallas potenciales y las deficiencias en los diseños que puedan comprometer la seguridad sísmica de las construcciones. La lámina delgada doblada en frío presenta características particulares que, aunque las hacen ligeras y económicas, también las vuelven susceptibles a deformaciones y fallas bajo la acción de cargas sísmicas.

La zonificación sísmica de la región juega un papel fundamental en la justificación de este estudio. Machala, al ser una ciudad situada en una zona sísmica activa, enfrenta un riesgo constante de sismos que pueden provocar daños en las edificaciones que no están debidamente reforzadas o diseñadas para resistirlos. Los sismos generan fuerzas horizontales que afectan principalmente a la estructura vertical de los edificios, lo que

puede llevar al colapso de construcciones que no tienen la capacidad para disipar las cargas sísmicas adecuadamente.

En un contexto como la Ciudad de Machala, donde los eventos sísmicos representan una amenaza constante, garantizar la seguridad estructural de las edificaciones es prioritario para proteger la vida de los ocupantes. Este estudio es vital no solo para mejorar la seguridad de las construcciones existentes, sino también para establecer directrices claras en el diseño de nuevas edificaciones en zonas sísmicas, minimizando los riesgos de fallas estructurales graves. Asimismo, aborda una problemática actual en la ingeniería estructural, la necesidad de adaptar materiales ligeros y económicos, como la lámina delgada doblada en frío, a las exigencias de las normativas modernas. Los resultados de este proyecto fortalecerán el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de estas estructuras, contribuyendo a mejorar las prácticas de diseño y construcción en la ingeniería civil.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Evaluar el comportamiento estructural de una edificación de acero con lámina delgada doblada en frío en zonas de alta sismicidad, mediante una simulación estructural para la caracterización a detalle de los elementos estructurales.

1.6.2. Objetivos específicos

- Fundamentar, mediante un análisis bibliográfico el uso de elementos estructurales de acero de lámina delgada doblada en frío en edificaciones de baja altura, considerando su desempeño en zonas de alta sismicidad y su aplicación según normativas vigentes.
- Realizar la simulación estructural de una edificación de baja altura utilizando elementos de acero de lámina delgada doblada en frío, con herramientas de análisis sismorresistente, para la determinación de su comportamiento ante diferentes escenarios de carga sísmica.
- Proponer alternativas técnicas que optimicen el diseño de edificaciones de baja altura con acero de lámina delgada doblada en frío, enfocadas en el incremento de la seguridad estructural y cumplimiento de normativas en zonas de alta sismicidad.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes contextuales

2.1.1. Macro A nivel mundial, las edificaciones de baja altura con elementos estructurales de acero de lámina delgada doblada en frío (CFS) han demostrado ser una alternativa eficiente, económica y sostenible en zonas de alta sismicidad. Diferentes regiones han desarrollado estudios que evidencian el potencial y las limitaciones de estos sistemas estructurales, adaptándose a los requerimientos locales y a los desafíos impuestos por los sismos.

En Turquía, Yurtsever y Soyöz (2022) llevaron a cabo un estudio en un edificio ubicado en uno de los complejos turísticos cercanos al puerto de Enez, en el distrito de Trapez de Enez (Edirne), Turquía, para evaluar los factores de modificación de fuerzas definidos en el Código Sísmico Turco (2018). Utilizando modelos numéricos y pruebas experimentales, los investigadores demostraron que los factores de comportamiento sísmico calculados a partir de los análisis de pushover pueden ser más altos que los definidos en el TSC 2018, llegando a ser hasta tres veces mayores en algunos casos. Esto sugiere que las estructuras de acero conformado en frío (CFS) pueden tener una capacidad de resistencia sísmica mayor de lo previsto, lo que es relevante en un país propenso a terremotos como Turquía (YURTSEVER & SOYÖZ, 2022).

En Estados Unidos, Singh et al. (2024) llevaron a cabo un estudio enfocado en analizar el desempeño sísmico de edificios de seis pisos con estructura de acero conformado en frío (CFS). Este trabajo, llevado a cabo en la Gran Mesa Vibratoria para Exteriores de Alto Rendimiento de la Universidad de California, San Diego, evaluó un edificio diseñado con tirantes continuos y paquetes de pernos de compresión en los extremos de los muros de corte, con el propósito de analizar su capacidad para resistir momentos de vuelco y fuerzas de elevación. Con el objetivo de desarrollar un modelo numérico eficiente y práctico para ingenieros de diseño, se incluyeron en el análisis elementos estructurales como muros de corte, muros gravitacionales y revestimientos de yeso, integrados en la plataforma OpenSeesPy. El enfoque también incorporó datos experimentales y modelos detallados para estimar el comportamiento lateral de los muros de corte y los efectos de la elongación axial en los tirantes, validando la precisión del modelo y destacando su utilidad para predecir frecuencias naturales y derivaciones máximas con alta exactitud durante eventos sísmicos de diseño (Singh et al., 2024).

En Irán, Zekri y Salajegheh (2022) realizaron un análisis probabilístico de confiabilidad estructural en Kerman, una región con alto riesgo sísmico. Sus hallazgos subrayaron la importancia de considerar las incertidumbres en parámetros como la aceleración espectral de los terremotos, la carga viva, las dimensiones de las secciones transversales y el módulo de elasticidad del acero. Estos factores fueron evaluados utilizando métodos de confiabilidad como FOSM (First-Order Second-Moment) y FORM (First-Order Reliability Method), lo que permitió calcular el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla de las estructuras. Los resultados mostraron que la incertidumbre en la carga aplicada a la estructura es el parámetro más significativo, mientras que la incertidumbre en la geometría de los miembros disminuye con el aumento del número de pisos. Este enfoque probabilístico no solo optimiza el diseño y la seguridad de las estructuras, sino que también proporciona una base más robusta para la toma de decisiones en el diseño sísmico de edificios de acero laminado en frío (Zekri & Salajegheh, 2022).

En Rumanía, Țăranu et al. (2019) desarrollaron un modelo a escala para evaluar la estabilidad estructural de una estructura de acero conformado en frío (CFS). Compararon las normativas utilizando el Eurocódigo (EC) y el Código Internacional de Construcción Americano (IBC), con el objetivo de evaluar las diferencias en el análisis de estabilidad. Estas comparaciones incluyen tanto aspectos teóricos como resultados de simulaciones realizadas mediante programas de elementos finitos, identificando diferencias en los coeficientes de seguridad y las combinaciones de carga. Los resultados mostraron que ambos códigos llevan a resultados similares en términos de los efectos de las fuerzas de compresión que pueden llevar al pandeo, aunque con pequeñas diferencias debido a los coeficientes de seguridad utilizados. Los autores sugieren que se necesita más investigación y calibración del modelo mediante pruebas de laboratorio para obtener conclusiones más confiables (Țăranu et al., 2019).

En Bangladés, Wahid et al. (2023) adaptaron el Método de Índice Japonés para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios de acero prefabricados (PEB) en la ciudad de Sylhet. Este método permite identificar riesgos críticos, especialmente en la planta baja de los edificios, y recomienda una evaluación detallada inmediata para mejorar la resistencia sísmica de estas estructuras. Los autores destacan la importancia de desarrollar métodos adecuados para la evaluación sísmica de edificios de acero prefabricados, dado el rápido aumento en su construcción en el país (Wahid et al., 2023).

En Rusia, Korsun y Prostakishina (2021) analizaron el endurecimiento del acero en elementos de perfiles delgados de acero (CFS), concluyendo que este proceso mejora

significativamente la estabilidad estructural y reduce los valores de falla en más de tres veces. Los autores llevaron a cabo un experimento numérico utilizando un perfil sigma de acero de 2.5 mm de espesor, sometido a compresión axial con flexión, y compararon el comportamiento de un modelo sin endurecimiento del material con otro que incluía el endurecimiento basado en datos experimentales. Los resultados mostraron que, en el modelo con endurecimiento, el elemento alcanzaba su estado crítico más tarde, presentaba una mayor rigidez y reducía los desplazamientos máximos de 64.2 mm a 17.1 mm en comparación con el modelo sin endurecimiento. Además, las tensiones máximas en el elemento sin endurecimiento superaron en más de un 30% a las del elemento con endurecimiento (621 MPa frente a 433 MPa). Este enfoque resalta la importancia de considerar el endurecimiento del material en el diseño de estructuras, ya que aumenta la rigidez y la capacidad de carga de los elementos, especialmente en zonas sometidas a esfuerzos de compresión. Sin embargo, los autores también advierten que, en situaciones de tracción, el endurecimiento puede tener un efecto desfavorable. Estos hallazgos son relevantes para el diseño de estructuras en zonas de alta actividad sísmica, donde la estabilidad y la resistencia al pandeo son críticas (Korsun & Prostakishina, 2021).

2.1.2 Meso En México, Tapia Hernández y García Carrera (2019) analizaron el comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017, con magnitudes de 8.2 y 7.1, en las regiones centro y sur del país. Destacaron que los edificios con sistemas estructurales de acero tuvieron un desempeño satisfactorio, mostrando alta resistencia y evitando colapsos totales o parciales. Sin embargo, se identificaron daños significativos en elementos como columnas de planta baja debido a la redistribución de fuerzas, lo que subraya la necesidad de aplicar un diseño basado en capacidades que asegure un comportamiento dúctil y estable en zonas de alta actividad sísmica (Tapia Hernández & García Carrera, 2019).

En Cuba, Segura-Barrientos y González-Fernández (2018) investigaron las normativas internacionales para el diseño sismorresistente de estructuras ligeras de acero conformado en frío, destacando la falta de regulaciones actualizadas en el contexto cubano. Los autores señalaron que el sistema Steel Frame (SF), basado en perfiles ligeros de acero galvanizado conformado en frío, podría ser una solución viable y económica para edificaciones de baja altura en zonas de alta sismicidad, como el suroriental de Cuba. Sin embargo, enfatizaron que la normativa cubana NC:53-94, vigente desde 1983, no incorpora los avances científicos recientes, como los relacionados con la resistencia al

pandeo torsional y la capacidad de los perfiles para resistir fuerzas laterales generadas por sismos. Por ello, recomendaron la adopción de estándares internacionales, como las especificaciones del AISI (American Iron and Steel Institute) y el Eurocódigo 3, que han sido actualizados continuamente para reflejar los últimos avances en diseño sismorresistente. Además, los autores subrayaron la importancia de considerar aspectos como la limitación de la altura de las edificaciones a tres niveles, la configuración en planta y elevación, la calidad de los materiales y el detallado de las conexiones para garantizar la seguridad estructural en zonas de alta sismicidad. La investigación concluyó que, aunque el sistema SF ofrece ventajas como la reducción de costos, la rapidez constructiva y la ligereza, es crucial desarrollar regulaciones locales actualizadas que incorporen estos avances para su implementación efectiva en Cuba (Sonia Segura-Barrientos & Mayra M. González-Fernández, 2018).

En Costa Rica, Romanjek (2007) evaluó la capacidad estructural de uniones soldadas entre vigas y columnas de perfiles de acero laminado en frío. Mediante pruebas experimentales y modelado por elementos finitos, se determinó que las uniones reforzadas con placas internas y externas incrementan significativamente la resistencia frente a cargas cíclicas. Además, se concluyó que las uniones no reforzadas no son adecuadas para resistir las demandas esperadas en zonas sísmicas, resaltando la importancia de diseñar conexiones robustas y eficientes en edificaciones de baja altura (Marija Romanjek Blimel, 2007).

2.1.3 Micro En Ecuador, Duque et al. (2022) evaluaron el desempeño sísmico de edificaciones de mediana y baja altura en la ciudad de Loja, construidas inicialmente en hormigón armado y ampliadas verticalmente con acero estructural de manera informal. Mediante un análisis estático no lineal (pushover), identificaron que gran parte de estas estructuras no cumplían con los requisitos para resistir el sismo de diseño, principalmente debido a su falta de rigidez y ductilidad, causada por la esbeltez de las columnas y el uso de vigas banda embebidas en las losas. Aunque las ampliaciones verticales aumentaron la flexibilidad de las edificaciones, no fueron la causa principal del deficiente desempeño sísmico. Los autores propusieron un reforzamiento estructural basado en el incremento de las secciones de vigas y columnas, así como la instalación de diagonales metálicas en las ampliaciones, lo que mejoró significativamente su capacidad para resistir sismos y garantizar la seguridad de los habitantes. Este estudio resalta la importancia de cumplir con las normativas sísmicas, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015),

y la necesidad de reforzar estructuras existentes en zonas de alta vulnerabilidad sísmica como Loja (Duque Yaguache et al., 2022).

En Ecuador, Velasco Galarza y Martínez Lozano (2009) diseñaron un galpón industrial utilizando perfiles de acero laminado en frío mediante el método LRFD (Load and Resistance Factor Design). Su investigación demostró que este tipo de estructuras combina eficiencia económica y resistencia estructural bajo cargas combinadas, destacando su aplicación en edificaciones industriales adaptadas a normativas sísmicas internacionales, como el ASCE 7 y el AISI. Los autores resaltaron que los perfiles de acero laminado en frío ofrecen ventajas significativas, como ligereza, facilidad de montaje y capacidad para disipar energía durante eventos sísmicos, lo que los hace ideales para zonas de alto riesgo sísmico. Este diseño ejemplifica cómo los perfiles de acero laminado en frío pueden optimizar la seguridad y el desempeño estructural, asegurando una respuesta eficiente ante cargas dinámicas y estáticas, y cumpliendo con los estándares de construcción sostenible y resiliente (Velasco Galarza & Martínez Lozano, n.d.).

2.2 Antecedentes conceptuales

2.2.1. Respuesta sísmica y modelación de estructuras CFS La respuesta sísmica de los sistemas de construcción basados en acero conformado en frío (CFS) ha sido objeto de extensas investigaciones en los últimos años. Su ligereza y capacidad de adaptación los hacen ideales para zonas con alta actividad sísmica. Estudios recientes han señalado que el comportamiento dinámico de estas estructuras puede mejorarse mediante configuraciones estructurales que favorezcan la disipación de energía, como los sistemas de paredes con arriostramiento en diagonal o con paneles de revestimiento. Además, el uso de simulaciones avanzadas, como modelos de elementos finitos tridimensionales, ha permitido predecir con precisión su respuesta no lineal bajo diferentes escenarios de carga. Estas simulaciones también han identificado áreas críticas en los sistemas CFS, permitiendo el desarrollo de soluciones de refuerzo específicas para garantizar un desempeño adecuado durante eventos sísmicos severos **(Di Lorenzo & De Martino, 2019)**.

2.2.2. Factores que influyen en el desempeño estructural del CFS El desempeño estructural de las edificaciones con elementos de acero conformado en frío (CFS) está influenciado por múltiples factores, incluidos el diseño de las conexiones, las técnicas de fabricación avanzadas y las condiciones de carga. Los estudios han demostrado que los miembros de CFS pueden optimizarse para mejorar su capacidad de carga, eficiencia energética y rendimiento contra incendios, lo que conduce a soluciones de construcción confiables y económicas. Además, los análisis numéricos y experimentales han permitido explorar el comportamiento de estas estructuras bajo diversas acciones, incluyendo cargas de impacto y condiciones sísmicas (Poologanathan et al., 2023).

2.2.3. Muros portantes El comportamiento de los muros portantes en edificaciones sismorresistentes se fundamenta en su capacidad para combinar rigidez y ductilidad, lo que les permite controlar desplazamientos y disipar energía durante eventos sísmicos. Según Orellana & Maldonado (2022), este sistema estructural supera a los pórticos tradicionales en hormigón y acero, como se evidencia en el análisis comparativo realizado en Cuenca (Ecuador), donde los muros portantes mostraron derivas interpisos del 0.77% (dentro del límite del 2% establecido por la NEC-2015) y una participación de masa modal del 67%, garantizando estabilidad bajo cargas laterales (Esteban Orellana-Jara & Sebastián Maldonado-Noboa, 2022).

2.2.4. Amenaza Sísmica En la región costera del Ecuador, la amenaza sísmica está influenciada principalmente por el proceso de subducción activa de la placa de Nazca bajo la Sudamericana, que ocurre a una velocidad cercana a los 47 mm/año. El estudio de caso de Jama evidencia cómo las condiciones geológicas locales pueden intensificar esta amenaza. Durante el terremoto de Pedernales de 2016 (M7.8), estos factores provocaron aceleraciones del suelo de hasta 1.05 g, superando ampliamente los valores de referencia en roca (0.5 g) (Avilés-Campoverde et al., 2021).

2.2.5. Sistemas duales (MRF & Muros de corte) Un sistema dual consiste en un pórtico resistente a momentos y muros de hormigón armado verticales llamados muros de corte. Su disposición simétrica en posiciones preferentes minimiza los desplazamientos laterales y reduce los efectos torsionales, mejorando así la resistencia global del edificio frente a cargas sísmicas. Además, la interacción entre el pórtico y los muros de corte redistribuye las fuerzas, aumentando la rigidez lateral en la parte inferior del edificio y permitiendo que el pórtico participe más activamente en los niveles superiores (Suwal & Khawas, 2022).

El sistema dual aprovecha la ductilidad del primero y la alta rigidez del segundo. Según el código IBC 2021, estos sistemas logran un mayor factor de modificación de respuesta (R), lo que se traduce en una mejor capacidad para disipar energía sísmica. Estudios demuestran que, aunque los sistemas duales requieren mayores cantidades de acero, ofrecen menores desplazamientos laterales y una mayor eficiencia estructural (Shakeel et al., 2024).

2.2.6. Grado de vulnerabilidad sísmica El grado de vulnerabilidad sísmica de una edificación representa su capacidad para resistir daños ante movimientos telúricos, y está determinado por características intrínsecas como el sistema estructural, los materiales constructivos y la configuración geométrica. Según el estudio de Cunalata y Caiza (2022), uno de los factores principales que contribuyen a los daños en las estructuras durante los sismos es su deficiente desempeño estructural, por lo que resulta fundamental evaluar el nivel de vulnerabilidad que presentan en función de su configuración estructural (Cunalata & Caiza, 2022).

2.2.7. Eficiencia de las conexiones empalmadas en estructuras de acero Las conexiones empalmadas en estructuras de acero convencional y de acero conformado en frío (CFS) han demostrado ser eficaces para mejorar el desempeño estructural en términos de capacidad de carga y reducción de deflexión. Estas conexiones facilitan la transferencia de fuerzas entre elementos estructurales, lo que contribuye a una mayor estabilidad y resistencia durante eventos sísmicos. Además, las conexiones empalmadas permiten una reducción significativa en el peso y el costo de las estructuras, lo que las hace una opción económica y viable para edificaciones industriales (Jayaraman, 2019).

2.2.8. Uso de placas de refuerzo en conexiones viga-columnas El uso de placas de refuerzo (gusset plates) en las conexiones entre vigas y columnas en estructuras de acero conformado en frío (CFS) ha demostrado mejorar significativamente la resistencia al momento y la rigidez de las conexiones. Estas configuraciones, especialmente cuando se combinan con ángulos superiores, inferiores y de alma, permiten que las conexiones sean clasificadas como de resistencia parcial y dúctiles, lo que las hace adecuadas para construcciones semi-continuas y cargas cíclicas. Los estudios experimentales han revelado que estas conexiones pueden incrementar la resistencia al momento en más de 1.2 veces y la rigidez en más de 1.4 veces, lo que las convierte en una opción recomendable para mejorar el desempeño estructural (Firdaus et al., 2021).

2.2.9. Importancia del comportamiento momento-rotación en conexiones CFS El análisis de las características momento-rotación de las conexiones en estructuras de acero conformado en frío (CFS) ha revelado su importancia en la estabilidad general del sistema. Las conexiones se clasifican en simples, semi-rígidas y rígidas según su resistencia y rigidez, y se ha demostrado que las conexiones semi-rígidas ofrecen un equilibrio entre flexibilidad y control de deformaciones. Las simulaciones mediante elementos finitos han permitido identificar configuraciones óptimas de pernos y placas para maximizar la resistencia y minimizar los puntos débiles en las conexiones, lo cual es crítico para garantizar la seguridad de las estructuras en condiciones sísmicas extremas (ALEMDAR et al., 2021).

2.2.10. Desempeño estructural de vigas bajo pandeo local El análisis de vigas de acero conformado en frío con alas huecas rectangulares (RHFBs) ha demostrado que estas secciones son propensas a patrones de pandeo complejos, especialmente en comparación con elementos de acero laminado en caliente. Los estudios han explorado el uso de rigidizadores intermedios para mejorar la resistencia al pandeo local, lo que resulta en un aumento del 4.4% en la capacidad de flexión. Además, los análisis numéricos y experimentales han validado los métodos de diseño según el Eurocódigo, aunque se ha observado que las normas actuales tienden a ser conservadoras en algunos casos, especialmente en el cálculo de la capacidad de cortante. Estos hallazgos sugieren que tienen un potencial significativo para aplicaciones estructurales, pero se necesitan más investigaciones para optimizar su diseño y mejorar las normas actuales (Eid & Joó, 2021).

2.2.11. Análisis del comportamiento de conexiones atornilladas en CFS Las conexiones atornilladas en estructuras de acero conformado en frío (CFS) han sido ampliamente estudiadas debido a su relevancia en la transferencia de cargas entre los componentes estructurales. Investigaciones recientes han demostrado que el comportamiento de estas conexiones está influenciado por factores como el diámetro del tornillo, el espesor de las placas y la relación de espesores entre las placas conectadas. Los ensayos experimentales y los análisis numéricos han permitido identificar los modos de falla, como el fallo por inclinación (tilting) y el fallo por aplastamiento (bearing), y han proporcionado ecuaciones para predecir la resistencia nominal de las conexiones. Además, se ha desarrollado un modelo analítico basado en la rigidez de la conexión tornillo-placa, que incluye la rigidez a flexión, cortante y aplastamiento, para estudiar la rotación del tornillo y optimizar el diseño de estas conexiones (Hongthong et al., 2019).

2.2.12. Innovación en conexiones median brackets angulares Las conexiones con brackets angulares representan una innovación clave en el diseño de estructuras de CFS. Estas conexiones permiten mejorar la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, facilitando una transferencia de cargas más eficiente. Los estudios experimentales han demostrado que los brackets angulares proporcionan una conexión rígida y reducen los desplazamientos relativos, lo que mejora la capacidad de carga de la estructura. Además, estas conexiones son fáciles de instalar, lo que las convierte en una solución práctica para estructuras de baja altura (Lukačević et al., 2022).

2.2.13. Diseño sísmico de conexiones atornilladas para marcos de momento Las conexiones atornilladas para marcos de momento en estructuras de CFS son un componente crítico para garantizar la estabilidad estructural durante sismos. Investigaciones recientes han desarrollado diseños innovadores de estas conexiones, que maximizan su capacidad de disipación de energía y resistencia sísmica. Estas conexiones mejoran la rigidez y la capacidad de carga de los marcos, reduciendo el riesgo de falla en las juntas durante cargas dinámicas. Los estudios han encontrado que el uso de placas de refuerzo y conectores de canal puede incrementar significativamente la capacidad de las juntas. Además, las simulaciones numéricas han permitido entender el comportamiento no lineal de las conexiones bajo cargas cíclicas, lo que contribuye a mejorar su diseño para aplicaciones sísmicas (Yin et al., 2022).

2.2.14. Ventajas de conexiones semi-rígidas Los marcos de acero con conexiones semi-rígidas han demostrado ser una alternativa eficiente para mejorar el comportamiento estructural de edificaciones. Estas conexiones permiten un equilibrio entre rigidez y flexibilidad, lo que es crucial para el diseño de estructuras más realistas. Estudios numéricos han indicado que estas configuraciones pueden aumentar las deformaciones verticales y horizontales de la estructura, dependiendo de la rigidez rotacional de la conexión. Además, el cambio de conexiones rígidas a semi-rígidas puede reducir la capacidad de carga de la estructura, especialmente en marcos con soportes articulados o en estructuras de varios pisos. Las simulaciones numéricas realizadas con el método de elementos finitos han proporcionado datos valiosos para optimizar el diseño y garantizar la estabilidad global en diferentes condiciones de carga (Al-Sherif & Ismael, 2022).

2.2.15. Rigidez de las conexiones en cerchas La predicción de la rigidez rotacional elástica en conexiones atornilladas para cerchas de acero conformado en frío ha sido un enfoque clave en investigaciones recientes. Estas conexiones desempeñan un papel crucial en la transferencia de momentos y fuerzas dentro de las cerchas, especialmente bajo cargas estáticas y dinámicas. Los análisis numéricos, incluyendo modelos de elementos finitos en 2D, han permitido validar experimentalmente el comportamiento de estas conexiones, identificando que la rigidez rotacional elástica es un factor crítico para la estabilidad global de la estructura. Además, los estudios experimentales han demostrado que las cerchas diseñadas con conexiones semi-rígidas presentan un aumento en las fuerzas axiales de los elementos estructurales entre un 13.62% y un 74.32%, mientras que los momentos flectores disminuyen entre un 33.05% y un 100%. Estos resultados sugieren que el comportamiento semi-rígido de las conexiones debe ser considerado en el análisis estructural para lograr un diseño óptimo y representar fielmente el comportamiento real de la estructura (Benchaphong et al., 2020).

2.2.16. Distribución de tornillos en uniones de vigas Los arreglos específicos de pernos en las conexiones de vigas de acero conformado en frío (CFS) han mostrado una influencia significativa en la capacidad de resistencia estructural. Los estudios experimentales han revelado que aumentar el número de pernos y su distancia desde el eje neutro mejora la capacidad de carga (Parastesh et al., 2019).

2.2.17. Pandeo en columnas de acero delgado El análisis del pandeo lineal y no lineal en miembros de acero conformado en frío (CFS) ha permitido comprender mejor su comportamiento bajo cargas de compresión. Los estudios realizados con ANSYS 2020 R1 han demostrado que la aplicación de placas de extremo y el espaciado de soldadura influyen en la resistencia al pandeo de las columnas compuestas de caja. En particular, se encontró que las placas de extremo mejoran significativamente la capacidad de carga máxima, mientras que un espaciado de soldadura de 509.6 mm es el más efectivo para las secciones de caja compuestas. Estos resultados son relevantes para el diseño de estructuras de acero conformado en frío, especialmente en aplicaciones donde la estabilidad estructural es crítica (Ya Mon & Selvam, 2023).

2.2.18. Resistencia de vigas reforzadas El comportamiento de las vigas compuestas de acero conformado en frío (CFS) bajo cargas de flexión ha sido ampliamente estudiado, demostrando que estas configuraciones pueden mejorar significativamente la resistencia y reducir los efectos del pandeo. Las vigas compuestas, especialmente aquellas con placas de refuerzo (flange plates) y secciones con labios (lip sections), muestran un desempeño superior en comparación con las vigas simples. Estudios experimentales han indicado que la capacidad de carga de estas vigas puede incrementarse mediante la adición de refuerzos y la optimización de la geometría de las secciones. Estas características las hacen ideales para aplicaciones en estructuras de baja altura en zonas sísmicas (Palanivelu, 2023).

2.2.19. Protección contra la corrosión en acero delgado La protección contra la corrosión en elementos de acero conformado en frío (CFS) es esencial para prolongar la vida útil de las estructuras, especialmente en entornos agresivos con alta humedad o contaminación. La norma EN 1090-4 establece las bases para la protección contra la corrosión en este tipo de estructuras, destacando la importancia de los recubrimientos metálicos como el zinc, zinc-aluminio y zinc-magnesio-aluminio, así como los recubrimientos orgánicos. Estos sistemas de protección son cruciales para mantener la integridad estructural de los elementos delgados de CFS, ya que la corrosión puede comprometer su estabilidad (Britner et al., 2021).

2.3 Antecedentes referenciales

En base al estudio de Idriss Rouaz, Haytham Bouzid, Toufik Belaid y Mounir Ait Belkacem en el año 2024, “Comparative Design of an Industrial Building: Cold Formed Steel versus Hot Rolled Steel” (Rouaz et al., 2024):

Este artículo realiza un análisis técnico y económico comparativo entre edificios industriales construidos con acero conformado en frío (CFS) y acero laminado en caliente (HRS). Utilizando modelado numérico basado en el método de elementos finitos y diseñado según las normativas Eurocode 3 y AISI, el estudio concluye que los edificios con elementos de CFS son más económicos, con un ahorro de peso del 43% y una reducción de costos del 28% en comparación con los de HRS. Sin embargo, se evidencia que las secciones de CFS sometidas a grandes esfuerzos de compresión axial, como las columnas, no presentan ahorros significativos en peso. Además, el diseño según Eurocode 3 resulta menos conservador que el AISI, siendo el método ASD el más conservador de los tres métodos analizados (ASD, LRFD y LSD). El estudio también destaca que las configuraciones de CFS con vigas y columnas tipo celosía son más eficientes en términos de peso, logrando un ahorro del 25% en comparación con las configuraciones de alma llena. Este análisis es particularmente relevante en contextos de alta sismicidad, donde las cargas dinámicas y los criterios de diseño económico son cruciales para la optimización estructural, demostrando que el uso de CFS no solo reduce costos y peso, sino que también ofrece flexibilidad en el diseño y fabricación in situ. Además, se resalta que el proceso de fabricación de elementos de CFS puede realizarse en el sitio utilizando máquinas de perfilado, lo que contribuye a una mayor eficiencia en la construcción.

En base al estudio de J.I. Fajardo, C.A. Paltán y E.G. Palacios en el año 2023, “Computational analysis of structure manufactured by means of the steel framing system. Case study: industrial warehouse” (Fajardo et al., 2023):

El artículo analiza un sistema de construcción basado en perfiles de acero conformado en frío (CFS) en comparación con el sistema tradicional de perfiles laminados en caliente (HRS), enfocándose en una estructura de bodega industrial en una región costera de alta sismicidad en Ecuador. Mediante simulaciones numéricas con herramientas como ETABS y bajo las normativas NEC, AISI y ASCE, se demuestra que las estructuras de CFS cumplen con los requisitos sismorresistentes, presentando derivas inelásticas del 0.00107, lo cual corresponde al 5.37% del valor permitido por la normativa. A pesar de su mayor ligereza y eficiencia económica (reducción de costos del 16%), se concluye que

las propiedades del material deben ser cuidadosamente consideradas, particularmente en las conexiones estructurales. Los autores destacan que, aunque las conexiones tienen un factor de seguridad de 3.8, es importante evitar cambios bruscos de sección para prevenir fisuras y fatiga mecánica. Este estudio respalda el uso del sistema Steel Framing en edificaciones de baja altura, donde el equilibrio entre costos, eficiencia estructural y seguridad sísmica es esencial. Además, se sugiere que futuras investigaciones se enfoquen en optimizar el diseño de las conexiones para mejorar aún más la eficiencia del sistema.

En base al estudio de Muhammad Firdaus, Anís Saggaff, Mahmood Md Tahir, y colaboradores en el año 2020, “Behavior of Partial Strength of Beam-to-Column Connection with Gusset Plate for Cold-Formed Steel Sections” (Firdaus et al., 2021): Este estudio aborda el comportamiento de las conexiones viga-columna en estructuras de acero conformado en frío (CFS) mediante el uso de placas de refuerzo (gusset plates) y ángulos adicionales como top-seat y web angles, con el fin de mejorar la resistencia parcial de estas uniones. Comparado con el acero laminado en caliente (HRS), el acero conformado en frío es notablemente más ligero y fácil de manipular durante la construcción, lo que reduce los tiempos de montaje y los costos asociados. Sin embargo, debido a su delgada sección transversal, el CFS enfrenta desafíos significativos relacionados con el pandeo local y la deformación prematura bajo altas concentraciones de carga. En contraste, el acero laminado en caliente ofrece mayor rigidez y resistencia intrínseca, pero a un costo más elevado y con mayores requisitos de manejo. Este estudio, basado en pruebas experimentales y análisis numéricos bajo la normativa del Eurocode 3, concluye que las conexiones mejoradas con placas de refuerzo y ángulos adicionales incrementaron la rigidez y resistencia del sistema en un 40%, reduciendo el riesgo de fallas localizadas. Este enfoque innovador demuestra que el acero conformado en frío puede ser una alternativa viable y eficiente para edificaciones de baja altura.

3. CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Modalidad básica de la investigación

El presente trabajo se desarrollará bajo una modalidad documental y experimental, con una estrategia de investigación cuantitativa, debido a que se realizará un análisis de una edificación de baja altura con elementos estructurales de acero conformado en frío mediante herramientas de simulación computacional conforme a la normativa nacional e internacional, para evaluar el comportamiento estructural de manera precisa. La fase documental permitirá recopilar y analizar información técnica relevante contenida en artículos científicos, códigos de diseño estructural y especificaciones del American Iron and Steel Institute (AISI), así como de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en lo referente al diseño sismo-resistente. Posteriormente, la fase experimental se enfocará en la simulación computacional de la estructura, aplicando cargas gravitacionales y sísmicas representativas, con el fin de observar la respuesta de los elementos. Este enfoque permitirá validar la eficiencia del sistema estructural y determinar su viabilidad para su implementación en zonas de alta sismicidad.

3.2. Tipo de investigación

3.2.1 Documental Se ejecutará una investigación bibliográfica basada en el análisis de artículos científicos, así como en la revisión de normativas técnicas nacionales e internacionales. Esta etapa permitirá recopilar información técnica fundamental relacionada con los principios de diseño en acero, de acuerdo con la última edición de las especificaciones del AISI, además se integrarán los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en aspectos tales como las bases de diseño, tipos de perfiles de suelo, coeficientes de ampliación dinámica (F_a , F_d y F_s), espectro elástico de diseño en aceleraciones, control de deriva de piso, tipo de uso (cargas), importancia de la estructura (coeficiente I), carga sísmica reactiva (W_r), cortante basal de diseño, los periodos de vibración (T) y el factor de reducción de resistencia sísmica R .

3.2.2 Descriptivo El análisis de la edificación de baja altura (un mezzanine y tres niveles) con elementos estructurales de acero conformado en frío se iniciará con la recopilación y revisión de la documentación técnica, incluyendo planos arquitectónicos y estructurales, los cuales servirán como base para el proceso de simulación estructural. Mediante el uso de un software, se desarrollará un modelo tridimensional de la estructura, incorporando elementos de acero conformado en frío.

El diseño estructural considerará las propiedades mecánicas específicas, incluyendo su comportamiento lineal bajo cargas sísmicas. Se realizará un análisis estático y dinámico, además, se efectuará el dimensionamiento de perfiles, vigas, columnas y sistemas de muros, asegurando un adecuado equilibrio entre resistencia y estabilidad estructural.

Todo el proceso se llevará a cabo conforme a las disposiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), que regulan el diseño y uso del acero conformado en frío. Finalmente, se realizará una evaluación detallada del comportamiento de la estructura frente a escenarios sísmicos representativos de zonas de alta peligrosidad, con el fin de validar la eficiencia del sistema propuesto.

3.2.3 Experimental El estudio se complementará con una investigación de tipo experimental, mediante la generación del modelo estructural de una edificación de baja altura que incorpora elementos de acero conformado en frío, utilizando un software de simulación estructural. En esta etapa se definirán las propiedades de los materiales, las secciones transversales de los elementos estructurales (vigas, columnas y losas), las condiciones de apoyo, así como las conexiones entre elementos. Posteriormente, se aplicarán cargas gravitacionales permanentes (muertas y vivas) para llevar a cabo un análisis lineal estático, evaluando esfuerzos internos, deformaciones y desplazamientos. Además, se realizará un análisis modal, con el fin de identificar los periodos de vibración, formas modales, factores de participación y masas efectivas, lo que servirá como base para un análisis dinámico espectral, orientado a estimar con mayor precisión el comportamiento sísmico del sistema. Esta combinación de análisis permitirá evaluar la respuesta dinámica global de la edificación y verificar su desempeño frente a las exigencias sísmicas establecidas por la normativa vigente.

3.3. Objeto de estudio

La investigación está enfocada en el análisis de edificaciones de baja altura en zonas de alta sismicidad, específicamente en la ciudad de Machala, provincia de El Oro. Se determinará el desempeño de las estructuras de acero de lámina delgada doblada en frío, tomando como referencia los criterios y métodos de diseño establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en particular el capítulo sobre peligro sísmico, así como normas internacionales complementarias, con el fin de analizar cómo estas edificaciones responden a los riesgos sísmicos característicos de la región, considerando las especificaciones para suelo tipo E.

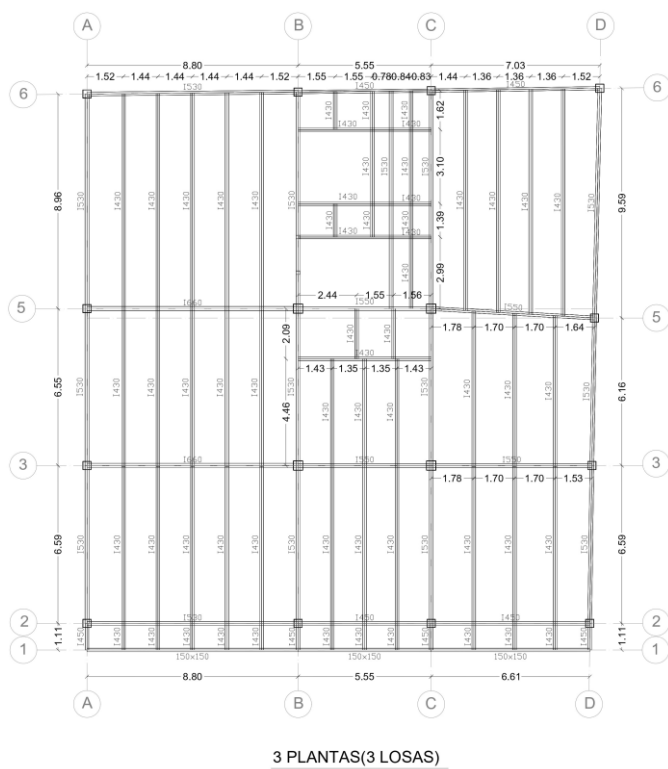
3.4. Descripción de la población y muestra

La población de este estudio comprende a las edificaciones de baja altura con sistemas estructurales de acero ubicadas en zonas urbanas de la ciudad de Machala, provincia de El Oro. Estas edificaciones se encuentran en un contexto de alta amenaza sísmica, lo que las convierte en un caso representativo para el análisis estructural en regiones con similares condiciones geológicas, por otro lado, la muestra está definida por planos existentes, los cuales proporcionan información detallada sobre su configuración y diseño estructural.

3.5. Métodos teóricos con materiales utilizados

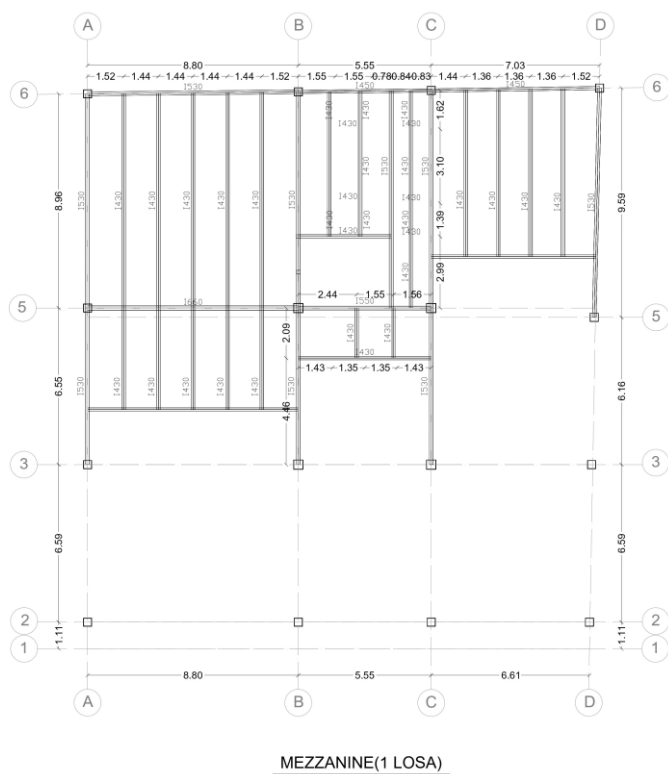
3.5.1 Vista en Planta-Edificio Acero Estructural El edificio a modelar consta de tres plantas y un mezzanine. Todos los niveles poseen una altura de entrepiso de 3.68 m. Estructuralmente, emplea vigas principales y secundarias de acero estructural, así como columnas de acero rellenas de concreto. El uso designado es para oficinas de consultorios médicos.

Ilustración 4: Vista en planta (Tres losas)



Fuente: Elaboración propia

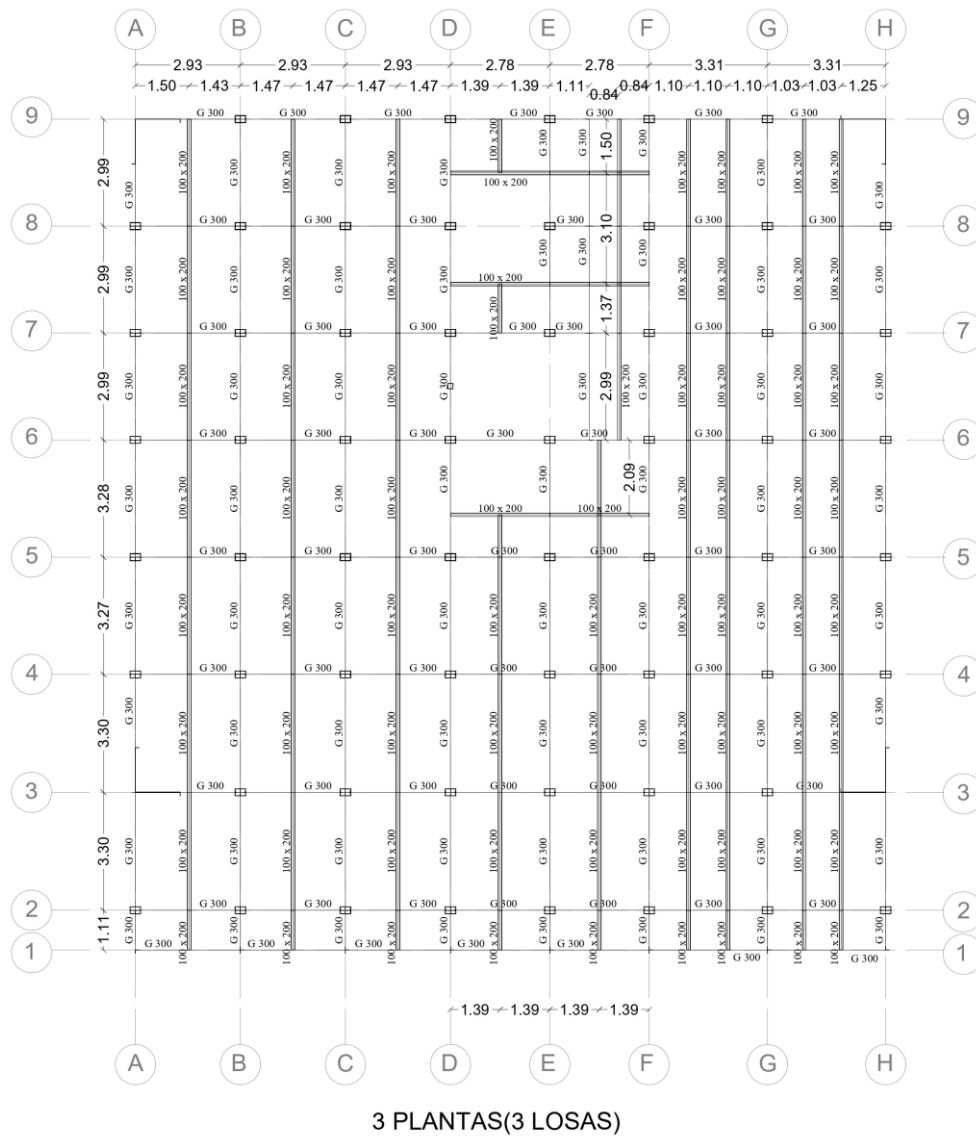
Ilustración 5: Vista en planta (Losa Mezzanine)



Fuente: Elaboración propia

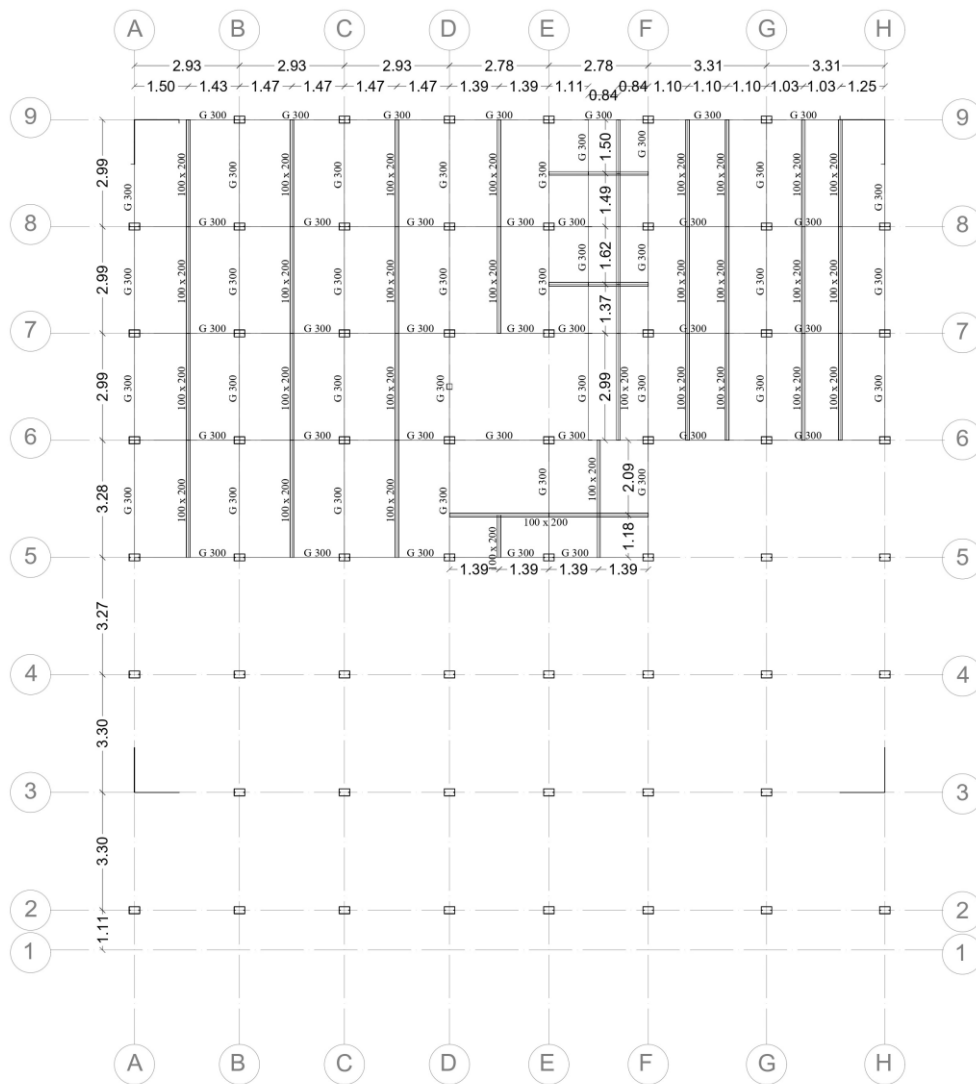
3.5.2 Vista en Planta-Edificio Acero lámina delgada doblado en frío El edificio a modelar cuenta con tres plantas principales y un mezzanine. Todos los niveles presentan una altura de entrepiso de 3.68 metros. Estructuralmente, el sistema está conformado por columnas, vigas principales y nervios de acero de lámina delgada doblada en frío, seleccionadas conforme al catálogo DIPAC. El uso designado para la edificación es de oficinas para consultorios médicos.

Ilustración 6: Vista en planta (Tres losas)



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 7: Vista en planta (Losa Mezzanine)



MEZZANINE(1 LOSA)

Fuente: Elaboración propia

3.5.3 Especificaciones técnicas del modelo del edificio de acero estructural Las columnas (rellenas de concreto) y vigas principales están fabricadas en acero estructural ASTM A572 Gr50, el cual presenta un esfuerzo de fluencia (F_y) de **50 ksi**. Estos elementos fueron asignados con un acero de mayor resistencia en comparación con el utilizado en las vigas secundarias. El relleno de concreto de las columnas compuestas tiene una resistencia a la compresión del concreto de $f'c = 210 \frac{kgf}{cm^2}$. Para las vigas secundarias se empleó acero estructural ASTM A36 Gr36, con un esfuerzo de fluencia (F_y) de **36 ksi**.

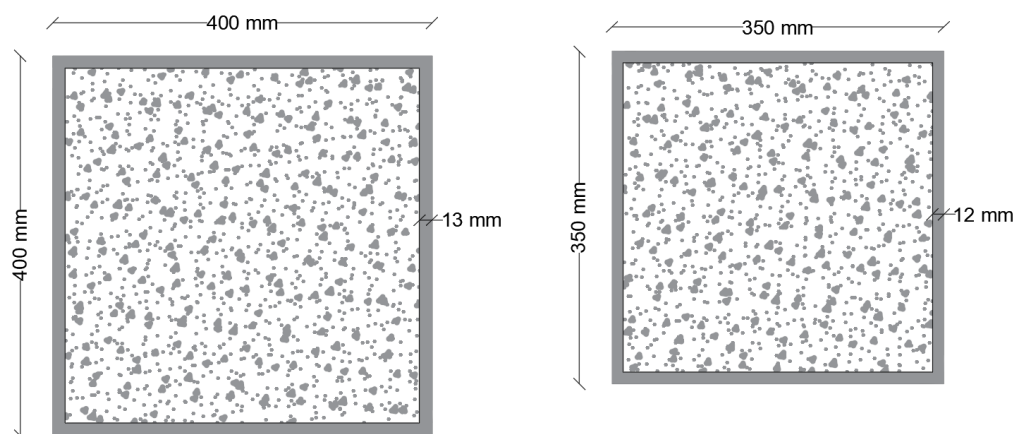
3.5.4 Especificaciones técnicas del modelo del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío Las columnas, vigas y nervios están fabricados en acero estructural ASTM A36 Gr36, que presenta un esfuerzo de fluencia (F_y) de **36 ksi**.

3.5.5 Características y detalles de las dimensiones de los elementos

A continuación, se describen las características de los elementos utilizados en el modelo de acero estructural.

- Edificación de cuatro plantas incluido un Mezzanine:
 - Columnas de sección cuadrada de Acero (Rellenas de concreto)
 - Grado del acero (Especificación ASTM): ASTM A572 Gr50
 - Factor de fluencia probable (R_y): 1.1
 - Esfuerzo de fluencia (F_y) (Ksi): 50
 - Resistencia a la tensión (F_u) (Ksi): 65
 - Factor de tensión probable (R_t): 1.25
 - Resistencia a la compresión del concreto, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Ilustración 8: Detalle de columnas de acero

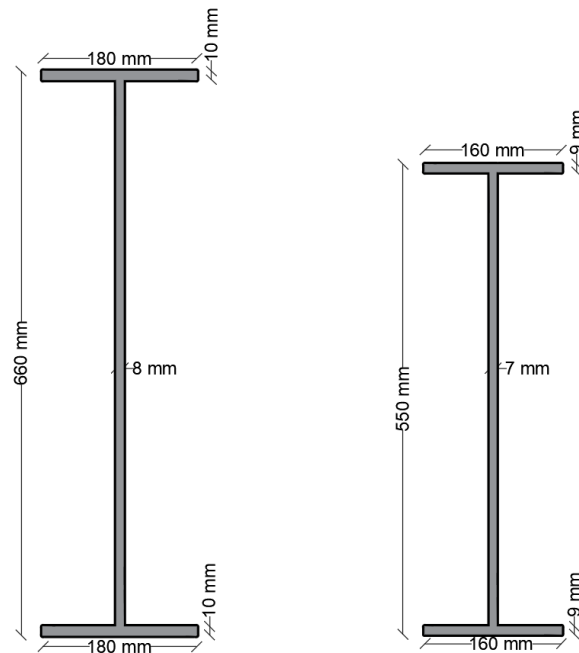


Fuente: Elaboración propia

➤ Vigas principales de Acero (Tipo I)

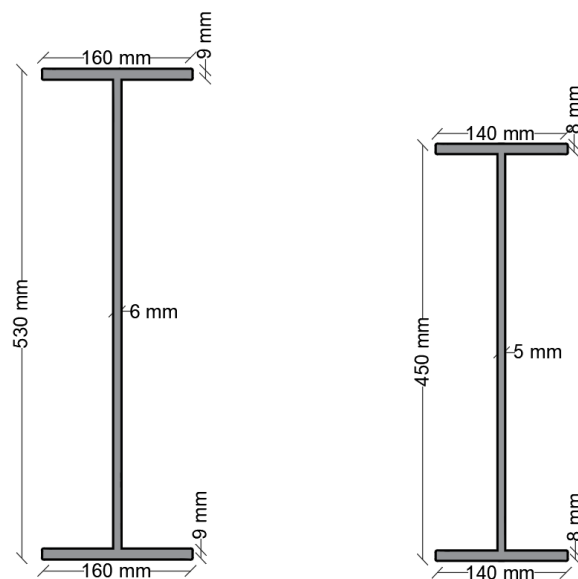
- Grado del acero (Especificación ASTM): ASTM A572 Gr50
- Factor de fluencia probable (R_y): 1.1
- Esfuerzo de fluencia (F_y) (Ksi): 50
- Resistencia a la tensión (F_u) (Ksi): 65
- Factor de tensión probable (R_t): 1.25

Ilustración 9: Detalle de vigas de acero



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 10: Detalle de vigas de acero

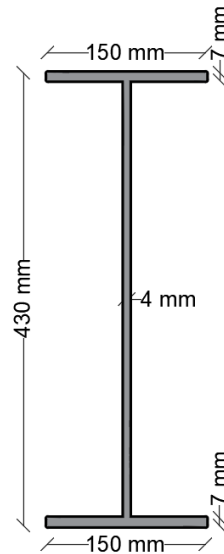


Fuente: Elaboración propia

➤ Nervios de Acero (Tipo I)

- Grado del acero (Especificación ASTM): ASTM A36 Gr36
- Factor de fluencia probable (R_y): 1.3
- Esfuerzo de fluencia (F_y) (Ksi): 36
- Resistencia a la tensión (F_u) (Ksi): 58
- Factor de tensión probable (R_t): 1.15

Ilustración 11: Detalle de nervios de acero

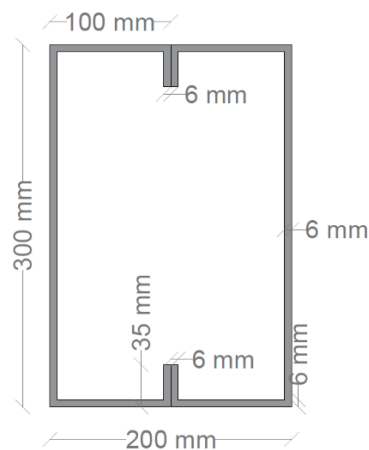


Fuente: Elaboración propia

A continuación, se describen las características de los elementos utilizados en el modelo de acero de lámina delgada doblada en frío:

- Edificación de cuatro plantas incluido un Mezzanine:
 - Columnas de sección (Tipo “G” unidas) de acero de lámina delgada doblada en frío
 - Grado del acero (Especificación ASTM): ASTM A36 Gr36
 - Factor de fluencia probable (R_y): 1.3
 - Esfuerzo de fluencia (F_y) (Ksi): 36
 - Resistencia a la tensión (F_u) (Ksi): 58
 - Factor de tensión probable (R_t): 1.15

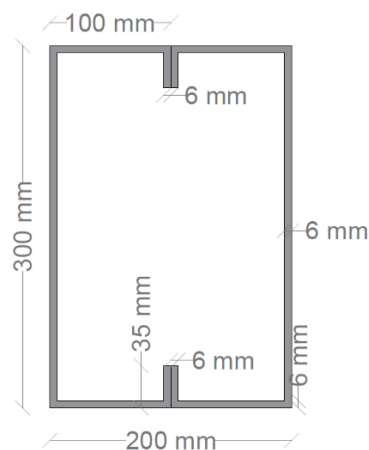
Ilustración 12: Detalle de columnas (Lámina delgada doblada en frío)



Fuente: Elaboración propia

- Vigas principales de acero de lámina delgada doblada en frío (Tipo “G” unidas)
 - Grado del acero (Especificación ASTM): ASTM A36 Gr36
 - Factor de fluencia probable (R_y): 1.3
 - Esfuerzo de fluencia (F_y) (Ksi): 36
 - Resistencia a la tensión (F_u) (Ksi): 58
 - Factor de tensión probable (R_t): 1.15

Ilustración 13: Detalle de vigas (Lámina delgada doblada en frío)

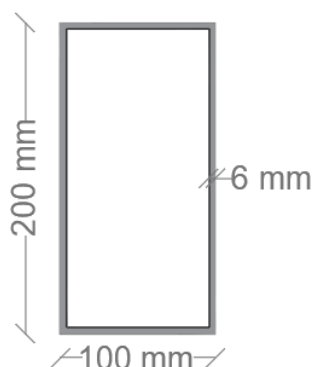


Fuente: Elaboración propia

- Nervios de acero de lámina delgada doblada en frío (Rectangular)
 - Grado del acero (Especificación ASTM): ASTM A36 Gr36
 - Factor de fluencia probable (R_y): 1.3
 - Esfuerzo de fluencia (F_y) (Ksi): 36

- Resistencia a la tensión (F_u) (Ksi): 58
- Factor de tensión probable (R_t): 1.15

Ilustración 14: Detalle de nervios de acero



Fuente: Elaboración propia

3.5.6 Detalles de la configuración en elevación Ambas edificaciones de acero estructural cuentan con un total de cuatro plantas, incluyendo un mezzanine ubicado sobre la primera planta. Cada nivel presenta una altura entre piso de 3.68 metros.

3.5.7 Distribución de cargas La distribución de las cargas que serán empleadas tanto para cargas vivas como para sobrecarga se las detalla a continuación:

Tabla 4: Distribución de las cargas utilizadas en los pisos del edificio de acero estructural

Edificación de acero estructural (4 pisos) incluido mezzanine		
Pisos	Carga viva	Sobre carga
	kgf/m ²	kgf/m ²
1	250	240
2	250	240
3	250	240
4	250	240

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5: Distribución de las cargas utilizadas en los pisos del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío

Edificación de acero de lámina delgada (4 pisos) incluido mezzanine		
Pisos	Carga viva	Sobre carga
	kgf/m2	kgf/m2
1	250	260
2	250	260
3	250	260
4	250	260

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6: Distribución de las cargas utilizadas en la caseta

Ambas Edificaciones (4 pisos) incluido mezzanine		
Caseta	Carga viva	Sobre carga
	kgf/m2	kgf/m2
1	200	200

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7: Distribución de las cargas utilizadas en los peldaños

Ambas Edificaciones (4 pisos) incluido mezzanine		
Escalera	Carga viva	Sobre carga
	kgf/m	kgf/m
Peldaños	105	60

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8: Distribución de las cargas utilizadas en la escalera

Ambas Edificaciones (4 pisos) incluido mezzanine		
Escalera	Carga viva	Sobre carga
	kgf/m	kgf/m
Descanso	413	236

Fuente: Elaboración propia

3.5.8 Modelación Para el desarrollo de la simulación, se inició con la recopilación de información técnica proveniente de los planos estructurales y de inspecciones in situ, con el fin de corroborar las dimensiones constructivas reales del edificio de acero estructural. En cuanto a la simulación del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío, se utilizó el primer modelo como referencia, empleando los elementos estructurales, la geometría y las características de los materiales proporcionados en el catálogo de DIPAC, el cual será detallado a continuación.

3.5.8.1 Definición del material

3.5.8.1.1 Hormigón La losa tipo DECK es de concreto y se diseñó con una resistencia característica a la compresión f'_c de 210 kg/cm². Los muros de hormigón armado presentan una resistencia a la compresión de $f'_c = 280$ kg/cm². Para las columnas del edificio de acero estructural, se adoptó como referencia de resistencia el valor equivalente al concreto $f'_c = 210$ kg/cm². El módulo de elasticidad del concreto se determinó mediante la siguiente ecuación:

$$E = 15100 \times \sqrt{f'_c}$$

Ilustración 15: Definición de material

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f'c 210kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 210kg/cm2

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 244,7319

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2,188E+09

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 9,117E+08

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100000

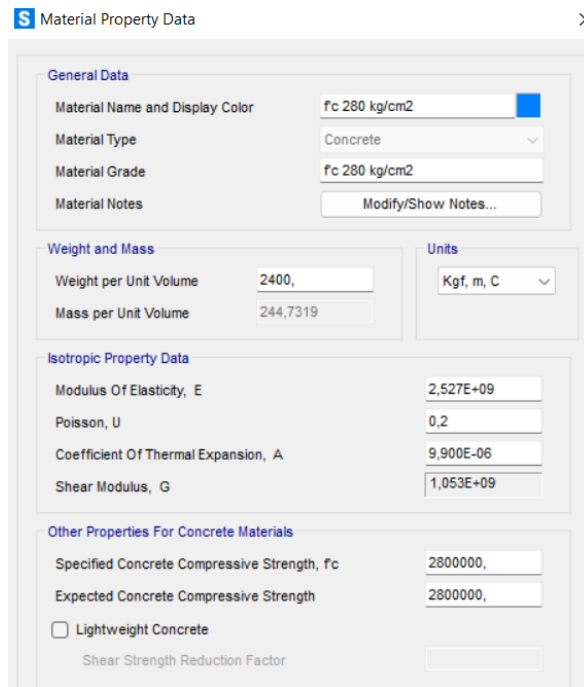
Expected Concrete Compressive Strength: 2100000

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 16: Definición de material



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient Of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc:

Expected Concrete Compressive Strength:

☐ Lightweight Concrete

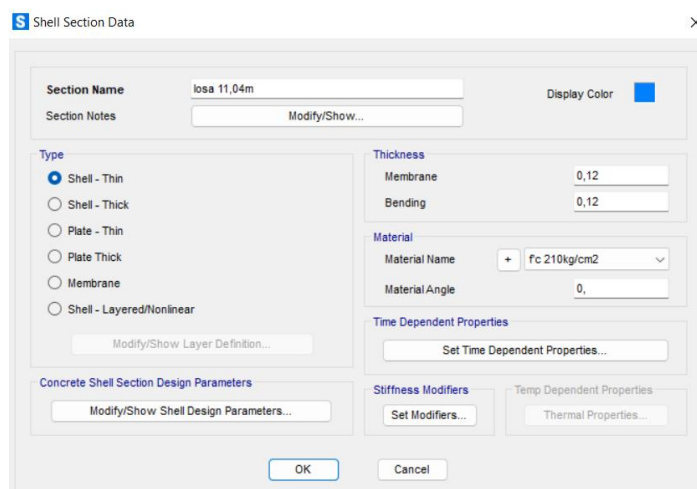
Shear Strength Reduction Factor:

Fuente: Elaboración propia

3.5.8.2 Definición de columnas y vigas Las columnas y vigas principales y secundarias se modelaron como elementos tipo marco *FRAME*, manteniendo las dimensiones geométricas especificadas en la descripción estructural inicial.

3.5.8.3 Losa Durante las inspecciones de campo se verificó que la losa corresponde a un sistema de losa colaborante *DECK*, con una resistencia característica del concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y altura total de 12 cm. Para su modelación, se discretizó como elemento tipo shell thin.

Ilustración 17: Definición de losa



Shell Section Data

Section Name:

Section Notes:

Type

☒ Shell - Thin

☐ Shell - Thick

☐ Plate - Thin

☐ Plate Thick

☐ Membrane

☐ Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane:

Bending:

Material

Material Name:

Material Angle:

Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

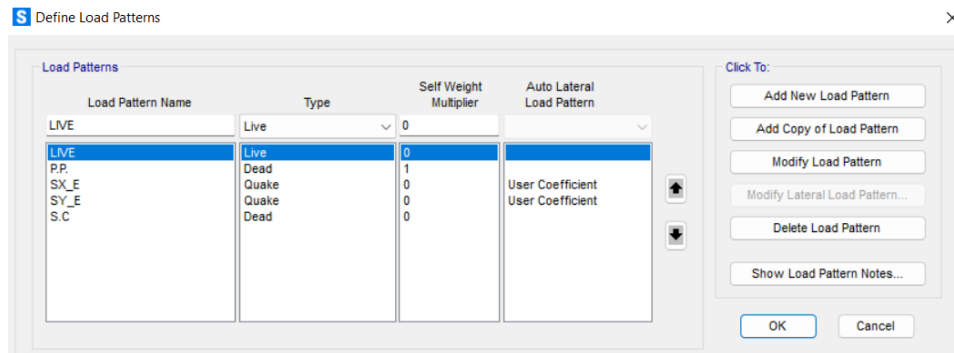
Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Fuente: Elaboración propia

3.5.8.4 Definición de los patrones de carga El modelo matemático tiene cuatro patrones de carga: el primer patrón corresponde a la carga viva; el segundo, al peso propio de la estructura; el tercero, al sismo en la dirección X; el cuarto, al sismo en la dirección Y; y el quinto patrón corresponde a la carga muerta.

Ilustración 18: Patrones de carga

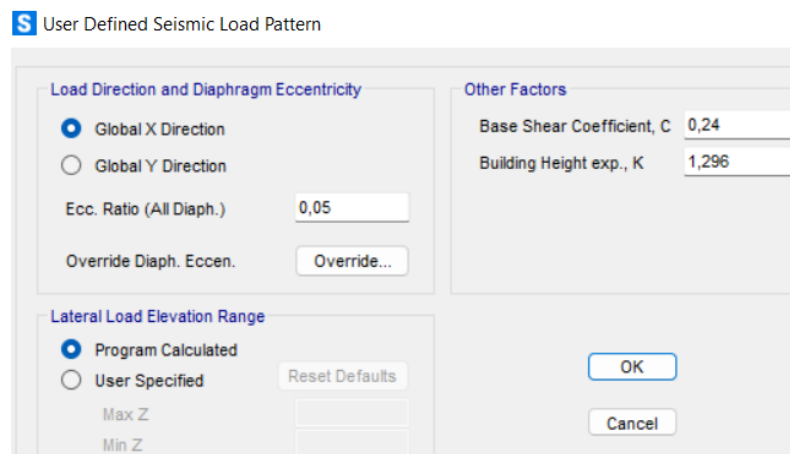


Fuente: Elaboración propia

Al patrón de carga sísmica en las direcciones “X” y “Y” se le modificó el coeficiente de cortante basal en función de los dos períodos de vibración de la estructura, uno para cada dirección. Dicho coeficiente fue determinado a partir del análisis del espectro inelástico, y como ambos períodos se encontraban dentro del mismo tramo constante del espectro, se mantuvo un valor de 0.24 para ambas direcciones. En decir, el coeficiente fue extraído directamente del espectro sísmico para su aplicación en el cálculo del cortante basal.

Para los patrones de carga en “X” y “Y”, el coeficiente asociado al período de vibración de la estructura, T , fue calculado conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-DS-Peligro Sísmico, específicamente en el capítulo 6.3.5.

Ilustración 19: Patrón de carga sísmica en “X”



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 20: Patrón de carga sísmica en “Y”

User Defined Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

☐ Global X Direction

☒ Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Other Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height exp., K

Lateral Load Elevation Range

☒ Program Calculated

☐ User Specified

Max Z

Min Z

Fuente: Elaboración propia

3.5.8.5 Definición de los casos de carga El modelo matemático cuenta con un total de ocho casos de carga: carga muerta, carga viva, peso propio, sismo en dirección “X” y sismo en dirección “Y” de tipo estático. Todos estos pertenecen a al tipo de casos de carga estática lineal. Adicionalmente, se incluye un caso de carga modal, así como los casos de sismo dinámico en las direcciones “X” y “Y”, los cuales corresponden al tipo de caso de carga por espectro de respuesta inelástico. Para este análisis se consideró un suelo tipo E, correspondiente a las condiciones geotécnicas de la ciudad de Machala, y se adoptó una aceleración gravitacional de $9,81 \text{ m/s}^2$.

Ilustración 21: Definición de los casos de carga

Define Load Cases

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
MODAL	Modal
LIVE	Linear Static
PESO PROPIO	Linear Static
SX_E	Linear Static
SY_E	Linear Static
S.C	Linear Static
SX_D	Response Spectrum
SY_D	Response Spectrum

Click to:

Display Load Cases

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 22: Definición de los casos de carga (SX_D)

S Load Case Data - Response Spectrum X

Load Case Name

SX_D Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Response Spectrum Design...

Modal Combination

☒ CQC
 ☐ SRSS
 ☐ Absolute
 ☐ GMC
 ☐ NRC 10 Percent
 ☐ Double Sum

GMC f1 1,

GMC f2 0,

Periodic + Rigid Type SRSS

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case MODAL

☒ Standard - Acceleration Loading
 ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Directional Combination

☒ SRSS
 ☐ CQC3
 ☐ Absolute

Scale Factor

Mass Source

Previous (MASAS)

Diaphragm Eccentricity

Eccentricity Ratio 0,

Override Eccentricities Override...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Suelo Tipo E	9,81
Accel	U1	Suelo Tipo E in	9,81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping Constant at 0,05 Modify/Show...

OK

Cancel

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 23: Definición de los casos de carga (SY_D)

S Load Case Data - Response Spectrum X

Load Case Name

SY_D Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Response Spectrum Design...

Modal Combination

☒ CQC
 ☐ SRSS
 ☐ Absolute
 ☐ GMC
 ☐ NRC 10 Percent
 ☐ Double Sum

GMC f1 1,

GMC f2 0,

Periodic + Rigid Type SRSS

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case MODAL

☒ Standard - Acceleration Loading
 ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Directional Combination

☒ SRSS
 ☐ CQC3
 ☐ Absolute

Scale Factor

Mass Source

Previous (MASAS)

Diaphragm Eccentricity

Eccentricity Ratio 0,

Override Eccentricities Override...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Suelo Tipo E	9,81
Accel	U2	Suelo Tipo E in	9,81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping Constant at 0,05 Modify/Show...

OK

Cancel

Fuente: Elaboración propia

3.5.8.6 Cargas de diseño Para garantizar la seguridad y funcionalidad de una estructura, es fundamental considerar las fuerzas o acciones que pueden actuar sobre ella durante su vida útil.

3.5.8.6.1 Combinaciones de carga

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo de Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG), establece que para el diseño estructural deben considerarse las combinaciones de carga más desfavorables posibles. Estas combinaciones incluyen cargas muertas, cargas vivas y, en su caso, cargas sísmicas.

De acuerdo con la NEC-SE-CG, las combinaciones de cargas que deben considerarse son las siguientes:

- $1.4 \cdot D$
- $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$
- $1.2 \cdot D + L + SX$
- $1.2 \cdot D + L - SX$
- $1.2 \cdot D + L + SY$
- $1.2 \cdot D + L - SY$
- $0.9 \cdot D + SX$
- $0.9 \cdot D - SX$
- $0.9 \cdot D + SY$
- $0.9 \cdot D - SY$

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

Sx = Carga sísmica en dirección X

Sy = Carga sísmica en dirección Y

3.5.8.7 Asignación de Carga Viva y Carga Muerta Para la asignación de carga en cada piso se añadieron las cargas uniformemente distribuidas en una sola dirección “Unidireccional”.

Ilustración 24: Asignación de cargas

S Assign Area Uniform Loads to Frames

General

Load Pattern: S.C

Coordinate System: GLOBAL

Load Direction: Gravity

Load Distribution: One Way

Uniform Load

Load: 260 kgf/m²

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Fuente: Elaboración propia

3.5.8.8 Diafragmas Se definieron cinco diafragmas, correspondientes a cada uno de los pisos analizados y de la caseta.

Ilustración 25: Definición de diafragmas

S Assign Joint Constraints

Diafragmas_3,68

Diafragmas_7,36

Diafragmas_11,04

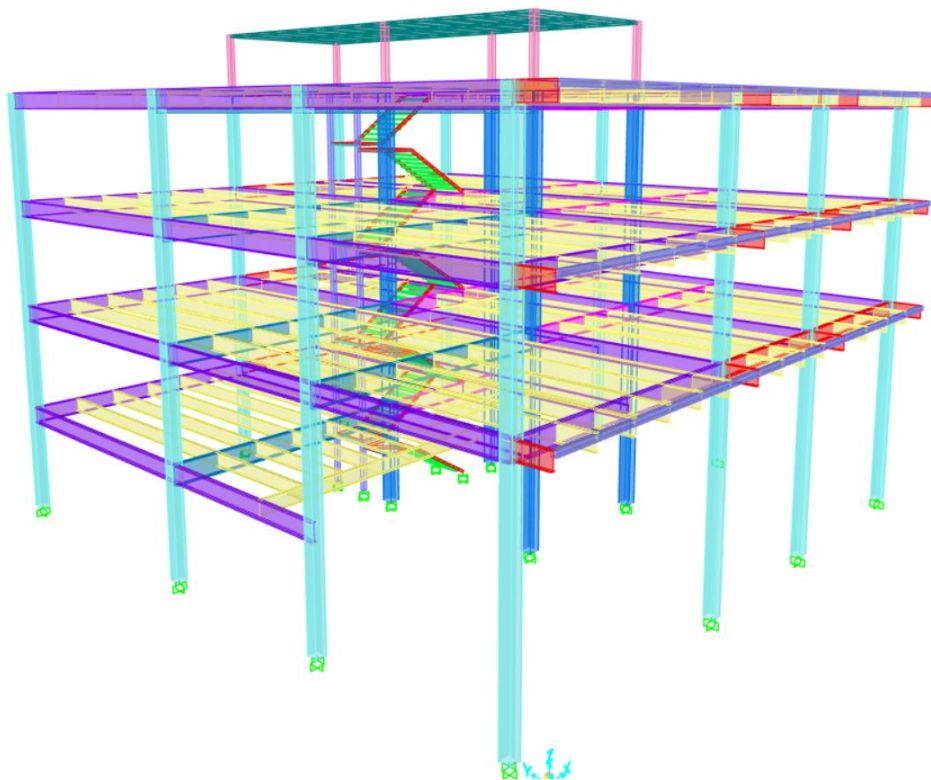
Diafragmas_14,72

Diafragmas_17,12

Fuente: Elaboración propia

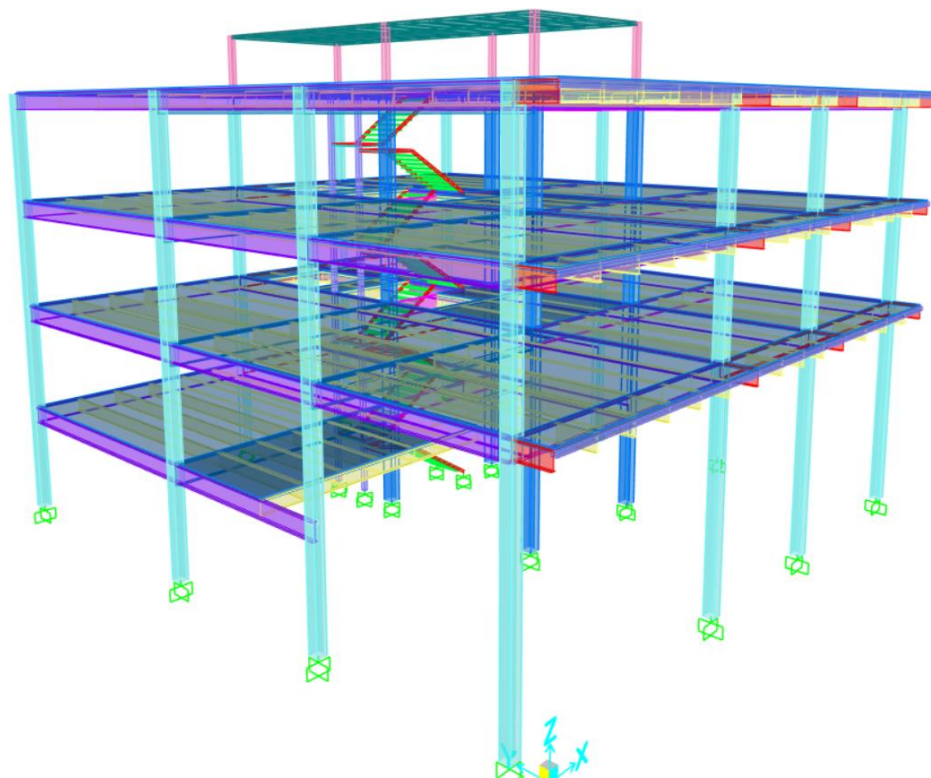
3.5.8.9 Modelado 3D del edificio de Acero Estructural

Ilustración 26: Modelado 3D del edificio de Acero Estructural sin losas



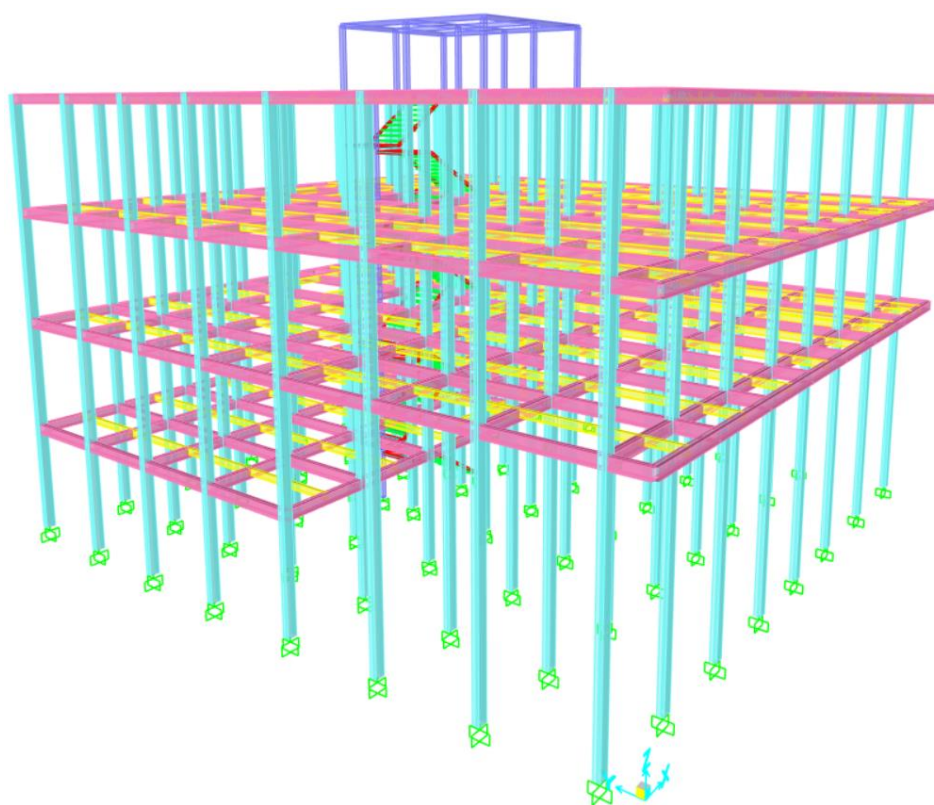
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 27: Modelado 3D del edificio de Acero Estructural con losas



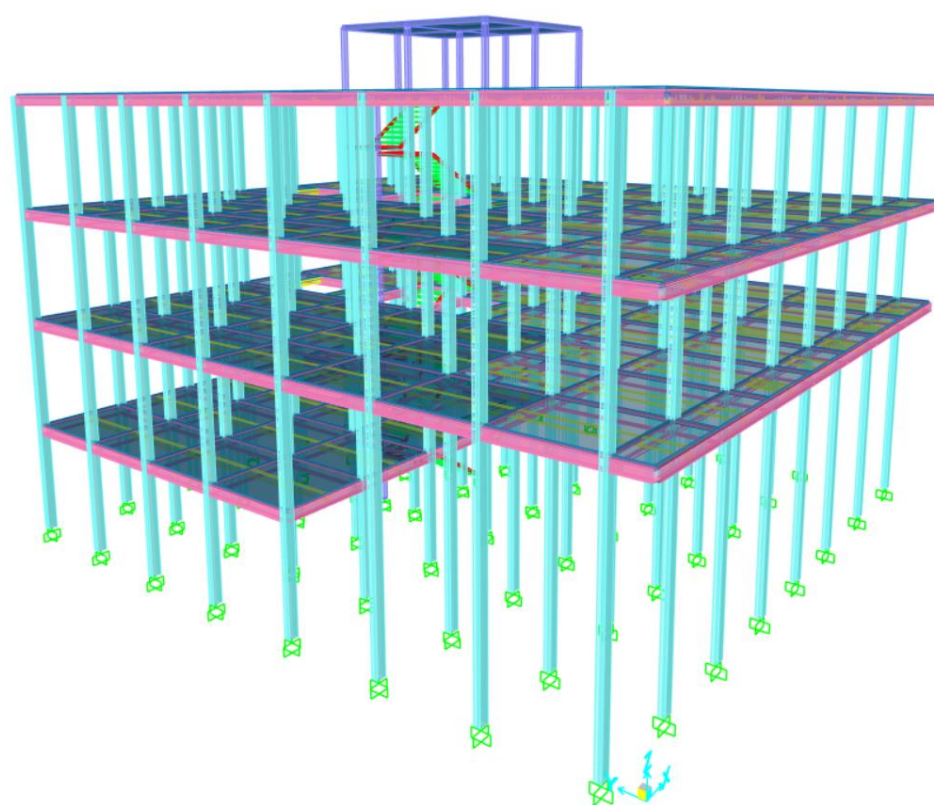
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 28: Modelado 3D del edificio de Acero de lámina delgada sin losas



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 29: Modelado 3D del edificio de Acero de lámina delgada con losas



Fuente: Elaboración propia

3.5.9 Análisis dinámico espectral Para el análisis dinámico espectral se utiliza el espectro de diseño elástico. Este espectro está estrechamente relacionado con el tipo de suelo donde se ubica el objeto de estudio. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, este suelo corresponde a la clasificación tipo E, tal como se indica en la tabla.

Tabla 9: Perfil de suelo Tipo E

Perfil	Descripción	Definición
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Una vez determinado el tipo de perfil estructural adecuado para la edificación, se procede a la selección de los coeficientes correspondientes al perfil, considerando sus propiedades geométricas y mecánicas. Estos coeficientes son fundamentales para el análisis estructural, ya que influyen en la capacidad resistente, rigidez y comportamiento sísmico del elemento.

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 10: Tipos de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Amplificación de las ordenadas del espectro elásticos de respuesta de desplazamiento para diseño en roca

Tabla 11: Tipos de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Comportamiento no lineal de los suelos

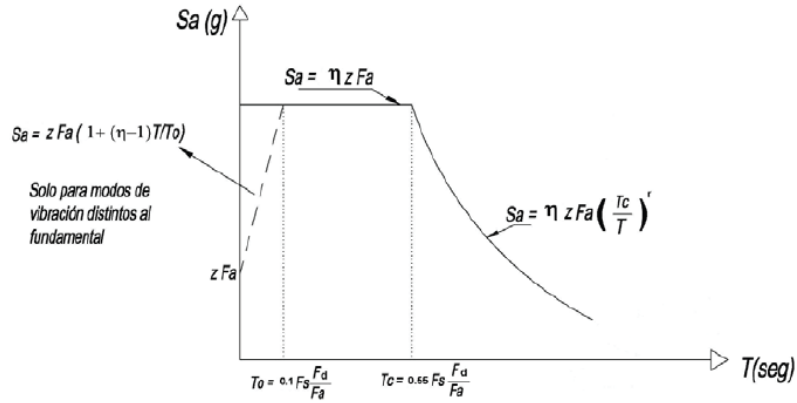
Tabla 12: Tipos de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Con base en los valores del factor de zona sísmica (Z), el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y los coeficientes de amplificación del suelo (F_a , F_d , F_s), se construye el espectro de respuesta elástico de diseño. Este espectro representa la demanda sísmica que debe ser considerada en el análisis estructural, y se obtiene conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), tomando en cuenta las características dinámicas del terreno y el nivel de amenaza sísmica correspondiente a la zona de estudio.

Ilustración 30: Espectro sísmico elástico de aceleraciones



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

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

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el espectro de respuesta elástico de diseño, correspondiente a un amortiguamiento equivalente del 5% respecto al crítico, se determina mediante las siguientes ecuaciones. Estas expresiones son válidas para diferentes rangos del período de vibración estructural T y permiten definir la aceleración espectral que debe considerarse en el análisis sísmico de la edificación:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

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

Donde:

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.50$ Para tipo de suelo E

3.5.10 Espectro de diseño inelástico El Espectro de Diseño Inelástico se define considerando la configuración en planta (ϕ_p), configuración en elevación (ϕ_e), coeficiente de resistencia sísmica (R), y un coeficiente de importancia (I).

3.5.11 Categoría de Importancia El coeficiente de importancia (I) permite aumentar la demanda sísmica de diseño, con el objetivo de que ciertas estructuras, por su uso crítico o relevancia social, permanezcan operativas o sufran el menor daño posible durante y después de un sismo. Para determinar este coeficiente, la NEC establece una clasificación de las edificaciones según su importancia, definiendo niveles mínimos de resistencia sísmica.

Tabla 13: Coeficiente de importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00
-------------------	---	------

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

3.5.12 Límites Permisibles de las derivas de los pisos La deriva se define como el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de una edificación, provocado por las vibraciones a las que se somete la estructura, ya sea por efectos internos o externos, como la acción sísmica. Este parámetro se expresa como una relación adimensional que permite evaluar la deformación lateral de la edificación.

$$\Delta_E = \frac{\Delta_i - \Delta_{i1}}{h_{piso}}$$

Según lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo NEC-SE-DS, las derivas de piso no deben exceder los límites de derivas inelásticas definidos por dicha normativa. Específicamente, se establece que la deriva no debe superar el 2% de la altura entre pisos para estructuras metálicas, con el fin de garantizar un comportamiento adecuado frente a la acción sísmica.

No obstante, en estructuras de mampostería, que se encasillan como estructuras de ductilidad limitada, la normativa establece un límite de deriva del 1 %. En coherencia con esta referencia, la estructura analizada también considera mantener ese límite de deriva, garantizando que los elementos estructurales tipo viga-columna no ingresen al rango no lineal.

Tabla 14: Derivas máximas elásticas

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

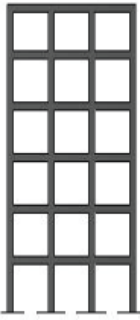
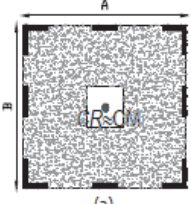
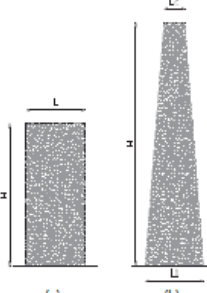
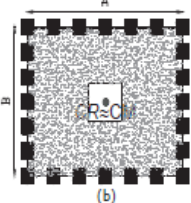
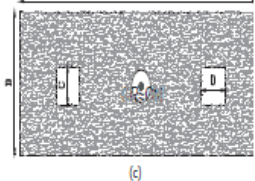
3.5.13 Regularidad y configuración estructural

3.5.13.1 Configuración estructural

La normativa ecuatoriana indica que tanto los diseñadores estructurales como arquitectónicos deben procurar un diseño regular, tanto en planta como en elevación. Esta recomendación se basa en que una configuración estructural regular permite un mejor desempeño sismorresistente, ya que facilita una distribución más uniforme de las fuerzas y una disipación eficiente de la energía, evitando concentraciones excesivas de esfuerzos en elementos específicos de la edificación.

a) Criterios de Regularidad Estructural recomendadas según la NEC-SE-DS:

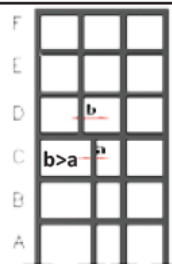
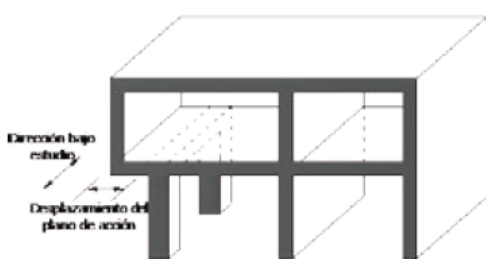
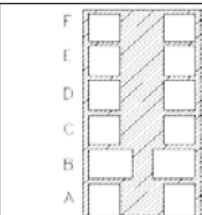
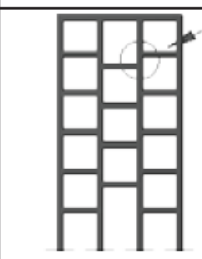
Tabla 15: Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN ϕ_{E1}		CONFIGURACIÓN EN PLANTA ϕ_{P1}	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. ϕ_{E1}		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. ϕ_{P1}	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. ϕ_{E1}			
			

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

b) Criterios de Regularidad Estructural no recomendadas según la NEC-SE-DS:

Tabla 16: Configuraciones estructurales no recomendadas

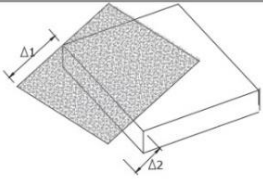
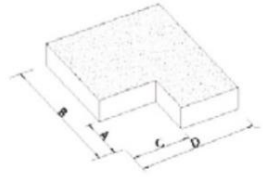
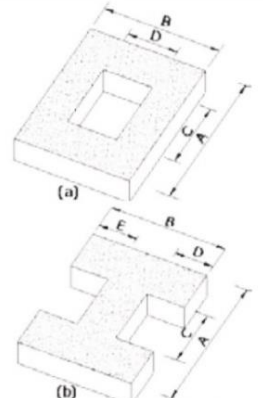
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. 
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	 RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C	
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

3.5.13.2 Regularidad en planta y elevación

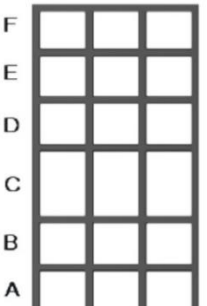
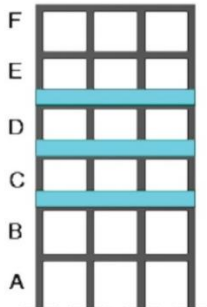
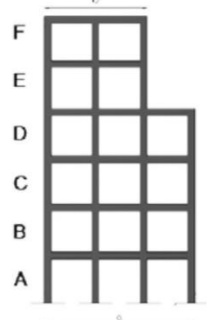
La regularidad en planta y elevación se refiere a que la estructura mantiene una distribución uniforme de masas, rigideces y formas, sin presentar discontinuidades significativas. Cuando una edificación no cumple con estos criterios y presenta irregularidades, se deben aplicar coeficientes de configuración estructural que incrementan el cortante de diseño como medida de compensación. No obstante, estos coeficientes no garantizan un buen comportamiento sísmico, por lo que es preferible evitar dichas irregularidades desde la etapa de diseño.

Tabla 17: Coeficientes de irregularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 18: Coeficientes de irregularidad en elevación

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

Una estructura se considera regular cuando no presenta discontinuidades significativas en su configuración estructural, lo que generalmente se traduce en una mayor simetría y uniformidad. La regularidad en elevación se logra al mantener una altura constante entre pisos, así como muros, columnas y elementos verticales con dimensiones, formas y ubicaciones consistentes, garantizando la continuidad estructural y una distribución uniforme de masas a lo largo de la altura del edificio.

3.5.13.2.1 Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P

La estimación del coeficiente ϕ_P se basa en el estudio de la configuración geométrica de la planta de la edificación, considerando si presenta una distribución regular o irregular.

Este valor refleja el impacto que tienen las discontinuidades geométricas o de rigidez en el comportamiento sísmico de la estructura.

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

Donde:

ϕ_P = Coeficiente de regularidad en planta.

ϕ_{PA} = Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

ϕ_{PB} = Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

ϕ_{Pi} = Coeficiente de configuración en planta.

Cuando una estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades establecidos en la Tabla 14, en ninguno de sus niveles, se considera que posee una configuración regular en planta. En este caso, el coeficiente de configuración en planta (ϕ_P) tomará el valor de 1, lo que indica que no se requiere penalización adicional en el diseño estructural por efectos de irregularidad.

3.5.13.2.2 Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E

El coeficiente ϕ_E se determina a partir del análisis de la configuración en elevación de la estructura, evaluando si existen irregularidades verticales que puedan afectar su comportamiento sísmico. Estas irregularidades pueden incluir cambios bruscos en la rigidez, altura entre pisos no uniforme, reducciones súbitas de elementos resistentes o discontinuidades en muros y columnas.

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB}$$

Donde:

ϕ_E = Coeficiente de regularidad en elevación.

ϕ_{EA} = Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} = Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} = Coeficiente de configuración en elevación.

Cuando una estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tablas 16 y 17, en ninguno de sus niveles, se considera que posee una configuración regular en elevación. En este caso, el coeficiente de configuración en elevación (ϕ_E) tomará el valor de 1, lo que indica que la estructura cumple con los criterios de continuidad, simetría y distribución uniforme de rigidez y masa a lo largo de su altura.

Para estructuras tipo pórtico especial sismo resistente con muros estructurales

Esta asignación de $\phi_E = 1$ en sistemas duales reconoce su capacidad para controlar deformaciones y disipar energía de forma eficiente durante un sismo. La participación conjunta de pórticos y muros estructurales proporciona estabilidad y continuidad en elevación, lo que reduce la posibilidad de concentraciones de esfuerzo o fallas localizadas.

3.5.14 Coeficiente de resistencia sísmica

Este coeficiente se emplea en el diseño sismorresistente porque representa la relación entre la ductilidad de la estructura y su capacidad de resistencia. Su determinación considera diversos criterios como la tipología estructural, el tipo de suelo, el período de vibración, la sobre resistencia, la ductilidad, el amortiguamiento y la redundancia. Estos factores influyen en el nivel de reducción permitido, el cual varía según el tipo de estructura y su capacidad para soportar deformaciones inelásticas en una zona con amenaza sísmica de diseño.

Tabla 19: Coeficiente de resistencia sísmica

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

3.5.15 Cortante basal de diseño (V)

El cortante basal representa la suma de los esfuerzos cortantes generados en cada piso de la estructura como resultado de la acción sísmica. Este efecto se incrementa progresivamente hacia la base, ya que los esfuerzos de los niveles superiores se van acumulando en los inferiores. En su cálculo se consideran todas las cargas que actúan sobre la edificación, reflejando así la demanda sísmica total que debe resistir en su punto más bajo.

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

Donde:

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleraciones.

$\phi_P \cdot \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I = Coeficiente de importancia.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

V = Cortante basal total de diseño

W = Carga sísmica reactiva

T_a = Período de vibración

3.5.16 Determinación del período de vibración T - Método 1

El período de vibración T indica el tiempo requerido para que una estructura complete un ciclo de movimiento oscilatorio bajo la acción de un sismo. Aunque generalmente se calcula como una estimación inicial, este valor es esencial porque sirve como base para determinar las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la edificación.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

T = Período de vibración.

Los coeficientes empleados en esta ecuación varían según la tipología estructural, por lo que la norma incluye la siguiente tabla para su referencia.

Tabla 20: Coeficientes C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Porticos especiales de hórmon armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015)

3.5.17 Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso Δ_M) La norma establece que debe realizarse un control de deformaciones mediante el cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso, con el fin de asegurar que la estructura presente deformaciones controlables. El diseño debe considerar secciones agrietadas y utilizar la respuesta máxima inelástica en desplazamientos (Δ_M) causada por el sismo de diseño. Las derivadas se calcularán mediante un análisis elástico, aplicando fuerzas laterales reducidas (método DBF), incluyendo efectos traslacionales, torsionales y de segundo orden (P- Δ). Esto contribuye a un diseño estructural más seguro y eficiente.

Límites de deriva: La deriva inelástica máxima (Δ_M) de cada piso deberá determinarse a través de:

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

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

R = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

Δ_E = Factor de reducción de resistencia

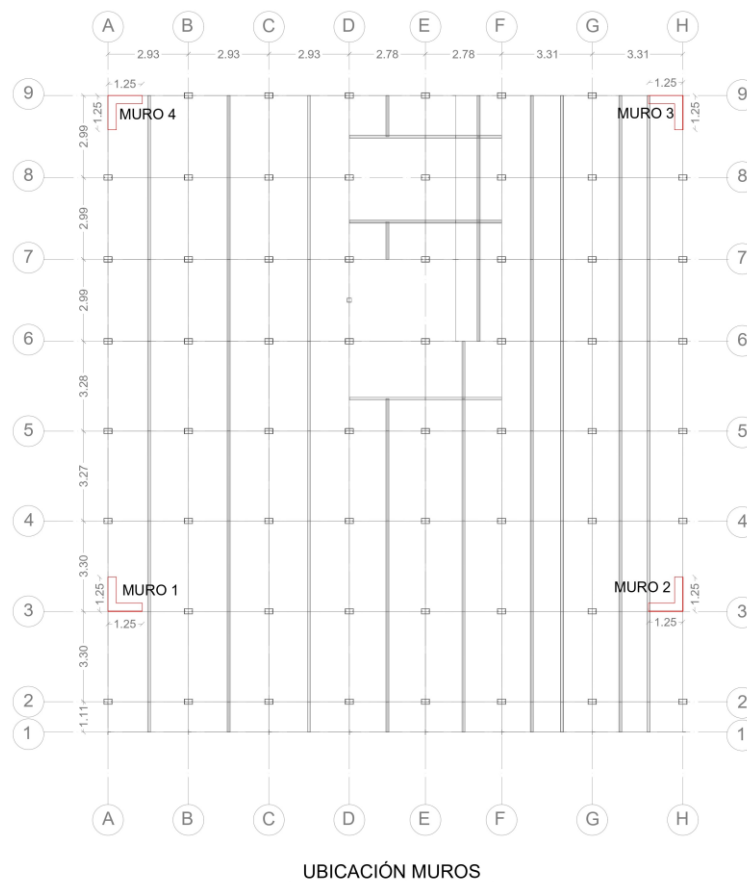
Verificar que:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

3.5.18 Modelación de Muros Estructurales Una vez identificado que los periodos de vibración de la estructura superaban en más del 30 % el valor teórico, se definió el tipo de reforzamiento a implementar, se procede a modelar los muros que se colocarán para reducir dichos periodos.

3.5.18.1 Ubicación de Muros Los muros fueron ubicados teniendo en consideración el sitio idóneo, de manera que no perjudiquen la distribución de los espacios ni generen torsiones adicionales en los elementos estructurales.

Ilustración 31: Ubicación de muros



Fuente: Elaboración propia

3.5.18.2 Definición de Muros El muro fue modelado utilizando hormigón con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 , y se diseñó con un espesor uniforme de 30 cm en todas las direcciones, con una geometría en forma de “L”, con 120 cm por cada lado.

Ilustración 32: Propiedades del muro

Fuente: Elaboración propia

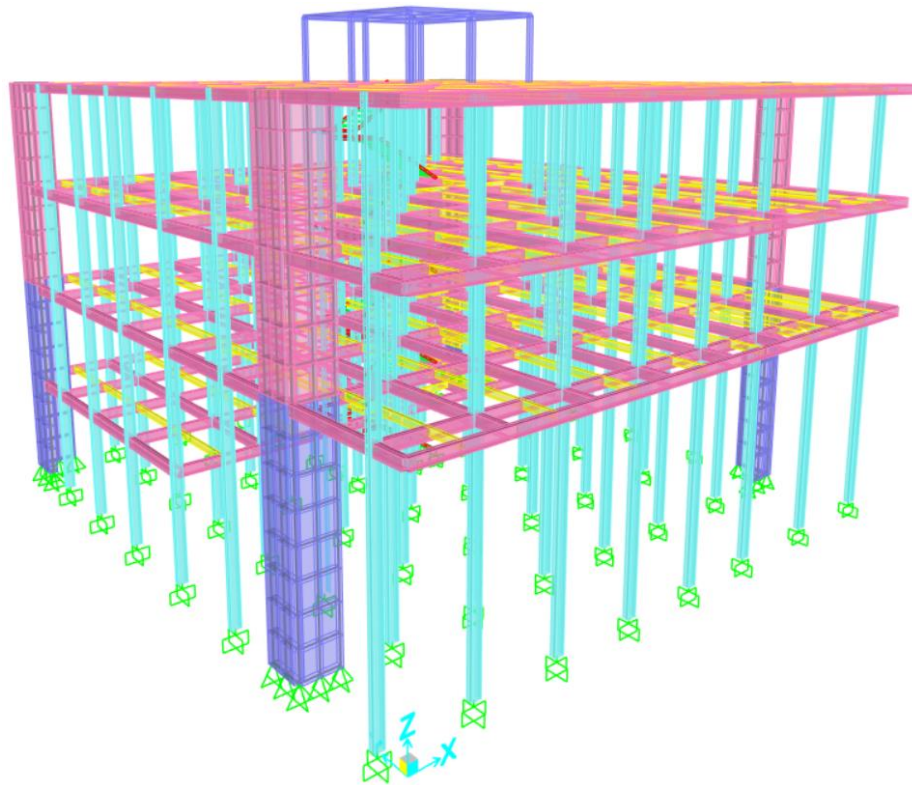
Es importante, además, tomar en cuenta las inercias agrietadas establecidas por la NEC-SE-DS, las cuales corresponden a un valor de $0.6I_g$ para los muros. En nuestro caso, se han considerado las inercias agrietadas para el muro en las dos primeras alturas: mezzanine y primera planta alta; mientras que en la segunda y tercera planta alta se han asumido como muros no agrietados.

Ilustración 33: Inercia agrietada muro

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	0,6
Bending m22 Modifier	0,6
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

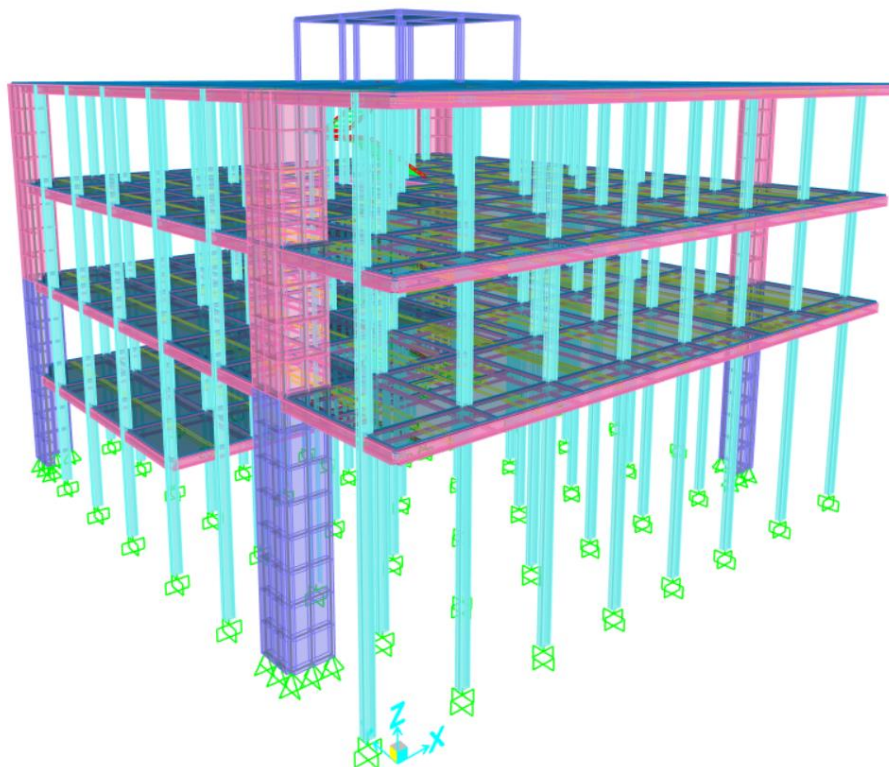
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 34: Modelo 3D con muros en edificio de acero de lámina delgada



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 35: Modelo 3D con muros y losas en edificio de acero de lámina delgada



Fuente: Elaboración propia

4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis e Interpretación de Resultados

El análisis e interpretación de resultados en el estudio de edificaciones de baja altura con elementos estructurales de acero de lámina delgada doblada en frío, ubicadas en zonas de alta sismicidad, se centra en una evaluación del comportamiento estructural ante cargas gravitacionales. Los resultados obtenidos se presentan de forma detallada, permitiendo identificar la capacidad resistente de las estructuras y su respuesta frente a diferentes tipos de cargas, mediante un análisis lineal. Como parte del diseño estructural, se incorporaron muros estructurales con el objetivo de mejorar la estabilidad global del sistema ante sollicitaciones sísmicas, contribuyendo así a un desempeño más seguro y eficiente frente a eventos sísmicos.

4.2. Análisis sísmico

Se realizó un análisis dinámico espectral de la estructura de acero conformada por láminas delgadas dobladas en frío, utilizando el espectro de diseño en aceleraciones correspondiente a la ciudad de Machala, conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. Para este análisis se consideró un suelo muy blando, clasificado como tipo E, lo que implica una mayor amplificación de las aceleraciones sísmicas en la estructura. Esta condición geotécnica representa un reto importante para el diseño sismorresistente, por lo que el modelo estructural fue evaluado frente a las exigencias sísmicas esperadas, determinando desplazamientos, derivas de entrepiso y fuerzas internas que permitieron verificar el adecuado comportamiento dinámico de la edificación ante eventos sísmicos.

Tabla 21: Coeficientes de Espectro de diseño elástico

Factor z	0,4
Suelo tipo E	
Fa	1,00
Fd	1,60
Fs	1,90
η	1,80
r	1,50

Fuente: Elaboración propia

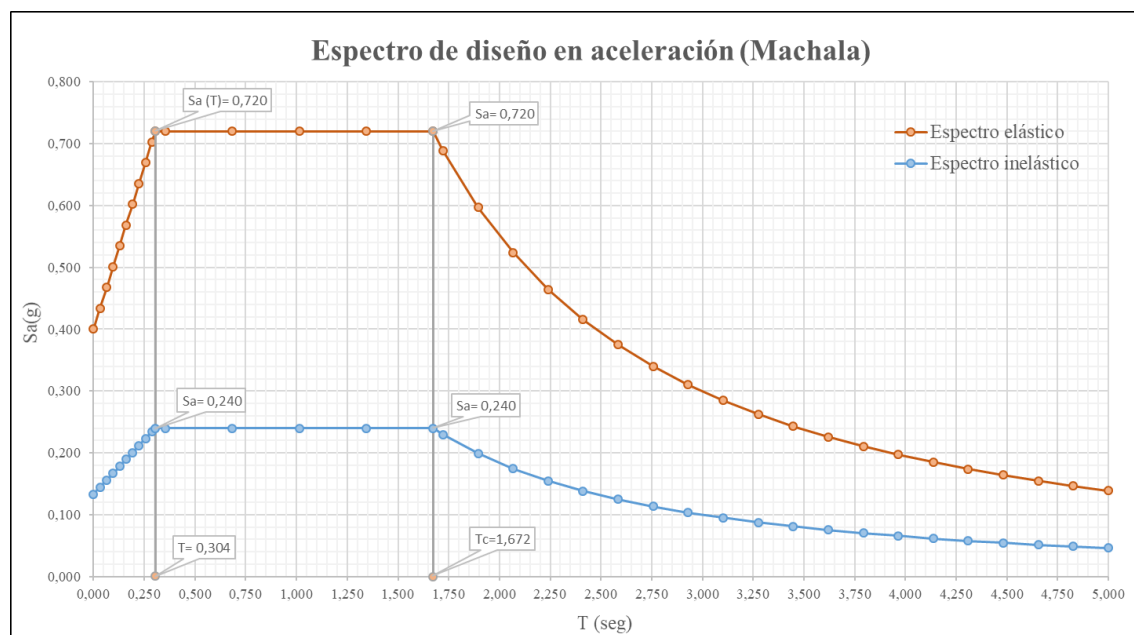
Tabla 22: Coeficientes de Espectro de diseño inelástico

R	3
I	1
ϕ_p	1
ϕ_e	1

Fuente: Elaboración propia

Se determinaron las curvas de los espectros de diseño elástico e inelástico, obteniendo los resultados correspondientes a un período de retorno de 475 años, de acuerdo con los parámetros sísmicos establecidos para la ciudad de Machala.

Ilustración 36: Espectro de diseño en aceleración de Machala



Fuente: Elaboración propia

4.3. Cálculo del esfuerzo medio transmitido al suelo (presión de contacto)

El esfuerzo medio transmitido al suelo, también conocido como presión de contacto (q), es la carga por unidad de área que una cimentación transmite al terreno que la soporta. Este valor es fundamental en el diseño geotécnico, ya que permite verificar si el suelo puede resistir la carga estructural sin sufrir fallas o asentamientos excesivos. Mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{P}{A}$$

Donde:

q: Esfuerzo medio transmitido al suelo o presión de contacto.

P: Carga vertical total que actúa sobre la cimentación.

A: Área de la base de la cimentación.

Tabla 23: Esfuerzo

Largo (m)	Ancho (m)	A (m ²)	P (Tonf)	q (Tonf/m ²)
23,21	20,96	486,55	1557,66	3,20

Fuente: Elaboración propia

El valor obtenido de $q = 3.201 \text{ T/m}^2$ corresponde a la presión uniforme que se transferirá al suelo bajo un comportamiento elástico lineal y una distribución uniforme de esfuerzos. Este valor se encuentra por debajo del límite admisible de 7 T/m^2 . En este caso, se trata de una cimentación de losa de hormigón, por lo que el esfuerzo transmitido se distribuye de forma uniforme sobre el terreno. Por lo tanto, se concluye que la presión de contacto cumple con los rangos de seguridad establecidos, garantizando una adecuada capacidad de soporte del suelo sin riesgo de falla por carga vertical.

4.4. Resultados del edificio de acero estructural

4.4.1. Periodo fundamental y masa participativa

Tabla 24: Periodo fundamental y masa participativa

Modos de vibración	Periodo (Segundos)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.71576	0.00116	0.00000	0.00116	0.00000	0.00036
2	1.28857	0.00144	0.00000	0.00260	0.00000	0.00054
3	1.15578	0.00805	0.00001	0.01100	0.00001	0.00128
4	1.02343	0.46200	0.00012	0.47300	0.00013	0.47700
5	0.99338	0.00007	0.89300	0.47300	0.89300	0.00022
6	0.92862	0.01000	0.00000	0.48300	0.89300	0.01200
7	0.85528	0.42300	0.00000	0.90600	0.89300	0.40900
8	0.81648	0.00848	0.00033	0.91400	0.89300	0.00334
9	0.77644	0.00000	0.00000	0.91400	0.89300	0.00000
10	0.65500	0.00000	0.00122	0.91400	0.89400	0.00011
11	0.64849	0.00001	0.00119	0.91400	0.89500	0.00002
12	0.61104	0.00040	0.00001	0.91500	0.89500	0.00006

Fuente: Elaboración propia

Con una masa participativa de 46.20 % en dirección “X” y de 89.30 % en dirección “Y”, los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección pertenecen al cuarto y quinto modo de vibración. El periodo fundamental de vibración en dirección “X” es de 1.02343 segundos, y en dirección “Y” es de 0.99338 segundos. En lo que respecta a la participación torsional, del total de la masa del edificio, el 46.20% se desplaza en el sentido “X” y al mismo tiempo el 47.70% está sometida a torsión, lo que evidencia una torsión estructural significativa.

4.4.2. Verificación de periodo El periodo de vibración aproximado de la estructura, para cada dirección, se calcula con el método 1 descrito en la norma NEC-SE-DS de Peligro Sísmico.

Tabla 25: Periodo Teórico

Cálculo de Período de vibración T - Método 1		
Ct	0.072	-
Altura edificio	17.12	m
α	0.80	-
T (método1)	0.70	seg

Fuente: Elaboración propia

El periodo fundamental de la estructura en la dirección “X” supera en un 46.53 % y en la dirección “Y” en un 42.23 % al periodo de vibración calculado mediante el método 1 descrito en la NEC-SE-DS. En ambos casos, se excede del 30 %, por lo que no se cumple con lo recomendado en la normativa.

Este edificio de acero estructural, ubicado en la ciudad de Machala, fue considerado como base para el análisis de una edificación conformada por elementos de acero de lámina delgada doblada en frío, la cual considera el espectro inelástico correspondiente a dicha localidad.

4.5. Resultados del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío

4.5.1. Periodo fundamental y masa participativa

Tabla 26: Periodo fundamental y masa participativa

Modos de vibración	Periodo (Segundos)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,18469	0,01600	0,88000	0,01600	0,88000	0,04000
2	1,09265	0,35000	0,05100	0,36600	0,93100	0,56500
3	0,74272	0,55800	0,00049	0,92400	0,93100	0,32900
4	0,34896	0,00001	0,04100	0,92400	0,97300	0,00000
5	0,27110	0,00138	0,00027	0,92600	0,97300	0,01700
6	0,24921	0,03900	0,00009	0,96500	0,97300	0,02400
7	0,22610	0,00002	0,00696	0,96500	0,98000	0,00005
8	0,20971	0,01100	0,00000	0,97600	0,98000	0,00436
9	0,20363	0,00000	0,01400	0,97600	0,99400	0,00001
10	0,19588	0,00037	0,00000	0,97600	0,99400	0,00076
11	0,17612	0,00000	0,00537	0,97600	0,99900	0,00001
12	0,16495	0,00046	0,00000	0,97700	0,99900	0,01300

Fuente: Elaboración propia

Con una masa participativa de 35.00 % en dirección “X” y de 88.00 % en dirección “Y”, los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección pertenecen al primero y segundo modo de vibración. El periodo fundamental de vibración en dirección “X” es de 1.09265 segundos, y en dirección “Y” es de 1.18469 segundos. En lo que respecta a la participación torsional, del total de la masa del edificio, el 35.00% se desplaza en el sentido “X” y al mismo tiempo el 56.50% está sometida a torsión, lo que evidencia una torsión estructural significativa.

El periodo fundamental de la estructura en la dirección “X” supera en un 56.44 % y en la dirección “Y” en un 69.62 % al periodo de vibración calculado mediante el método 1 descrito en la NEC-SE-DS. En ambos casos, se excede del 30 %, por lo que no se cumple con lo recomendado en la normativa.

4.5.2. Revisión de ajuste de cortante basal

Se procede a verificar el cortante basal conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Para estructuras irregulares, si el porcentaje obtenido de la relación

calculada entre el Sismo Dinámico y el Sismo Estático tanto en dirección “X” como en “Y”, es menor al 85% es necesario aplicar ajuste de cortante basal.

Tabla 27: Ajuste de cortante basal

Ajuste de cortante			SD/SE	
SX_D	185,81	Tonf	X	68,43%
SX_E	271,54	Tonf		
SY_D	247,98	Tonf	Y	91,32%
SY_E	271,54	Tonf		

Fuente: Elaboración propia

La relación obtenida en el control del ajuste de cortantes resulta inferior al 85 % en la dirección “X”, por lo tanto, conforme a lo indicado en la normativa, es necesario aplicar el ajuste correspondiente.

Tabla 28: Factor de ajuste

Factor de ajuste				
SD/SE		Norma	Gravedad (cm/seg ²)	F.A (cm/seg ²)
X	68,43%	85%	981	1218,59

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29: Aplicación de ajuste de cortante basal

Ajuste de cortante			SD/SE	
SX_D	230,81	Tonf	X	85,00%
SX_E	271,54	Tonf		
SY_D	247,98	Tonf	Y	91,32%
SY_E	271,54	Tonf		

Fuente: Elaboración propia

4.5.3. Derivas de Piso

4.5.3.1. Derivas de Piso Eje A

Tabla 30: Control de derivas de A

Revisión de derivas en el eje A-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	60,026	60,026	1,84%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	60,026	60,026	1,84%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	65,364	5,884	0,36%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		59,480	10,484	0,64%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	60,026	60,026	1,84%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	65,364	5,884	0,36%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		59,480	11,183	0,68%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		48,296	24,704	1,51%	1%	NO CUMPLE	60,026	30,447	1,86%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		23,592	23,592	1,44%	1%	NO CUMPLE	29,580	29,580	1,81%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	65,364	5,884	0,36%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		59,480	11,183	0,68%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		48,296	24,704	1,51%	1%	NO CUMPLE	60,026	30,447	1,86%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		23,592	23,592	1,44%	1%	NO CUMPLE	29,580	29,580	1,81%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	65,364	5,884	0,36%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		59,480	11,183	0,68%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		48,296	24,704	1,51%	1%	NO CUMPLE	60,026	30,447	1,86%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		23,592	23,592	1,44%	1%	NO CUMPLE	29,580	29,580	1,81%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	65,364	5,884	0,36%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		59,480	11,183	0,68%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		48,296	24,704	1,51%	1%	NO CUMPLE	60,026	30,447	1,86%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		23,592	23,592	1,44%	1%	NO CUMPLE	29,580	29,580	1,81%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje A-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	65,364	5,884	0,36%	1%	CUMPLE	86,689	9,410	0,58%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		59,480	11,183	0,68%	1%	CUMPLE	77,279	17,253	1,05%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		48,296	24,704	1,51%	1%	NO CUMPLE	60,026	30,447	1,86%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		23,592	23,592	1,44%	1%	NO CUMPLE	29,580	29,580	1,81%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje A, en la dirección “X”, se presentan en el eje A2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 1.86 % y una diferencia de desplazamiento de 30.45 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.2. Derivas de Piso Eje B

Tabla 31: Control de derivas de B

Revisión de derivas en el eje B-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	61,762	61,762	1,89%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	61,762	61,762	1,89%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,565	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,560	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	61,762	61,762	1,89%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		38,947	20,116	1,23%	1%	NO CUMPLE	61,762	31,337	1,92%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		18,831	18,831	1,15%	1%	NO CUMPLE	30,425	30,425	1,86%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje B-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	49,236	4,503	0,28%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		44,733	8,549	0,52%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		36,184	18,491	1,13%	1%	NO CUMPLE	61,762	31,337	1,92%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		17,693	17,693	1,08%	1%	NO CUMPLE	30,425	30,425	1,86%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	49,236	4,503	0,28%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		44,733	8,549	0,52%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		36,184	18,491	1,13%	1%	NO CUMPLE	61,762	31,337	1,92%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		17,693	17,693	1,08%	1%	NO CUMPLE	30,425	30,425	1,86%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	9,150	0,56%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		36,184	18,491	1,13%	1%	NO CUMPLE	61,762	31,337	1,92%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		17,693	17,693	1,08%	1%	NO CUMPLE	30,425	30,425	1,86%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	88,942	9,590	0,59%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	79,352	17,590	1,08%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	61,762	31,337	1,92%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	30,425	30,425	1,86%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje B, en la dirección “X”, se presentan en el eje B2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 1.92 % y una diferencia de desplazamiento de 31.34 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.3. Derivas de Piso Eje C

Tabla 32: Control de derivas de C

Revisión de derivas en el eje C-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	63,653	63,653	1,95%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	63,653	63,653	1,95%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,565	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,560	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	63,653	63,653	1,95%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		38,947	20,116	1,23%	1%	NO CUMPLE	63,653	32,307	1,98%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		18,831	18,831	1,15%	1%	NO CUMPLE	31,345	31,345	1,92%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	45,958	5,073	0,31%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,885	9,015	0,55%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		31,870	16,514	1,01%	1%	NO CUMPLE	63,653	32,307	1,98%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,357	15,357	0,94%	1%	CUMPLE	31,345	31,345	1,92%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	46,254	5,923	0,36%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,331	10,454	0,64%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		29,877	15,498	0,95%	1%	CUMPLE	63,653	32,307	1,98%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		14,379	14,379	0,88%	1%	CUMPLE	31,345	31,345	1,92%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	12,349	0,76%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		32,985	17,071	1,04%	1%	NO CUMPLE	63,653	32,307	1,98%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,914	15,914	0,97%	1%	CUMPLE	31,345	31,345	1,92%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje C-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	91,371	9,776	0,60%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	81,595	17,943	1,10%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	63,653	32,307	1,98%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	31,345	31,345	1,92%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje C, en la dirección “X”, se presentan en el eje C2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 1.98 % y una diferencia de desplazamiento de 32.31 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.4. Derivas de Piso Eje D

Tabla 33: Control de derivas de D

Revisión de derivas en el eje D-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	65,686	65,686	2,01%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	65,686	65,686	2,01%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,565	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,560	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	65,686	65,686	2,01%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,4	3	55,902	3,602	0,34%	1%	CUMPLE	98,062	4,098	0,38%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		38,947	20,116	1,23%	1%	NO CUMPLE	65,686	33,352	2,04%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		18,831	18,831	1,15%	1%	NO CUMPLE	32,334	32,334	1,98%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje D-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,4	3	50,107	4,149	0,39%	1%	CUMPLE	98,062	4,098	0,38%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		45,958	5,073	0,31%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,885	9,015	0,55%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		31,870	16,514	1,01%	1%	NO CUMPLE	65,686	33,352	2,04%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,357	15,357	0,94%	1%	CUMPLE	32,334	32,334	1,98%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,4	3	51,004	4,749	0,45%	1%	CUMPLE	98,062	4,098	0,38%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		46,254	5,923	0,36%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,331	10,454	0,64%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		29,877	15,498	0,95%	1%	CUMPLE	65,686	33,352	2,04%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		14,379	14,379	0,88%	1%	CUMPLE	32,334	32,334	1,98%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	12,349	0,76%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		32,985	17,071	1,04%	1%	NO CUMPLE	65,686	33,352	2,04%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,914	15,914	0,97%	1%	CUMPLE	32,334	32,334	1,98%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	93,963	9,969	0,61%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	83,995	18,309	1,12%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	65,686	33,352	2,04%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	32,334	32,334	1,98%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje D, en la dirección “X”, se presentan en el eje D2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 2.04 % y una diferencia de desplazamiento de 33.35 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.5. Derivas de Piso Eje E

Tabla 34: Control de derivas de E

Revisión de derivas en el eje E-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	67,728	67,728	2,07%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	67,728	67,728	2,07%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,565	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,560	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	67,728	67,728	2,07%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	55,902	3,602	0,34%	1%	CUMPLE	100,723	4,170	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		38,947	20,116	1,23%	1%	NO CUMPLE	67,728	34,401	2,10%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		18,831	18,831	1,15%	1%	NO CUMPLE	33,327	33,327	2,04%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	50,107	4,149	0,39%	1%	CUMPLE	100,723	4,170	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		45,958	5,073	0,31%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,885	9,015	0,55%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		31,870	16,514	1,01%	1%	NO CUMPLE	67,728	34,401	2,10%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,357	15,357	0,94%	1%	CUMPLE	33,327	33,327	2,04%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	51,004	4,749	0,45%	1%	CUMPLE	100,723	4,170	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		46,254	5,923	0,36%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,331	10,454	0,64%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		29,877	15,498	0,95%	1%	CUMPLE	67,728	34,401	2,10%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		14,379	14,379	0,88%	1%	CUMPLE	33,327	33,327	2,04%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	12,349	0,76%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		32,985	17,071	1,04%	1%	NO CUMPLE	67,728	34,401	2,10%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,914	15,914	0,97%	1%	CUMPLE	33,327	33,327	2,04%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje E-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	96,553	10,157	0,62%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	86,396	18,668	1,14%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	67,728	34,401	2,10%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	33,327	33,327	2,04%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje E, en la dirección “X”, se presentan en el eje E2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 2.10 % y una diferencia de desplazamiento de 34.40 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.6. Derivas de Piso Eje F

Tabla 35: Control de derivas de F

Revisión de derivas en el eje F-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	69,876	69,876	2,14%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	69,876	69,876	2,14%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,564767	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,559646	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,995573	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	69,876	69,876	2,14%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	55,902	3,602	0,34%	1%	CUMPLE	103,512	8,179	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		38,947	20,116	1,23%	1%	NO CUMPLE	69,876	35,506	2,17%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		18,831	18,831	1,15%	1%	NO CUMPLE	34,370	34,370	2,10%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje F-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	50,107	4,149	0,39%	1%	CUMPLE	103,512	8,179	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		45,958	5,073	0,31%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,885	9,015	0,55%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		31,870	16,514	1,01%	1%	NO CUMPLE	69,876	35,506	2,17%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,357	15,357	0,94%	1%	CUMPLE	34,370	34,370	2,10%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	51,004	4,749	0,45%	1%	CUMPLE	103,512	8,179	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		46,254	5,923	0,36%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,331	10,454	0,64%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		29,877	15,498	0,95%	1%	CUMPLE	69,876	35,506	2,17%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		14,379	14,379	0,88%	1%	CUMPLE	34,370	34,370	2,10%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	12,349	0,76%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		32,985	17,071	1,04%	1%	NO CUMPLE	69,876	35,506	2,17%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,914	15,914	0,97%	1%	CUMPLE	34,370	34,370	2,10%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	95,333	6,417	0,39%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	88,915	19,039	1,16%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	69,876	35,506	2,17%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	34,370	34,370	2,10%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje F, en la dirección “X”, se presentan en el eje F2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 2.17 % y una diferencia de desplazamiento de 35.51 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.7. Derivas de Piso Eje G

Tabla 36: Control de derivas de G

Revisión de derivas en el eje G-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	72,558	72,558	2,22%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	72,558	72,558	2,22%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,565	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,560	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	72,558	72,558	2,22%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		38,947	38,947	1,19%	1%	NO CUMPLE	72,558	72,558	2,22%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	45,958	5,073449	0,31%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,885	9,014561	0,55%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		31,870	16,514	1,01%	1%	NO CUMPLE	72,558	36,885	2,26%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,357	15,357	0,94%	1%	CUMPLE	35,673	35,673	2,18%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	46,254	5,923	0,36%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,331	10,454	0,64%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		29,877	15,498	0,95%	1%	CUMPLE	72,558	36,885	2,26%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		14,379	14,379	0,88%	1%	CUMPLE	35,673	35,673	2,18%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	12,349	0,76%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		32,985	17,071	1,04%	1%	NO CUMPLE	72,558	36,885	2,26%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,914	15,914	0,97%	1%	CUMPLE	35,673	35,673	2,18%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje G-9												
	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	102,643	10,588	0,65%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	92,055	19,497	1,19%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	72,558	36,885	2,26%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	35,673	35,673	2,18%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje G, en la dirección “X”, se presentan en el eje G2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 2.26 % y una diferencia de desplazamiento de 36.89 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.8. Derivas de Piso Eje H

Tabla 37: Control de derivas de H

Revisión de derivas en el eje H-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	93,468	6,882	0,42%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		86,587	13,515	0,83%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		73,072	73,072	2,23%	1%	NO CUMPLE	75,362	75,362	2,30%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	77,736	5,799	0,35%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		71,937	11,305	0,69%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		60,632	60,632	1,85%	1%	NO CUMPLE	75,362	75,362	2,30%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	63,565	5,005	0,31%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		58,560	9,564	0,58%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		48,996	48,996	1,50%	1%	NO CUMPLE	75,362	75,362	2,30%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,300	4,699	0,29%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		47,601	8,653	0,53%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		38,947	38,947	1,19%	1%	NO CUMPLE	75,362	75,362	2,30%	1%	NO CUMPLE

Revisión de derivas en el eje H-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	45,958	5,073	0,31%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,885	9,015	0,55%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		31,870	16,514	1,01%	1%	NO CUMPLE	75,362	38,328	2,34%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,357	15,357	0,94%	1%	CUMPLE	37,034	37,034	2,26%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	46,254	5,923	0,36%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		40,331	10,454	0,64%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		29,877	15,498	0,95%	1%	CUMPLE	75,362	38,328	2,34%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		14,379	14,379	0,88%	1%	CUMPLE	37,034	37,034	2,26%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	52,289	6,955	0,43%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		45,334	12,349	0,76%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		32,985	17,071	1,04%	1%	NO CUMPLE	75,362	38,328	2,34%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		15,914	15,914	0,97%	1%	CUMPLE	37,034	37,034	2,26%	1%	NO CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	62,429	8,041	0,49%	1%	CUMPLE	106,166	10,833	0,66%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		54,389	14,363	0,88%	1%	CUMPLE	95,333	19,971	1,22%	1%	NO CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		40,026	20,651	1,26%	1%	NO CUMPLE	75,362	38,328	2,34%	1%	NO CUMPLE
Mezzanine	3,68		19,375	19,375	1,18%	1%	NO CUMPLE	37,034	37,034	2,26%	1%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje H, en la dirección “X”, se presentan en el eje H2 de la Planta Alta 1, con un valor de 2.23 % y un desplazamiento de 73.07 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 1, con un valor de 2.34 % y una diferencia de desplazamiento de 38.33 mm respecto al piso inferior (Mezzanine). En consecuencia, los valores obtenidos superan el límite permitido, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

4.5.3.9. Resumen de derivas de piso

Tabla 38: Resumen de derivas de piso (Edificio de acero de lámina delgada sin muros)

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	A-2		A-3		A-4		A-5		A-6		A-7		A-8		A-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,58%	0,35%	0,58%	0,36%	0,58%	0,36%	0,58%	0,36%	0,58%	0,36%	0,58%	0,36%	0,58%	0,36%	0,58%
Planta Alta 2	0,83%	1,05%	0,69%	1,05%	0,64%	1,05%	0,68%	1,05%	0,68%	1,05%	0,68%	1,05%	0,68%	1,05%	0,68%	1,05%
Planta Alta 1	2,23%	1,84%	1,85%	1,84%	1,50%	1,84%	1,51%	1,86%	1,51%	1,86%	1,51%	1,86%	1,51%	1,86%	1,51%	1,86%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	1,44%	1,81%	1,44%	1,81%	1,44%	1,81%	1,44%	1,81%	1,44%	1,81%
Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	B-2		B-3		B-4		B-5		B-6		B-7		B-8		B-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,59%	0,28%	0,59%	0,31%	0,59%	0,29%	0,59%	0,28%	0,59%	0,28%	0,59%	0,43%	0,59%	0,49%	0,59%
Planta Alta 2	0,83%	1,08%	0,52%	1,08%	0,58%	1,08%	0,53%	1,08%	0,52%	1,08%	0,52%	1,08%	0,56%	1,08%	0,88%	1,08%
Planta Alta 1	2,23%	1,89%	1,13%	1,92%	1,50%	1,89%	1,23%	1,92%	1,13%	1,92%	1,13%	1,92%	1,13%	1,92%	1,26%	1,92%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	1,15%	1,86%	1,08%	1,86%	1,08%	1,86%	1,08%	1,86%	1,18%	1,86%
Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	C-2		C-3		C-4		C-5		C-6		C-7		C-8		C-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,60%	0,35%	0,60%	0,31%	0,60%	0,29%	0,60%	0,31%	0,60%	0,36%	0,60%	0,43%	0,60%	0,49%	0,60%
Planta Alta 2	0,83%	1,10%	0,69%	1,10%	0,58%	1,10%	0,53%	1,10%	0,55%	1,10%	0,64%	1,10%	0,76%	1,10%	0,88%	1,10%
Planta Alta 1	2,23%	1,95%	1,85%	1,95%	1,50%	1,95%	1,23%	1,98%	1,01%	1,98%	0,95%	1,98%	1,04%	1,98%	1,26%	1,98%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	1,15%	1,92%	0,94%	1,92%	0,88%	1,92%	0,97%	1,92%	1,18%	1,92%
Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	D-2		D-3		D-4		D-5		D-6		D-7		D-8		D-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	0,34%	0,38%	0,39%	0,38%	0,45%	0,38%	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,61%	0,35%	0,61%	0,31%	0,61%	0,29%	0,61%	0,31%	0,61%	0,36%	0,61%	0,43%	0,61%	0,49%	0,61%
Planta Alta 2	0,83%	1,12%	0,69%	1,12%	0,58%	1,12%	0,53%	1,12%	0,55%	1,12%	0,64%	1,12%	0,76%	1,12%	0,88%	1,12%
Planta Alta 1	2,23%	2,01%	1,85%	2,01%	1,50%	2,01%	1,23%	2,04%	1,01%	2,04%	0,95%	2,04%	1,04%	2,04%	1,26%	2,04%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	1,15%	1,98%	0,94%	1,98%	0,88%	1,98%	0,97%	1,98%	1,18%	1,98%
Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	E-2		E-3		E-4		E-5		E-6		E-7		E-8		E-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	0,34%	0,39%	0,39%	0,39%	0,45%	0,39%	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,62%	0,35%	0,62%	0,31%	0,62%	0,29%	0,62%	0,31%	0,62%	0,36%	0,62%	0,43%	0,62%	0,49%	0,62%
Planta Alta 2	0,83%	1,14%	0,69%	1,14%	0,58%	1,14%	0,53%	1,14%	0,55%	1,14%	0,64%	1,14%	0,76%	1,14%	0,88%	1,14%
Planta Alta 1	2,23%	2,07%	1,85%	2,07%	1,50%	2,07%	1,23%	2,10%	1,01%	2,10%	0,95%	2,10%	1,04%	2,10%	1,26%	2,10%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	1,15%	2,04%	0,94%	2,04%	0,88%	2,04%	0,97%	2,04%	1,18%	2,04%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	F-2		F-3		F-4		F-5		F-6		F-7		F-8		F-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	0,34%	0,77%	0,39%	0,77%	0,45%	0,77%	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,39%	0,35%	0,39%	0,31%	0,39%	0,29%	0,39%	0,31%	0,39%	0,36%	0,39%	0,43%	0,39%	0,49%	0,39%
Planta Alta 2	0,83%	1,16%	0,69%	1,16%	0,58%	1,16%	0,53%	1,16%	0,55%	1,16%	0,64%	1,16%	0,76%	1,16%	0,88%	1,16%
Planta Alta 1	2,23%	2,14%	1,85%	2,14%	1,50%	2,14%	1,23%	2,17%	1,01%	2,17%	0,95%	2,17%	1,04%	2,17%	1,26%	2,17%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	1,15%	2,10%	0,94%	2,10%	0,88%	2,10%	0,97%	2,10%	1,18%	2,10%
Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	G-2		G-3		G-4		G-5		G-6		G-7		G-8		G-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Planta Alta 3	0,42%	0,65%	0,35%	0,65%	0,31%	0,65%	0,29%	0,65%	0,31%	0,65%	0,36%	0,65%	0,43%	0,65%	0,49%	0,65%
Planta Alta 2	0,83%	1,19%	0,69%	1,19%	0,58%	1,19%	0,53%	1,19%	0,55%	1,19%	0,64%	1,19%	0,76%	1,19%	0,88%	1,19%
Planta Alta 1	2,23%	2,22%	1,85%	2,22%	1,50%	2,22%	1,19%	2,22%	1,01%	2,26%	0,95%	2,26%	1,04%	2,26%	1,26%	2,26%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	-	-	0,94%	2,18%	0,88%	2,18%	0,97%	2,18%	1,18%	2,18%
Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	H-2		H-3		H-4		H-5		H-6		H-7		H-8		H-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,42%	0,66%	0,35%	0,66%	0,31%	0,66%	0,29%	0,66%	0,31%	0,66%	0,36%	0,66%	0,43%	0,66%	0,49%	0,66%
Planta Alta 2	0,83%	1,22%	0,69%	1,22%	0,58%	1,22%	0,53%	1,22%	0,55%	1,22%	0,64%	1,22%	0,76%	1,22%	0,88%	1,22%
Planta Alta 1	2,23%	2,30%	1,85%	2,30%	1,50%	2,30%	1,19%	2,30%	1,01%	2,34%	0,95%	2,34%	1,04%	2,34%	1,26%	2,34%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	-	-	0,94%	2,26%	0,88%	2,26%	0,97%	2,26%	1,18%	2,26%

Fuente: Elaboración propia

Como *PRIMERA ETAPA*, se plantea un edificio de acero con perfiles de lámina delgada, utilizando la mayor de las secciones tipo correa “G”, de igual dimensión tanto para columnas como para vigas, y secciones rectangulares para los nervios, todas tomadas del catálogo DIPAC. Debido a que los periodos fundamentales obtenidos son de 1.09 segundos en la dirección “X” y de 1.18 segundos en la dirección “Y”, los cuales superan el límite del 30 % permitido por la normativa, se concluye que dichos valores son elevados.

En estructuras de mampostería, que se encasillan como estructuras de ductilidad limitada, la normativa establece un límite de deriva del 1 %. En coherencia con esta referencia, la estructura analizada también considera mantener ese límite de deriva, garantizando que los elementos estructurales tipo viga-columna no pueden ingresar al rango no lineal. Sin embargo, los valores obtenidos superan el límite permitido, la máxima deriva en la dirección “X” se encuentra en el eje 2, con 2.23%, en la Planta Alta 1, y en la dirección “Y” se encuentra en el eje H, con 2.34%, en la Planta Alta 1, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible.

Con estos resultados, se validan los criterios normativos generales que limitan el uso de este tipo de perfiles a pórticos resistentes a momento, los cuales forman parte de sistemas diseñados para resistir cargas laterales ocasionadas por sismo. Esto evidencia que el edificio presenta un comportamiento muy flexible con los elementos disponibles en el mercado. En consecuencia, se plantea una *SEGUNDA ETAPA*, en la cual se incorporan cuatro muros con el fin de cumplir con los requisitos normativos relacionados con los periodos y derivas, mediante la implementación de elementos de rigidez competente, como lo son los muros, los cuales han sido especificados en el apartado 3.5.17.

4.6. Resultados del edificio de acero de lámina delgada doblada en frío con muros

4.6.1. Periodo fundamental y masa participativa

Tabla 39: Periodo fundamental y masa participativa

Modos de vibración	Periodo (Segundos)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,73574	0,00016	0,81000	0,00016	0,81000	0,00074
2	0,63415	0,77500	0,00034	0,77500	0,81100	0,07900
3	0,46777	0,05700	0,00036	0,83100	0,81100	0,70500
4	0,22638	0,00001	0,01600	0,83100	0,82700	0,00010
5	0,22159	0,01300	0,00002	0,84400	0,82700	0,00078
6	0,19628	0,00011	0,00000	0,84400	0,82700	0,00100
7	0,17349	0,00000	0,11300	0,84400	0,94000	0,00000
8	0,15871	0,09800	0,00000	0,94200	0,94000	0,00042
9	0,11391	0,00002	0,00000	0,94200	0,94000	0,00000
10	0,11072	0,00001	0,00001	0,94200	0,94000	0,00107
11	0,10673	0,00032	0,00000	0,94300	0,94000	0,00011
12	0,10621	0,01200	0,00006	0,95400	0,94000	0,13700

Fuente: Elaboración propia

Con una masa participativa de 77.50 % en dirección “X” y de 81.00 % en dirección “Y”, los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección pertenecen al primero y segundo modo de vibración. El periodo fundamental de vibración en dirección “X” es de 0,63 segundos, y en dirección “Y” es de 0,74 segundos. En lo que respecta a la participación torsional, del total de la masa del edificio, el 77.50% se desplaza en el sentido “X” y al mismo tiempo el 7.90% está sometida a torsión, lo cual se encuentra dentro del rango permisible del 15% establecido por la normativa.

El periodo fundamental de la estructura, tanto en la dirección “X” como en la dirección “Y”, no supera el 30 % respecto al periodo calculado mediante el Método 1 descrito en la NEC-SE-DS, por lo que se considera que cumple con el rango permitido por la normativa.

4.6.2. Revisión de ajuste de cortante basal

Se procede a verificar el cortante basal conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Para estructuras irregulares, si el porcentaje obtenido de la relación calculada entre el Sismo Dinámico y el Sismo Estático tanto en dirección “X” como en “Y”, es menor al 85% es necesario aplicar ajuste de cortante basal.

Tabla 40: Ajuste de cortante basal

Ajuste de cortante			SD/SE	
SX_D	232,24	Tonf	X	78,68%
SX_E	295,16	Tonf		
SY_D	240,99	Tonf	Y	81,65%
SY_E	295,16	Tonf		

Fuente: Elaboración propia

La relación obtenida en el control del ajuste de cortantes resulta inferior al 85 %, por lo tanto, conforme a lo indicado en la normativa, es necesario aplicar el ajuste correspondiente.

Tabla 41: Factor de ajuste

Factor de ajuste				
SD/SE		Norma	Gravedad (cm/seg ²)	F.A (cm/seg ²)
X	78,68%	85%	981	1059,75
Y	81,65%	85%		1021,27

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42: Aplicación de ajuste de cortante basal

Ajuste de cortante			SD/SE	
SX_D	250,90	Tonf	X	85,00%
SX_E	295,16	Tonf		
SY_D	250,89	Tonf	Y	85,00%
SY_E	295,16	Tonf		

Fuente: Elaboración propia

4.6.3. Derivas de piso

4.6.3.1. Derivas de Piso Eje A

Tabla 43: Control de derivas de A

Revisión de derivas en el eje A-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,84	0,60%	1%	CUMPLE	42,386	11,555	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	30,831	12,664	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,167	18,167	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	42,386	11,555	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	30,831	12,664	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,167	18,167	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	42,386	11,555	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,058	0,55%	1%	CUMPLE	30,831	12,664	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		14,817	9,085	0,56%	1%	CUMPLE	18,167	11,936	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,732	5,732	0,35%	1%	CUMPLE	6,231	6,231	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	28,858	6,89	0,42%	1%	CUMPLE	42,386	11,555	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	30,831	12,664	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,167	11,936	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,231	6,231	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje A-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	26,593	6,333	0,39%	1%	CUMPLE	42,386	11,555	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,260	7,6	0,46%	1%	CUMPLE	30,831	12,664	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,167	11,936	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,231	6,231	0,38%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje A-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	42,386	11,555	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	30,831	12,664	0,77%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,167	11,936	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,231	6,231	0,38%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje A, en la dirección “X”, se presentan en el eje A2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.77 % y una diferencia de desplazamiento de 12.66 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.2. Derivas de Piso Eje B

Tabla 44: Control de derivas de B

Revisión de derivas en el eje B-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,84	0,60%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,271	18,271	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	36,930	9,063	0,55%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		27,867	10,667	0,65%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		17,200	17,200	0,53%	1%	CUMPLE	18,271	18,271	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,271	18,271	0,56%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje B-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,058	0,55%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		14,817	9,085	0,56%	1%	CUMPLE	18,271	12,012	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,732	5,732	0,35%	1%	CUMPLE	6,259	6,259	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	28,858	6,89	0,42%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,271	12,012	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,259	6,259	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,271	12,012	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,259	6,259	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,271	12,012	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,259	6,259	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje B-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	22,488	5,269	0,32%	1%	CUMPLE	42,661	11,641	0,71%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		17,219	6,449	0,39%	1%	CUMPLE	31,02	12,749	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		10,770	6,743	0,41%	1%	CUMPLE	18,271	12,012	0,73%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,027	4,027	0,25%	1%	CUMPLE	6,259	6,259	0,38%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje B, en la dirección “X”, se presentan en el eje B2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.78 % y una diferencia de desplazamiento de 12.75 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.3. Derivas de Piso Eje C

Tabla 45: Control de derivas de C

Revisión de derivas en el eje C-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,84	0,60%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,376	18,376	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	36,930	9,063	0,55%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		27,867	10,667	0,65%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		17,200	17,200	0,53%	1%	CUMPLE	18,376	18,376	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,376	18,376	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,058	0,55%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		14,817	9,085	0,56%	1%	CUMPLE	18,376	12,089	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,732	5,732	0,35%	1%	CUMPLE	6,287	6,287	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	28,858	6,89	0,42%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,376	12,089	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,287	6,287	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,376	12,089	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,287	6,287	0,38%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje C-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,376	12,089	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,287	6,287	0,38%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje C-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	22,488	5,269	0,32%	1%	CUMPLE	42,937	11,728	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		17,219	6,449	0,39%	1%	CUMPLE	31,209	12,833	0,78%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		10,770	6,743	0,41%	1%	CUMPLE	18,376	12,089	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,027	4,027	0,25%	1%	CUMPLE	6,287	6,287	0,38%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje C, en la dirección “X”, se presentan en el eje C2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.78 % y una diferencia de desplazamiento de 12.83 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.4. Derivas de Piso Eje D

Tabla 46: Control de derivas de D

Revisión de derivas en el eje D-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,840	0,60%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,9315	11,505	0,70%	1%	CUMPLE	31,399	12,919	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,480	18,480	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	36,930	9,063	0,55%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		27,867	10,667	0,65%	1%	CUMPLE	31,399	12,919	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		17,200	17,200	0,53%	1%	CUMPLE	18,480	18,480	0,56%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje D-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	31,399	12,919	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,480	18,480	0,56%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,4	3	36,451	4,994	0,47%	1%	CUMPLE	48,343	5,1297	0,48%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		31,457	7,562	0,46%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,895	9,078	0,56%	1%	CUMPLE	31,399	12,9191	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		14,817	9,085	0,56%	1%	CUMPLE	18,480	12,16541	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,732	5,732	0,35%	1%	CUMPLE	6,314	6,31449	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,4	3	33,547	4,689	0,44%	1%	CUMPLE	48,343	5,130	0,48%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		28,858	6,89	0,42%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	31,399	12,919	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,480	12,165	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,314	6,314	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,4	3	31,034	4,441	0,42%	1%	CUMPLE	48,343	5,130	0,48%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	31,399	12,919	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,480	12,165	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,314	6,314	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	43,213	11,8143	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	31,399	12,9191	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,480	12,16541	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,314	6,31449	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje D-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	22,488	5,269	0,32%	1%	CUMPLE	43,213	11,814	0,72%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		17,219	6,449	0,39%	1%	CUMPLE	31,399	12,9191	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		10,770	6,743	0,41%	1%	CUMPLE	18,480	12,16541	0,74%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,027	4,027	0,25%	1%	CUMPLE	6,314	6,31449	0,39%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje D, en la dirección “X”, se presentan en el eje D2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de

11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.79 % y una diferencia de desplazamiento de 12.92 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.5. Derivas de Piso Eje E

Tabla 47: Control de derivas de E

Revisión de derivas en el eje E-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,840	0,60%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,579	18,579	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	36,930	9,063	0,55%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		27,867	10,667	0,65%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		17,200	17,200	0,53%	1%	CUMPLE	18,579	18,579	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,579	18,579	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	36,451	4,994	0,47%	1%	CUMPLE	48,630	5,155	0,48%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,158	0,56%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		14,717	8,985	0,55%	1%	CUMPLE	18,579	12,238	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,732	5,732	0,35%	1%	CUMPLE	6,341	6,341	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	33,547	4,689	0,44%	1%	CUMPLE	48,630	5,155	0,48%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		28,858	6,890	0,42%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,579	12,238	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,341	6,341	0,39%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje E-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	31,034	4,441	0,42%	1%	CUMPLE	48,630	5,155	0,48%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,579	12,238	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,341	6,341	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,579	12,238	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,341	6,341	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje E-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	22,488	5,269	0,32%	1%	CUMPLE	43,475	11,897	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		17,219	6,449	0,39%	1%	CUMPLE	31,578	12,999	0,79%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		10,77	6,743	0,41%	1%	CUMPLE	18,579	12,238	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,027	4,027	0,25%	1%	CUMPLE	6,341	6,341	0,39%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje E, en la dirección “X”, se presentan en el eje E2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.79 % y una diferencia de desplazamiento de 12.99 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.6. Derivas de Piso Eje F

Tabla 48: Control de derivas de F

Revisión de derivas en el eje F-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,84	0,60%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	31,758	13,08	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,678	18,678	0,57%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje F-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	36,930	9,063	0,55%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		27,867	10,667	0,65%	1%	CUMPLE	31,758	13,08	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		17,200	17,2	0,53%	1%	CUMPLE	18,678	18,678	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	31,758	13,08	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,678	18,678	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	36,451	4,994	0,47%	1%	CUMPLE	48,917	5,18	0,49%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,058	0,55%	1%	CUMPLE	31,758	13,080	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		14,817	9,085	0,56%	1%	CUMPLE	18,678	12,311	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,732	5,732	0,35%	1%	CUMPLE	6,367	6,367	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	33,547	4,689	0,44%	1%	CUMPLE	48,917	5,18	0,49%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		28,858	6,890	0,42%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	31,758	13,080	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,678	12,311	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,367	6,367	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Caseta	2,40	3	31,034	4,441	0,42%	1%	CUMPLE	48,917	5,18	0,49%	1%	CUMPLE
Planta Alta 3	3,68		26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	31,758	13,080	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,678	12,311	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,367	6,367	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	31,758	13,08	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,678	12,311	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,367	6,367	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje F-9												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	22,488	5,269	0,32%	1%	CUMPLE	43,737	11,979	0,73%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		17,219	6,449	0,39%	1%	CUMPLE	31,758	13,08	0,80%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		10,770	6,743	0,41%	1%	CUMPLE	18,678	12,311	0,75%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,027	4,027	0,25%	1%	CUMPLE	6,367	6,367	0,39%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje F, en la dirección “X”, se presentan en el eje F2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.80 % y una diferencia de desplazamiento de 13.08 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitaciones de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.7. Derivas de Piso Eje G

Tabla 49: Control de derivas de G

Revisión de derivas en el eje G-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,84	0,60%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,796	18,796	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-3												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	36,930	9,063	0,55%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		27,867	10,667	0,65%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		17,200	17,2	0,53%	1%	CUMPLE	18,796	18,796	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,796	18,796	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,058	0,55%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		14,817	14,817	0,45%	1%	CUMPLE	18,796	18,796	0,57%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	28,859	6,891	0,42%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,796	12,397	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,399	6,399	0,39%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje G-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,796	12,397	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,399	6,399	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,796	12,397	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,399	6,399	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje G-9												
	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	22,488	5,269	0,32%	1%	CUMPLE	44,050	12,078	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		17,219	6,449	0,39%	1%	CUMPLE	31,972	13,176	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		10,7700	6,743	0,41%	1%	CUMPLE	18,796	12,397	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,0270	4,027	0,25%	1%	CUMPLE	6,399	6,399	0,39%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje G, en la dirección “X”, se presentan en el eje G2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.81 % y una diferencia de desplazamiento de 13.18 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.8. Derivas de Piso Eje H

Tabla 50: Control de derivas de H

Revisión de derivas en el eje H-2												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	39,771	9,84	0,60%	1%	CUMPLE	44,362	12,175	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		29,931	11,504	0,70%	1%	CUMPLE	32,187	13,273	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		18,427	18,427	0,56%	1%	CUMPLE	18,914	18,914	0,58%	1%	CUMPLE

Revisión de derivas en el eje H-4												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	34,148	8,307	0,51%	1%	CUMPLE	44,362	12,175	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		25,841	9,848	0,60%	1%	CUMPLE	32,187	13,273	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		15,993	15,993	0,49%	1%	CUMPLE	18,914	18,914	0,58%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-5												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	31,457	7,582	0,46%	1%	CUMPLE	44,362	12,175	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		23,875	9,058	0,55%	1%	CUMPLE	32,187	13,273	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	7,36		14,817	14,817	0,45%	1%	CUMPLE	18,914	18,914	0,58%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-6												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	28,858	6,89	0,42%	1%	CUMPLE	44,362	12,175	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		21,968	8,297	0,51%	1%	CUMPLE	32,187	13,273	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		13,671	8,412	0,51%	1%	CUMPLE	18,914	12,484	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		5,259	5,259	0,32%	1%	CUMPLE	6,430	6,43	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-7												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	26,593	6,297	0,39%	1%	CUMPLE	44,362	12,175	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		20,296	7,636	0,47%	1%	CUMPLE	32,187	13,273	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		12,660	7,824	0,48%	1%	CUMPLE	18,914	12,484	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,836	4,836	0,30%	1%	CUMPLE	6,430	6,43	0,39%	1%	CUMPLE
Revisión de derivas en el eje H-8												
Planta	Altura de columna (m)	Factor R	Desplazamiento X (mm)	Diferencia de Desplazamiento X (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador	Desplazamiento Y (mm)	Diferencia de Desplazamiento Y (mm)	Deriva Inelástica (%)	Límite Deriva (%)	Indicador
Planta Alta 3	3,68	3	24,459	5,753	0,35%	1%	CUMPLE	44,362	12,175	0,74%	1%	CUMPLE
Planta Alta 2	3,68		18,706	7,016	0,43%	1%	CUMPLE	32,187	13,273	0,81%	1%	CUMPLE
Planta Alta 1	3,68		11,690	7,266	0,44%	1%	CUMPLE	18,914	12,484	0,76%	1%	CUMPLE
Mezzanine	3,68		4,424	4,424	0,27%	1%	CUMPLE	6,430	6,43	0,39%	1%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las máximas derivas inelásticas del eje H, en la dirección “X”, se presentan en el eje H2 de la Planta Alta 2, con un valor de 0.70 % y una diferencia de desplazamiento de 11.50 mm. En la dirección “Y”, la mayor deriva inelástica también se encuentra en la Planta Alta 2, con un valor de 0.81 % y una diferencia de desplazamiento de 13.27 mm respecto al piso inferior (Planta Alta 1). Con respecto a la *SEGUNDA ETAPA*, en la que se incorporaron muros, las derivas cumplen con las solicitudes de la NEC respecto al límite del 1%, y logran un mejor desempeño estructural.

4.6.3.9. Resumen de derivas de piso

Tabla 51: Resumen de derivas de piso (Edificio de acero de lámina delgada con muros)

Resumen de Derivas Inelásticas												
Planta	A-2		A-4		A-5		A-6		A-7		A-8	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,71%	0,51%	0,71%	0,46%	0,71%	0,42%	0,71%	0,39%	0,71%	0,35%	0,71%
Planta Alta 2	0,70%	0,77%	0,60%	0,77%	0,55%	0,77%	0,51%	0,77%	0,46%	0,77%	0,43%	0,77%
Planta Alta 1	0,56%	0,56%	0,49%	0,56%	0,56%	0,73%	0,51%	0,73%	0,48%	0,73%	0,44%	0,73%
Mezzanine	-	-	-	-	0,35%	0,38%	0,32%	0,38%	0,30%	0,38%	0,27%	0,38%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	B-2		B-3		B-4		B-5		B-6		B-7		B-8		B-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,71%	0,39%	0,71%	0,51%	0,71%	0,46%	0,71%	0,42%	0,71%	0,39%	0,71%	0,35%	0,71%	0,32%	0,71%
Planta Alta 2	0,70%	0,78%	0,47%	0,78%	0,60%	0,78%	0,55%	0,78%	0,51%	0,78%	0,47%	0,78%	0,43%	0,78%	0,39%	0,78%
Planta Alta 1	0,56%	0,56%	0,48%	0,73%	0,49%	0,56%	0,56%	0,73%	0,51%	0,73%	0,48%	0,73%	0,44%	0,73%	0,41%	0,73%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	0,35%	0,38%	0,32%	0,38%	0,30%	0,38%	0,27%	0,38%	0,25%	0,38%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	C-2		C-3		C-4		C-5		C-6		C-7		C-8		C-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,72%	0,55%	0,72%	0,51%	0,72%	0,46%	0,72%	0,42%	0,72%	0,39%	0,72%	0,35%	0,72%	0,32%	0,72%
Planta Alta 2	0,70%	0,78%	0,65%	0,78%	0,60%	0,78%	0,55%	0,78%	0,51%	0,78%	0,47%	0,78%	0,43%	0,78%	0,39%	0,78%
Planta Alta 1	0,56%	0,56%	0,53%	0,56%	0,49%	0,56%	0,56%	0,74%	0,51%	0,74%	0,48%	0,74%	0,44%	0,74%	0,41%	0,74%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	0,35%	0,38%	0,32%	0,38%	0,30%	0,38%	0,27%	0,38%	0,25%	0,38%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	D-2		D-3		D-4		D-5		D-6		D-7		D-8		D-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	0,47%	0,48%	0,44%	0,48%	0,42%	0,48%	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,72%	0,55%	0,72%	0,51%	0,72%	0,46%	0,72%	0,42%	0,72%	0,39%	0,72%	0,35%	0,72%	0,32%	0,72%
Planta Alta 2	0,70%	0,79%	0,65%	0,79%	0,60%	0,79%	0,56%	0,79%	0,51%	0,79%	0,47%	0,79%	0,43%	0,79%	0,39%	0,79%
Planta Alta 1	0,56%	0,56%	0,53%	0,56%	0,49%	0,56%	0,56%	0,74%	0,51%	0,74%	0,48%	0,74%	0,44%	0,74%	0,41%	0,74%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	0,35%	0,39%	0,32%	0,39%	0,30%	0,39%	0,27%	0,39%	0,25%	0,39%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	E-2		E-3		E-4		E-5		E-6		E-7		E-8		E-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	0,47%	0,48%	0,44%	0,48%	0,42%	0,48%	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,73%	0,55%	0,73%	0,51%	0,73%	0,46%	0,73%	0,42%	0,73%	0,39%	0,73%	0,35%	0,73%	0,32%	0,73%
Planta Alta 2	0,70%	0,79%	0,65%	0,79%	0,60%	0,79%	0,56%	0,79%	0,51%	0,79%	0,47%	0,79%	0,43%	0,79%	0,39%	0,79%
Planta Alta 1	0,56%	0,57%	0,53%	0,57%	0,49%	0,57%	0,55%	0,75%	0,51%	0,75%	0,48%	0,75%	0,44%	0,75%	0,41%	0,75%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	0,35%	0,39%	0,32%	0,39%	0,30%	0,39%	0,27%	0,39%	0,25%	0,39%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	F-2		F-3		F-4		F-5		F-6		F-7		F-8		F-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	0,47%	0,49%	0,44%	0,49%	0,42%	0,49%	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,73%	0,55%	0,73%	0,51%	0,73%	0,46%	0,73%	0,42%	0,73%	0,39%	0,73%	0,35%	0,73%	0,32%	0,73%
Planta Alta 2	0,70%	0,80%	0,65%	0,80%	0,60%	0,80%	0,55%	0,80%	0,51%	0,80%	0,47%	0,80%	0,43%	0,80%	0,39%	0,80%
Planta Alta 1	0,56%	0,57%	0,53%	0,57%	0,49%	0,57%	0,56%	0,75%	0,51%	0,75%	0,48%	0,75%	0,44%	0,75%	0,41%	0,75%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	0,35%	0,39%	0,32%	0,39%	0,30%	0,39%	0,27%	0,39%	0,25%	0,39%

Resumen de Derivas Inelásticas																
Planta	G-2		G-3		G-4		G-5		G-6		G-7		G-8		G-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Planta Alta 3	0,60%	0,74%	0,55%	0,74%	0,51%	0,74%	0,46%	0,74%	0,42%	0,74%	0,39%	0,74%	0,35%	0,74%	0,32%	0,74%
Planta Alta 2	0,70%	0,81%	0,65%	0,81%	0,60%	0,81%	0,55%	0,81%	0,51%	0,81%	0,47%	0,81%	0,43%	0,81%	0,39%	0,81%
Planta Alta 1	0,56%	0,57%	0,53%	0,57%	0,49%	0,57%	0,45%	0,57%	0,51%	0,76%	0,48%	0,76%	0,44%	0,76%	0,41%	0,76%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	-	-	0,32%	0,39%	0,30%	0,39%	0,27%	0,39%	0,25%	0,39%

Resumen de Derivas Inelásticas												
Planta	H-2		H-4		H-5		H-6		H-7		H-8	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Caseta	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planta Alta 3	0,60%	0,74%	0,51%	0,74%	0,46%	0,74%	0,42%	0,74%	0,39%	0,74%	0,35%	0,74%
Planta Alta 2	0,70%	0,81%	0,60%	0,81%	0,55%	0,81%	0,51%	0,81%	0,47%	0,81%	0,43%	0,81%
Planta Alta 1	0,56%	0,58%	0,49%	0,58%	0,45%	0,58%	0,51%	0,76%	0,48%	0,76%	0,44%	0,76%
Mezzanine	-	-	-	-	-	-	0,32%	0,39%	0,30%	0,39%	0,27%	0,39%

Fuente: Elaboración propia

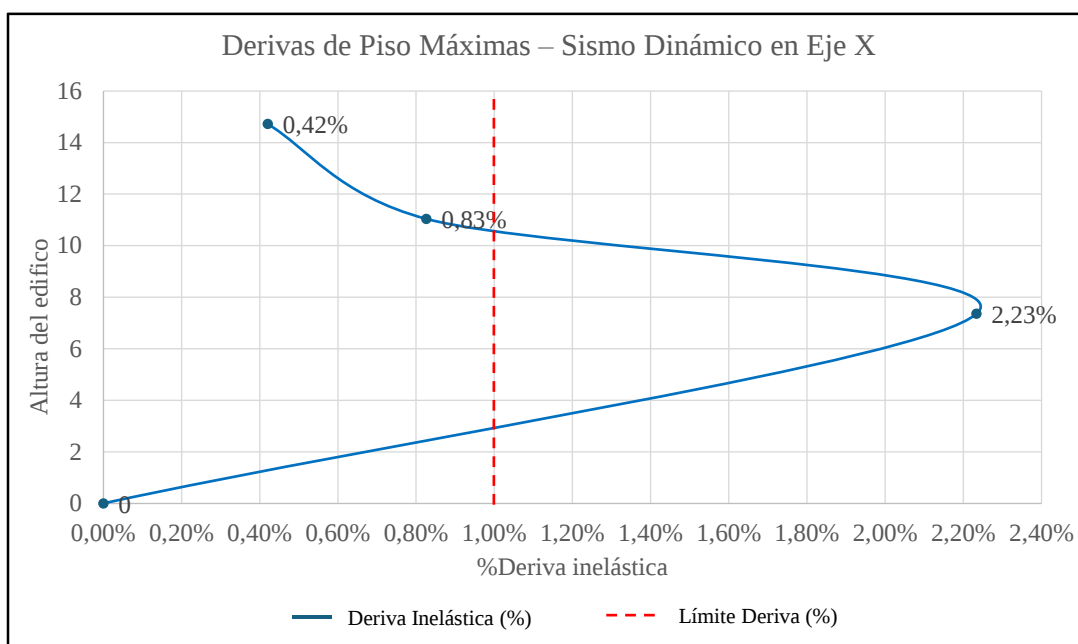
Los valores de derivas se encuentran dentro del límite permitido, la máxima deriva en la dirección “X” se encuentra en el eje 2, con 0.70%, en la Planta Alta 2, mientras que en la dirección “Y” se encuentra en el eje H, con 0.81%, en la Planta Alta 2. La colocación de muros dentro de este sistema ha permitido controlar los periodos, derivas y reducir la torsión en planta, cumpliendo con el valor normativo máximo permitido del 15%. En este caso, el 10.9% de la masa que se mueve presenta desplazamiento combinado con torsión, los cual se encuentra dentro del rango permisible. Además, la colocación de los muros, buscando una configuración simétrica tipo cajón en los bordes del edificio, ha permitido cumplir con las exigencias normativas vigentes.

Con esto se demuestra que los perfiles de acero de lámina delgada, debido a su reducido espesor y limitada capacidad de disipación de energía, requieren del complemento de elementos adicionales como muros para garantizar un adecuado desempeño sísmico y cumplir con las exigencias normativas.

4.7. Gráfica de derivas de piso máximas en dirección “X” y “Y” del edificio de acero de lámina delgada (sin muros).

- La máxima deriva inelástica en la dirección “X” se encuentra en el eje 2, con 2.23%.

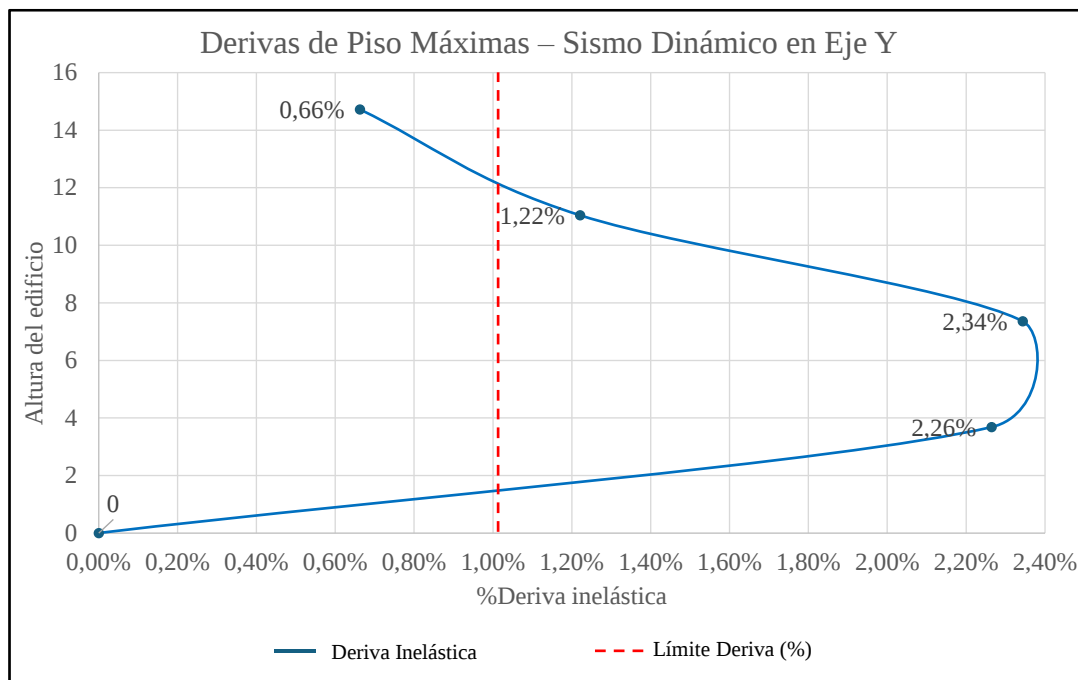
Ilustración 37: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje X



Fuente: Elaboración propia

- La máxima deriva inelástica en la dirección “Y” se encuentra en el eje H, con 2.34%.

Ilustración 38: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje Y

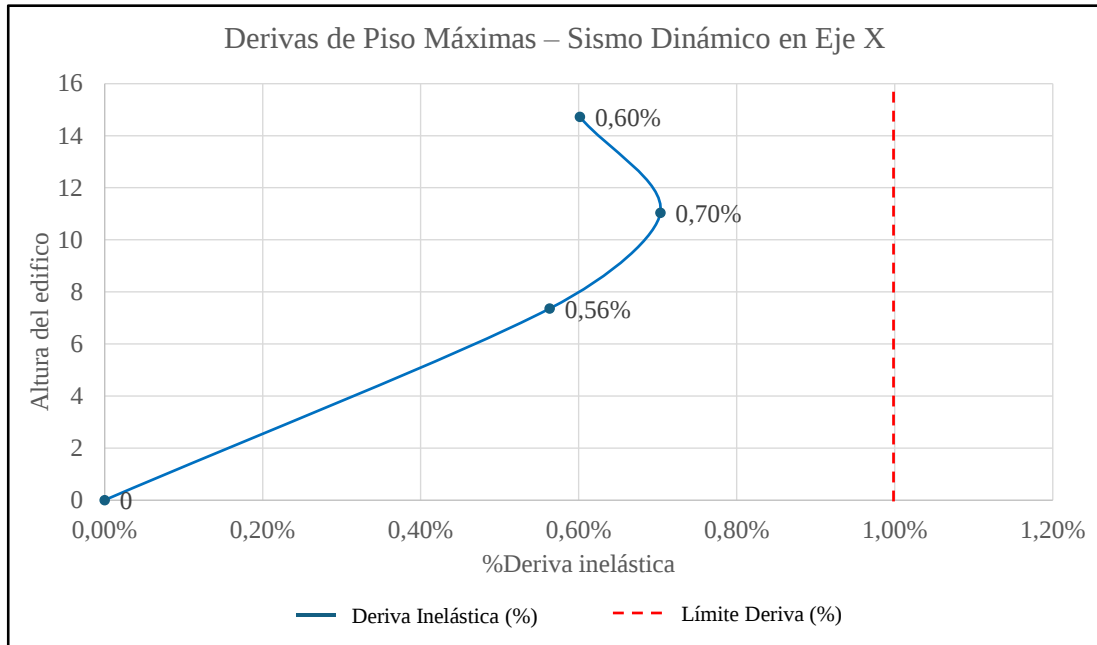


Fuente: Elaboración propia

4.8. Gráfica de derivas de piso máximas en dirección “X” y “Y” del edificio de acero de lámina delgada (con muros).

- La máxima deriva inelástica en la dirección “X” se encuentra en el eje 2, con 0.70%.

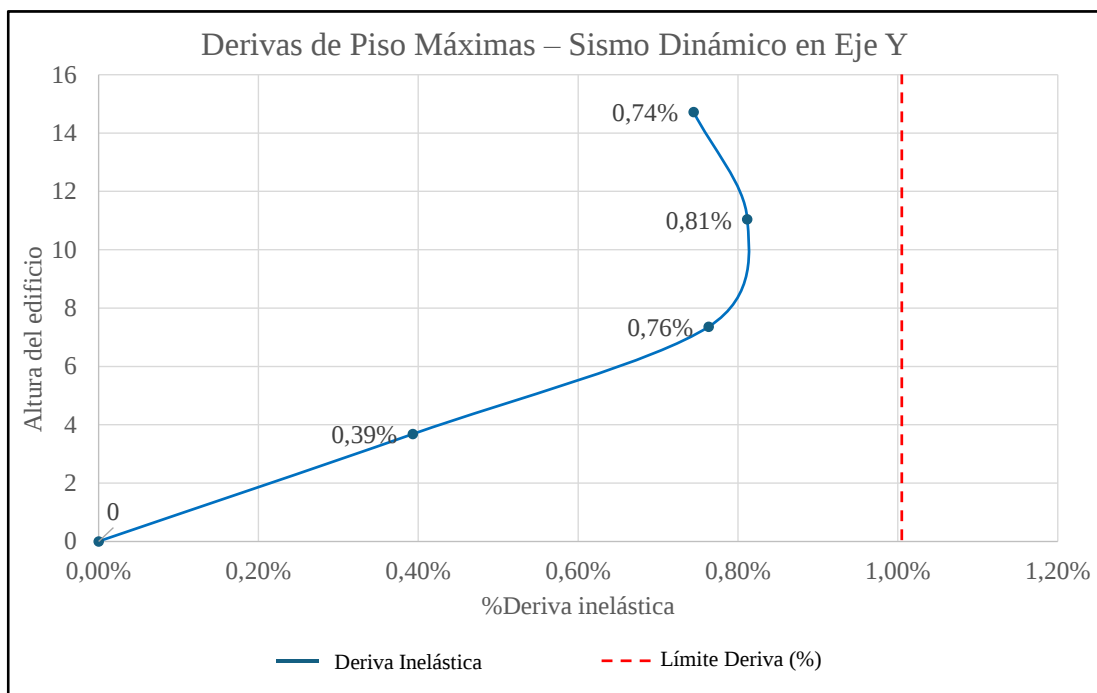
Ilustración 39: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje X



Fuente: Elaboración propia

- La máxima deriva inelástica en la dirección “Y” se encuentra en el eje H, con 0.81%.

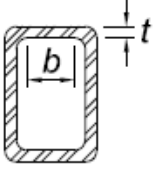
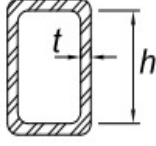
Ilustración 40: Derivas de Piso Máximas – Sismo Dinámico en Eje Y



Fuente: Elaboración propia

4.9. Revisión de compacidad en Alma y Patín

Tabla 52: Revisión de compacidad en Alma y Patín

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (Compact/Non-compact)	λ_r (Non-compact/Slender)	
17	Flanges of rectangular HSS	b/t	$1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		31,33	31,79	39,74	
19	Webs of rectangular HSS and box sections	h/t	$2,42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		48,00	68,69	161,78	

Fuente: (AISC 360, 2022)

No se identificó requisitos normativos específicos con respecto al control de relación demanda/capacidad (compacidad) en el AISI S100, por ende, se acudió a la AISC 360 de 2022, en donde, el resultado de los perfiles indica que tanto el alma como el patín son de sección compacta, aunque el perfil no alcanza el momento plástico, ya que este tipo de secciones, al estar conformadas en frío y presentar elementos delgados, no están diseñadas para ingresar al rango inelástico, debido a que su comportamiento estructural está limitado al rango elástico y no están destinadas a disipar energía mediante deformaciones plásticas.

4.10. Cálculo del Diseño de Vigas para relación Demanda/Capacidad

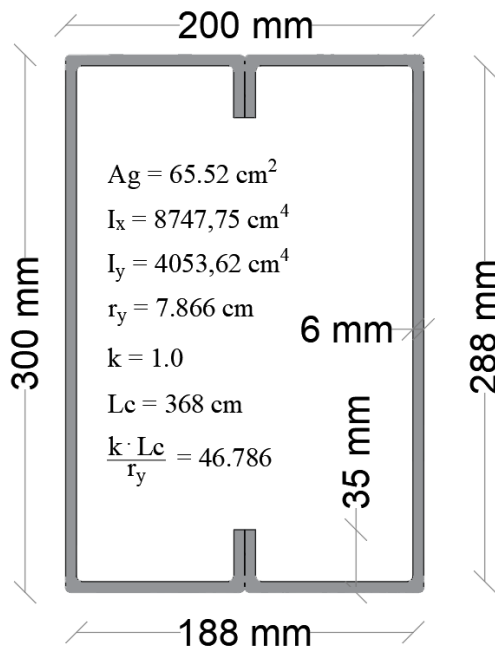
Tabla 53: Datos de la sección para viga

h	300	mm
b	200	mm
tw	6	mm
Ag	65,52	cm ²
Ix	8747,75	cm ⁴
Iy	4053,62	cm ⁴
Fy	36	ksi

	2530,8	kg/cm ²
E	29000	ksi
	2038700	kg/cm ²
φ	0,9	

Fuente: Elaboración propia

VIGA 300x200x35x6 mm



$$h = 300 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - 6 \text{ mm}$$

$$h = 288 \text{ mm} \approx 28.8 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - 6 \text{ mm}$$

$$b = 188 \text{ mm} \approx 18.8 \text{ cm}$$

- Cálculo del módulo elástico:

$$\delta_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h}{2}\right)}$$

$$\delta_x = \frac{8747,75 \text{ cm}^4}{\left(\frac{30 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$\delta_x = 583.18 \text{ cm}^3$$

$$M_n = \varphi \cdot F_y \cdot \delta_x$$

$$M_n = 0.9 \cdot 2530.8 \text{ kg/cm}^2 \cdot 583.18 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1328328.34 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \approx 13.28 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

4.10.1. Relación Demanda/Capacidad en dirección “X”

El mayor momento en la dirección “X” fue generado por la combinación de carga (1.2D+L+SXD). Este se presenta en la planta alta 1, junto al muro ubicado en el eje 3, entre el eje G y el eje H, con una relación demanda/capacidad del 88%.

$$Relación \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{11.66 \text{ Ton} \cdot m}{13.28 \text{ Ton} \cdot m} = 0.88 < 1$$

Por otro lado, el mayor momento en la dirección “X” de una viga que no se encuentra junto al muro fue generado por la combinación de carga (1.2D+L+SXD), ubicado en el eje 4, entre el eje G y el eje H, en la planta alta 2, alcanza una relación demanda/capacidad del 39%.

$$Relación \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{5.24 \text{ Ton} \cdot m}{13.28 \text{ Ton} \cdot m} = 0.39 < 1$$

4.10.2. Relación Demanda/Capacidad en dirección “Y”

El mayor momento en la dirección “Y” fue generado por la combinación de carga (1.2D+L+SYD). Este se presenta en la planta alta 1, junto al muro ubicado en el eje H, entre el eje 8 y el eje 9, con una relación demanda/capacidad del 90%.

$$Relación \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{11.93 \text{ Ton} \cdot m}{13.28 \text{ Ton} \cdot m} = 0.90 < 1$$

Por otro lado, el mayor momento en la dirección “Y” de una viga que no se encuentra junto al muro fue generado por la combinación de carga (1.2D+L+SYD), ubicado en el eje H, entre el eje 2 y el eje 3, en la planta alta 2, alcanza una relación demanda/capacidad del 53%.

$$Relación \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{7.03 \text{ Ton} \cdot m}{13.28 \text{ Ton} \cdot m} = 0.53 < 1$$

4.11. Cálculo del Diseño de Columnas para relación Demanda/Capacidad

Tabla 54: Datos de la sección para columna

h	300	mm
b	200	mm
tw	6	mm
Ag	65,52	cm ²

I_x	8747,75	cm ⁴
I_y	4053,62	cm ⁴
F_y	36	ksi
	2530,8	kg/cm ²
E	29000	ksi
	2038700	kg/cm ²
Altura de columna	368	cm
φ	0,9	

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del radio de giro:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{8747.75 \text{ cm}^4}{65.52 \text{ cm}^2}}$$

$$r_x = 11.56 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{4053.62 \text{ cm}^4}{65.52 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 7.87 \text{ cm}$$

- Cálculo de la relación de esbeltez efectiva:

Nota: Se utiliza el radio de giro más débil, porque es donde se va a pandear.

$$\frac{K \cdot L_c}{r_y} = \frac{1 \cdot 378 \text{ cm}}{7.87 \text{ cm}} = 46.79$$

- Cálculo del esfuerzo elástico o de pandeo:

$$Fe = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lc}{r_y}\right)^2}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 \cdot 2038700 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{368 \text{ cm}}{7.87 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$Fe = 9192.35 \text{ kg/cm}^2 > 2530.8 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: La columna se encuentra en el rango inelástico y la ecuación de Euler no es aplicable.

- La tensión nominal, Fn, se determina de la siguiente manera:

Condición a) cuando:

$$\frac{Lc}{r_y} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{368 \text{ cm}}{7.87 \text{ cm}} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

$$46.79 < 133.68$$

$$Fn = \left(0.658 \frac{F_y}{Fe}\right) \cdot F_y$$

$$Fn = \left(0.658 \frac{2530.8 \text{ kg/cm}^2}{9192.35 \text{ kg/cm}^2}\right) \cdot 2530.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fn = 2255.34 \text{ kg/cm}^2$$

- λ del perfil:

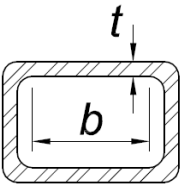
$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{282 \text{ mm}}{6 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 47$$

- λ de control:

Tabla 55: Cálculo de λ de control

TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
6	Walls of rectangular HSS	b/t	$1,4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		47	39,74	

Fuente: (AISC 360, 2022)

$$\lambda_r = 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.4 \cdot \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$\lambda_r = 39.735$$

$$\lambda = 47 > \lambda_r = 39.74$$

Nota: Si la relación anchura-espesor de cualquier elemento de compresión supera λ_r , la sección es una sección de elemento esbelto. En este caso, el λ del perfil supera el λ de control, por ende, se aplica el Caso b, del apartado E7.1, de la norma AISC 360 del 2022, para miembros con elementos esbeltos.

Caso a) Cuando:

$$\lambda \leq \lambda_r = 1.4 \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_n}}$$

Entonces: $b_e = b$

Caso b) Cuando:

$$\lambda \geq \lambda_r = 1.4 \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_n}}$$

$$\text{Entonces: } b_e = b \cdot \left(1 - c_1 \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}}\right) \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}}$$

- Aplicación de caso b:

Tabla 56: Factores de ajuste de imperfecciones del ancho efectivo, c_1 y c_2

TABLA E7.1 Factores de ajuste de imperfecciones del ancho efectivo, c_1 y c_2			
Caso	Elemento esbelto	c_1	c_2
a	Elementos rigidizados, excepto muros de acero de alta velocidad (HSS) cuadrados y rectangulares	0.18	1.31
b	Muros de acero de alta velocidad (HSS) cuadrados y rectangulares	0.20	1.38
c	Otros elementos	0.22	1.49

Fuente: (AISC 360, 2022)

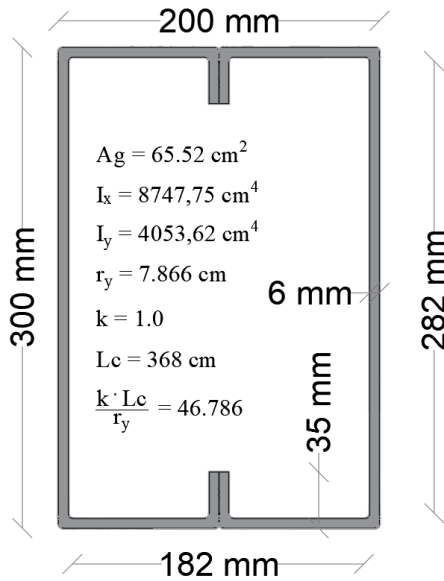
- Cálculo de la tensión de pandeo local elástica determinada según:

$$F_{el} = \left(c_2 \cdot \frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2 \cdot F_y$$

$$F_{el} = \left(1.49 \cdot \frac{39.74}{47}\right)^2 \cdot 2530.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{el} = 4015.93 \text{ kg/cm}^2$$

COLUMNA 300x200x35x6 mm



$$r = 1.5 \cdot tw$$

$$r = 1.5 \cdot 6 \text{ mm}$$

$$r = 9 \text{ mm}$$

$$b_h = 300 \text{ mm} - 9 \text{ mm} - 9 \text{ mm}$$

$$b_h = 282 \text{ mm} \approx 28.2 \text{ cm}$$

$$b_b = 200 \text{ mm} - 9 \text{ mm} - 9 \text{ mm}$$

$$b_b = 182 \text{ mm} \approx 18.2 \text{ cm}$$

- Cálculo del ancho efectivo:

$$b_e = b_h \cdot \left(1 - c_1 \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}}$$

$$b_e = 28.2 \text{ cm} \cdot \left(1 - 0.22 \cdot \sqrt{\frac{4015.93 \text{ kg/cm}^2}{2255.34 \text{ kg/cm}^2}} \right) \cdot \sqrt{\frac{4015.93 \text{ kg/cm}^2}{2255.34 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$b_e = 26.583 \text{ cm}$$

$$b_e = b_b \cdot \left(1 - c_1 \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}}$$

$$b_e = 18.2 \text{ cm} \cdot \left(1 - 0.22 \cdot \sqrt{\frac{4015.93 \text{ kg/cm}^2}{2255.34 \text{ kg/cm}^2}} \right) \cdot \sqrt{\frac{4015.93 \text{ kg/cm}^2}{2255.34 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$b_e = 17.16 \text{ cm}$$

- Cálculo del área neta efectiva:

$$A_e = A_g - 2 \cdot (b_h - b_e) \cdot tw - 2 \cdot (b_b - b_e)$$

$$A_e = 65.52 \text{ cm}^2 - 2 \cdot (28.2 \text{ cm} - 26.58 \text{ cm}) \cdot 0.6 \text{ cm} - 2 \cdot (18.2 \text{ cm} - 17.16 \text{ cm}) \cdot 0.6 \text{ cm}$$

$$A_e = 62.33 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de la resistencia nominal a la compresión:

$$P_n = F_n \cdot A_e \cdot \phi$$

$$P_n = 2255.34 \text{ kg/cm}^2 \cdot 62.33 \text{ cm}^2 \cdot 0.9$$

$$P_n = 126512.9 \text{ Kg} \approx 126.51 \text{ Ton}$$

La mayor carga axial de la columna fue generada por la combinación de carga gravitacional (1.2D+1.6L), ubicada en el eje 7F, con una relación demanda/capacidad del 35.6%.

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{45.07 \text{ Ton}}{126.51 \text{ Ton}} = 0.36 < 1$$

5. CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Tras el análisis de la *PRIMERA ETAPA* del edificio de acero con perfiles de lámina delgada, se determinó que los periodos fundamentales son elevados. En la dirección “X”, se obtuvo un periodo de 1.09 segundos con una masa modal participativa de 35.00 %, mientras que en la dirección “Y” el periodo fue de 1.18 segundos, con una masa modal participativa de 88.00 %. En ambos casos, los periodos exceden el 30 % al periodo de vibración calculado mediante el método 1 descrito en la NEC-SE-DS, con un 56.44 % de excedencia en la dirección “X” y un 69.62 % en la dirección “Y”. Por lo tanto, no se cumple con lo recomendado en la normativa.
- Los valores obtenidos de derivas del edificio de acero de lámina delgada en la *PRIMERA ETAPA* superan el límite de deriva del 1% establecido por la normativa vigente. La máxima deriva en la dirección “X” se encuentra en el eje 2, con 2.23%, y en la dirección “Y” se encuentra en el eje H, con 2.34%, lo cual evidencia un comportamiento muy flexible. Con estos resultados, se validan los criterios normativos generales que limitan el uso de este tipo de perfiles a pórticos resistentes a momento, los cuales forman parte de sistemas diseñados para resistir cargas laterales ocasionadas por sismo.
- En lo que respecta a la participación torsional del edificio en la *PRIMERA ETAPA*, se observa que un 56.50% del total de la masa del edificio, está sometida a torsión, lo que evidencia una torsión estructural significativa. Esto demuestra que el edificio presenta un comportamiento muy flexible con los elementos de mayor sección disponibles en el mercado. En consecuencia, se plantea una *SEGUNDA ETAPA*.
- En la *SEGUNDA ETAPA* del edificio de acero con perfiles de lámina delgada, con la incorporación de cuatro muros, se identificó que el periodo fundamental en la dirección “X” es de 0,63 segundos, con una masa modal participativa de 77.50 %, mientras que en la dirección “Y” es de 0,74 segundos, con una masa modal participativa de 81.00 %. Ambos periodos se mantienen dentro del 30% respecto al periodo calculado mediante el Método 1 descrito en la NEC-SE-DS, por lo que se considera que cumplen con el rango permitido por la normativa. Adicionalmente, se identificó que un 7.90% del total de la masa del edificio, está

sometida a torsión, lo cual se encuentra dentro del rango permisible del 15% establecido por la normativa.

- En el análisis de la *SEGUNDA ETAPA* del edificio, se ha determinado que, los valores de derivas se encuentran dentro el límite permitido, la máxima deriva en la dirección “X” se encuentra en el eje 2, con 0.70%, mientras que en la dirección “Y” se encuentra en el eje H, con 0.81%. Además, la colocación de los muros, buscando una configuración simétrica tipo cajón en los bordes del edificio, ha permitido cumplir con las exigencias normativas vigentes. Con esto se demuestra que los perfiles de acero de lámina delgada, debido a su reducido espesor y limitada capacidad de disipación de energía, requieren del complemento de elementos adicionales como muros para garantizar un adecuado desempeño sísmico y cumplir con las exigencias normativas.
- El análisis estructural realizado demuestra que las vigas y columnas del edificio de acero de lámina delgada presentan un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones establecidas en las combinaciones de carga. La relación demanda/capacidad se mantienen dentro de los límites normativos, lo cual indica que los perfiles utilizados son aptos para resistir las acciones gravitacionales y sísmicas consideradas en el diseño. Aunque las secciones analizadas son geoméricamente compactas, el comportamiento global de los elementos estructurales se mantiene en el rango elástico, debido a que los perfiles conformados en frío no están destinados a desarrollar deformaciones inelásticas ni a disipar energía.
- Los resultados evidencian que no es recomendable diseñar edificaciones utilizando únicamente perfiles de lámina delgada doblada en frío sin la incorporación de sistemas adicionales de resistencia lateral, ya que estos perfiles, por sí solos, no proporcionan la rigidez necesaria para un adecuado comportamiento sísmico. Los resultados obtenidos en la primera etapa de simulación evidencian que el sistema estructural conformado únicamente por estos elementos presenta periodos fundamentales significativamente elevados, los cuales exceden el 30 % respecto al periodo calculado mediante el Método 1 de la NEC-SE-DS. Este comportamiento refleja una alta flexibilidad estructural, lo que compromete la seguridad y el cumplimiento normativo de la edificación.

5.2. Recomendaciones

- Es fundamental mantener distancias moderadas entre ejes, con el fin de evitar luces excesivas que puedan comprometer la resistencia y rigidez de los elementos. El espesor reducido de este tipo de perfiles limita su capacidad para resistir deformaciones importantes, por lo que luces amplias pueden inducir desplazamientos y derivas no aceptables, afectando el desempeño estructural.
- Se recomienda evitar el uso de perfiles de lámina delgada doblada en frío en edificaciones de baja altura ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica, debido a su bajo espesor y limitada rigidez. Estos perfiles, cuando se utilizan de forma aislada, no garantizan el cumplimiento de los requisitos normativos relacionados con el periodo fundamental ni con los límites de torsión. Por lo tanto, su empleo debe ir acompañado de elementos de refuerzo adicionales que contribuyan a mejorar el desempeño estructural y sísmico del sistema.
- Se recomienda que la ubicación de los muros estructurales dentro del sistema sea cuidadosamente seleccionada para garantizar una distribución simétrica y eficiente de la rigidez, minimizando los efectos torsionales y asegurando una respuesta sísmica adecuada en todos los niveles de la edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre Sosapanta, & Figueroa Bernal. (2008). *ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS*.
- AISI-S100. (2020).
- ALEMDAR, F., GELETA, H., & ALGAADI, F. (2021). MOMENT-ROTATION CHARACTERISTICS AND FINITE ELEMENT ANALYSIS OF COLD FORMED STEEL CONNECTIONS. *Uludağ University Journal of The Faculty of Engineering*, 29–46. <https://doi.org/10.17482/uumfd.798136>
- Al-Sherif, R., & Ismael, M. A. (2022). Structural Performance of Semi-Rigid Connection Steel Frames. *Diyala Journal of Engineering Sciences*, 64–82. <https://doi.org/10.24237/djes.2022.15207>
- Avilés-Campoverde, D., Chunga, K., Ortiz-Hernández, E., Vivas-Espinoza, E., Toulkeridis, T., Morales-Delgado, A., & Delgado-Toala, D. (2021). Seismically induced soil liquefaction and geological conditions in the city of Jama due to the M7.8 pedernales earthquake in 2016, NW ecuador. *Geosciences (Switzerland)*, 11(1), 1–22. <https://doi.org/10.3390/geosciences11010020>
- Benchaphong, A., Hongthong, R., Benchanukrom, S., & Konkong, N. (2020). Stiffness prediction for bolted moment-connections in cold-formed steel trusses. *Engineering Review*, 41(1), 69–84. <https://doi.org/10.30765/er.1428>
- Britner, A., Dieu, C., & Podleschny, R. (2021). Corrosion protection for cold-formed structural steel elements. *Steel Construction*, 14(4), 250–257. <https://doi.org/10.1002/stco.202100002>
- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador. *Revista Politecnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS*.
- Di Lorenzo, G., & De Martino, A. (2019). Earthquake Response of Cold-Formed Steel-Based Building Systems: An Overview of the Current State of the Art. *Buildings*, 9(11), 228. <https://doi.org/10.3390/buildings9110228>

- Duque Yaguache, E. P., Quiñonez Riofrío, C. F., & Cueva Oviedo, J. D. (2022). Evaluación del comportamiento dinámico en edificaciones de baja altura en la ciudad de Loja-Ecuador. *CEDAMAZ*, 12(1), 59–67. <https://doi.org/10.54753/cedamaz.v12i1.1320>
- Dutha Yanza. (2020). *VERIFICACIÓN DE CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO, AJUSTANDO LA DUCTILIDAD GLOBAL AL DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA*.
- Eid, N., & Joó, A. L. (2021). Analysis of cold-formed steel rectangular hollow flange beams. *Pollack Periodica*, 16(1), 58–64. <https://doi.org/10.1556/606.2020.00110>
- Esteban Orellana-Jara, A. I., & Sebastián Maldonado-Noboa, J. I. (2022). *Comportamiento estructural de muros portantes*. 70(9), 1630–1652. <https://doi.org/10.23857/pc.v7i8>
- Fajardo, J. I., Paltán, C. A., & Palacios, E. G. (2023). Computational analysis of structure manufactured by means of the steel framing system. Case study: industrial warehouse. *Journal of Physics: Conference Series*, 2516(1), 012006. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2516/1/012006>
- Firdaus, M., Saggaff, A., Md Tahir, M., Aminuddin, K. M., Poi Ngian, S., Siang, T. C., Ali Salih, M. N., Mohammadhosseini, H., & Sulaiman, A. (2021). BEHAVIOR OF PARTIAL STRENGTH OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION WITH GUSSET PLATE FOR COLD-FORMED STEEL SECTIONS. *ASEAN Engineering Journal*, 10(2). <https://doi.org/10.11113/aej.v10.16601>
- Hongthong, R., Benchaphong, A., Benchanukrom, S., & Konkong, N. (2019). Experimental and theoretical study on screwed connections in cold-formed steel structure. *Engineering Transactions*, 67(4), 557–577. <https://doi.org/10.24423/EngTrans.1016.20191119>
- Jayaraman, A. N. S. V. S. (2019). Seismic Performance of Cold Formed Steel and Conventional Steel of Industrial Structures Using Splice Connections. *International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE)*, 7, 2277–3878. www.ijrte.org
- Kanthasamy, E., Alsanat, H., Poologanathan, K., Gatheeshgar, P., Corradi, M., Thirunavukkarasu, K., & Dissanayake, M. (2022). Web Crippling Behaviour of

- Cold-Formed High Strength Steel Unlipped Channel Beams. *Buildings*, 12(3), 291. <https://doi.org/10.3390/buildings12030291>
- Korsun, N., & Prostakishina, D. (2021). Modeling thin-walled elements with regard to steel hardening. *E3S Web of Conferences*, 263, 02044. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126302044>
- Lukačević, L., Krolo, P., & Bakran, A. (2022). Experimental Investigation of Novel Angle Bracket Connection in Cold-Formed Steel Structures. *Buildings*, 12(8), 1115. <https://doi.org/10.3390/buildings12081115>
- Marija Romanjek Blimel. (2007). Capacidad estructural de juntas T de perfiles de acero laminado en frío. *Revista de La Universidad de Costa Rica*, 17(2), 71–86. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=44170520004>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2014). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE. In M. Dirección de Comunicación Social (Ed.), *Diciembre 2014* (pp. 1–141).
- Palanivelu, S. (2023). Behaviour of cold-formed steel built-up beams under flexural loading. *Gradjevinski Materijali i Konstrukcije*, 66(4), 205–213. <https://doi.org/10.5937/GRMK2300011P>
- Parastesh, H., Mobedi, E., Ghasemi, S. H., & Amjadiyan, K. (2019). Experimental Study for Strength Capacity of Cold-Formed Steel Joists Connections with Consideration of Various Bolts Arrangements. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(2), 101–114. <https://doi.org/10.22075/jrce.2018.13037.1234>
- Poologanathan, K., Perampalam, G., Gunalan, S., & Corradi, M. (2023). Structural Performance of Cold-Formed Steel (CFS) Structures. *Buildings*, 13(7), 1689. <https://doi.org/10.3390/buildings13071689>
- Rouaz, I., Bouzid, H., Belaid, T., & Belkacem, M. A. (2024). Comparative Design of an Industrial Building: Cold Formed Steel versus Hot Rolled Steel. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 24(2), 43–48. <https://doi.org/10.56748/ejse.24541>
- Shakeel, S., Khan, S. H., Saqib, S. A., Khan, M. A., & Moiz, M. A. (2024). Seismic performance and cost comparison of RC moment resisting and dual frames using

- UBC 97 and IBC 2021. *Scientific Reports*, 14(1). <https://doi.org/10.1038/s41598-024-67373-3>
- Singh, A., Wang, X., Zhang, Z., Derveni, F., Castaneda, H., Peterman, K. D., Schafer, B. W., & Hutchinson, T. C. (2022). Steel Sheet Sheathed Cold-Formed Steel Framed In-line Wall Systems. I: Impact of Structural Detailing. *Journal of Structural Engineering*, 148(12). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003433](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003433)
- Singh, A., Zhang, Z., Wang, X., Schafer, B. W., & Hutchinson, T. C. (2024). Practice-oriented numerical model for seismic response of cold-formed steel-framed mid-rise buildings. *Engineering Structures*, 319, 118833. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118833>
- Sonia Segura-Barrientos, & Mayra M. González-Fernández. (2018). RELATING ON THE DESIGN RESISTANT EARTHQUAKE OF SLIGHT STRUCTURES OF STEEL CONFORMED IN COLD Autores. *Ciencia En Su PC*, 1, 55–67.
- AISC 360. (2022).
- Suwal, R., & Khawas, A. (2022). Performance of Reinforced Concrete Shear Wall In Dual Structural System: A Review. *Nepal Journal of Science and Technology*, 21(1), 91–100. <https://doi.org/10.3126/njst.v21i1.49918>
- Tapia Hernández, E., & García Carrera, J. S. (2019). COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 101(101), 36–52. <https://doi.org/10.18867/ris.101.499>
- Țăranu, G., Bunea, G., Olteanu-Donțov, I., Venghiac, V. M., & Ovidiu Toma, I. (2019). Stability Analysis of a Scaled-Down Cold-Formed Steel Structure. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 586(1), 012029. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/586/1/012029>
- Velasco Galarza, V. H., & Martínez Lozano, E. (n.d.). *Diseño de una Estructura de Acero Formado en Frío por el Método LRFD para un Galpón Industrial*.
- Wahid, C. M. S., Al Rahman, M., Akhtaruzzaman, S., & Bin Alam, Md. J. (2023). A PROPOSAL FOR SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF PRE-ENGINEERED STEEL BUILDINGS IN BANGLADESH USING SIMPLIFIED

- JAPANESE INDEX METHOD. *ASEAN Engineering Journal*, 13(2), 61–67.
<https://doi.org/10.11113/aej.v13.18838>
- Ya Mon, T., & Selvam, J. (2023). Pre-Stress Linear and Nonlinear Buckling of Cold-Formed Steel Built-up Box Studs. *International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology*, 14(2). <https://doi.org/10.30880/ijscet.2023.14.02.012>
- Yin, L., Niu, Y., Quan, G., Gao, H., & Ye, J. (2022). Development of new types of bolted joints for cold-formed steel moment frame buildings. *Journal of Building Engineering*, 50, 104171. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104171>
- YURTSEVER, M., & SOYÖZ, S. (2022). An Investigation on Force Modification Factors in Cold-Formed Steel Structures. *Teknik Dergi*, 33(4), 12283–12308. <https://doi.org/10.18400/tekderg.977677>
- Zekri, S., & Salajegheh, J. (2022). Seismic Performance-Based Evaluation of Cold-Rolled Steel Structures. *Shock and Vibration*, 2022, 1–12. <https://doi.org/10.1155/2022/2647754>