



# UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

## FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral  
para disminuir los desplazamientos laterales en la zona sísmica 4 de Lima  
Metropolitana

### TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero(a) Civil

### AUTORES

Huerta De La Cruz, Natalie Astrid  
ORCID: 0009-0006-3556-5687

Mayhuire Zuñiga, Eduardo Franco  
ORCID: 0009-0007-0196-0643

### ASESOR

Garate Caceres, Francisco Hector  
ORCID: 0000-0003-0413-3399

**Lima, Perú**

**2024**

## **METADATOS COMPLEMENTARIOS**

### **Datos de los autores**

Huerta De La Cruz, Natalie Astrid

DNI: 72884171

Mayhuire Zuñiga, Eduardo Franco

DNI: 73872246

### **Datos de asesor**

Garate Caceres, Francisco Hector

DNI: 07640930

### **Datos del jurado**

JURADO 1

Pereyra Salardi, Enriqueta

DNI: 06743824

ORCID: 0000-0003-2527-3665

JURADO 2

López Silva, Maiquel

DNI: 49087489

ORCID: 0000-0002-0946-6160

JURADO 3

Chavarry Vallejos, Carlos Magno

DNI: 07410234

ORCID: 0000-0003-0512-8954

### **Datos de la investigación**

Campo del conocimiento OCDE: 02.01.01

Código del Programa: 732016

## DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Nosotros, Huerta De La Cruz, Natalie Astrid, con código de estudiante N°201810483, con DNI N°72884171, con domicilio en Pasaje Enrique López Albújar N°369, Urbanización Los Precursores, distrito Santiago de Surco, provincia y departamento de Lima, y Mayhuire Zuñiga, Eduardo Franco, con código de estudiante N° 201810478, con DNI N°73872246, con domicilio en Mz. C2 Lt. 10 Urbanización San Antonio de Carapongo, distrito Lurigancho-Chosica , provincia y departamento de Lima, en nuestra condición de bachilleres en Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, declaramos bajo juramento que:

La presente tesis titulada: “Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para disminuir los desplazamientos laterales en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana” es de nuestra única autoría, bajo el asesoramiento del docente Garate Caceres, Francisco Hector, y no existe plagio y/o copia de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación presentado por cualquier persona natural o jurídica ante cualquier institución académica o de investigación, universidad, etc.; la cual ha sido sometida al programa Turnitin y tiene el 21% de similitud final.

Dejamos constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en la tesis, el contenido de estas corresponde a las opiniones de ellos, y por las cuales no asumimos responsabilidad, ya sean de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o de internet.

Asimismo, ratificamos plenamente que el contenido íntegro de la tesis es de nuestro conocimiento y autoría. Por tal motivo, asumimos toda la responsabilidad de cualquier error u omisión en la tesis y somos conscientes de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de falsa declaración, nos sometemos a lo dispuesto en las normas de la Universidad Ricardo Palma y a los dispositivos legales nacionales vigentes.

Surco, 01 de octubre de 2024

Huerta De La Cruz, Natalie Astrid

DNI N°72884171

Mayhuire Zuñiga, Eduardo Franco

DNI N°73872246

## INFORME DE ORIGINALIDAD–TURNITIN

Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para disminuir los desplazamientos laterales en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana

### INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>21</b> %	<b>20</b> %	<b>4</b> %	<b>7</b> %
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

### FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>6</b> %
<b>2</b>	<b>repositorio.urp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>2</b> %
<b>3</b>	<b>Submitted to Universidad Ricardo Palma</b> Trabajo del estudiante	<b>1</b> %
<b>4</b>	<b>revistas.urp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>5</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>6</b>	<b>repositorioacademico.upc.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>7</b>	<b>docplayer.es</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1</b> %
<b>8</b>	<b>repositorio.upt.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1</b> %



Dra. Vargas Chang Esther Joni

## **DEDICATORIA**

A mis padres quienes hasta al momento me han brindado todo su apoyo, al profesor por guiarme por el camino correcto orientado al trabajo y finalmente a mis compañeros quienes entre preguntas y consejos lograron ser un soporte para vivenciar esta experiencia.

Natalie Astrid Huerta De La Cruz

Esta tesis está dedicada a mis padres y hermanos. Gracias al apoyo incondicional que me dieron, permitieron el desarrollo del presente trabajo de investigación.

Eduardo Franco Mayhuire Zuñiga

## **AGRADECIMIENTO**

En primer lugar, agradecemos a Dios por bendecirnos cada día con buena salud y porque a lo largo de este recorrido no nos ha faltado lo necesario para culminar esta investigación. Además, agradecemos a nuestros padres por su apoyo incondicional y su continuo interés en nuestro desarrollo profesional.

Natalie Astrid Huerta De La Cruz  
Eduardo Franco Mayhuire Zuñiga

## ÍNDICE GENERAL

METADATOS COMPLEMENTARIOS .....	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD .....	iii
INFORME DE ORIGINALIDAD–TURNITIN.....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTO .....	vi
ÍNDICE GENERAL .....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xiv
RESUMEN .....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	3
1.1. Descripción de la realidad problemática.....	3
1.1.1. Problema e importancia .....	3
1.1.2. Árbol del problema (causas –problema-consecuencias).....	6
1.2. Formulación del problema .....	7
1.2.1. Problema general .....	7
1.2.2. Problemas específicos.....	7
1.3. Objetivos de la investigación.....	8
1.3.1. Objetivo general.....	8
1.3.2. Objetivos específicos .....	8
1.4. Delimitación de la investigación.....	8
1.4.1. Geográfica.....	8
1.4.2. Temporal.....	8
1.4.3. Temática.....	8
1.4.4. Muestral .....	9
1.5. Justificación del estudio.....	9
1.5.1. Conveniencia .....	9
1.5.2. Relevancia social .....	9
1.5.3. Aplicaciones prácticas .....	9
1.5.4. Utilidad metodológica.....	10
1.5.5. Valor teórico .....	10

1.6. Importancia del estudio.....	10
1.6.1. Nuevos conocimientos.....	10
1.6.2. Aporte.....	10
1.7. Limitaciones del estudio.....	11
1.7.1. Falta de estudios previos de investigación.....	11
1.7.2. Metodológicos o prácticos.....	11
1.7.3. Medidas para la recolección de los datos.....	11
1.7.4. Obstáculos en la investigación.....	11
1.8. Alcance.....	11
1.9. Viabilidad del estudio.....	12
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>13</b>
2.1. Marco histórico.....	13
2.2. Investigaciones relacionadas con el tema.....	14
2.2.1. Investigaciones internacionales.....	14
2.2.2. Investigaciones nacionales.....	16
2.2.3. Artículos relacionados con el tema.....	18
2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio.....	32
2.3.1. Estructuras de acero.....	32
2.3.2. Métodos de análisis sísmico.....	34
2.3.3. Sistema estructural Diagrid.....	35
2.3.4. Desplazamientos laterales por sismo.....	37
2.3.5. Diseño de conexiones (nodos).....	38
2.3.6. El módulo en estructuras Diagrid.....	39
2.3.7. Cargas de viento.....	41
2.3.8. Interacción suelo-estructura.....	42
2.3.9. Norma ASCE 7-10.....	42
2.3.10. Norma E.030: diseño sismorresistente.....	42
2.3.11. Norma E.090: estructuras metálicas.....	43
2.3.12. Norma E.020: cargas.....	43
2.3.13. Software ingenieril ETABS.....	43
2.4. Definición de términos básicos.....	44
2.5. Fundamentos teóricos que sustentan las hipótesis.....	45
<b>CAPÍTULO 3: SISTEMA DE HIPÓTESIS Y VARIABLES.....</b>	<b>47</b>
3.1. Hipótesis.....	47



3.1.1. Hipótesis general.....	47
3.1.2. Hipótesis específicas.....	47
3.2. Sistema de variables.....	47
3.2.1. Definición conceptual y operacional de las variables.....	47
3.2.2. Operacionalización de las variables.....	49
<b>CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO .....</b>	<b>51</b>
4.1. Método de investigación.....	51
4.2. Tipo de investigación.....	51
4.3. Nivel de investigación .....	51
4.4. Diseño de la investigación .....	51
4.5. Población y muestra.....	52
4.5.1. Población .....	52
4.5.2. Muestra .....	52
4.6. Herramientas, técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	52
4.6.1. Instrumento de recolección de datos.....	52
4.6.2. Métodos y técnicas.....	52
4.7. Descripción de procesamientos de análisis.....	52
<b>CAPÍTULO 5: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>54</b>
5.1. Parametrización de diseño .....	54
5.1.1. Parámetros de peligro sísmico iniciales (Norma E.030).....	54
5.1.2. Selección de material (A36) .....	61
5.1.3. Configuración estructural .....	61
5.1.4. Definición y asignación de cargas (Norma E.020).....	64
5.1.5. Definición de las combinaciones de carga (Norma E.090) .....	65
5.1.6. Dimensionamiento de las secciones .....	66
5.2. Análisis sismorresistente.....	75
5.2.1. Análisis estático .....	75
5.2.2. Análisis dinámico modal espectral .....	83
5.3. Comparación de resultados .....	132
5.4. Discusión de resultados .....	141
5.4.1. Parámetros de diseño (secciones y peso).....	141
5.4.2. Parámetros de diseño sismorresistente (distorsiones, desplazamientos laterales y fuerzas cortantes).....	145

5.4.3. Ángulo óptimo de inclinación del sistema estructural de rejilla rígida perimetral (Diagrid) .....	151
5.5. Contratación de hipótesis .....	153
5.5.1. Prueba de hipótesis general.....	153
5.5.2. Prueba de hipótesis específica 1 .....	154
5.5.3. Prueba de hipótesis específica 2 .....	155
5.5.4. Prueba de hipótesis específica 3 .....	156
CONCLUSIONES .....	158
RECOMENDACIONES.....	161
REFERENCIAS.....	163
ANEXOS .....	170
Anexo A: Matriz de consistencia.....	170
Anexo B: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente .....	172
Anexo C: Norma E.090 Estructuras Metálicas .....	173
Anexo D: Norma E.020 Cargas .....	174
Anexo E: Hoja de cálculo “Análisis sísmico Arquetipo A” .....	175
Anexo F: Hoja de cálculo “Análisis sísmico Arquetipo B”.....	175
Anexo G: Hoja de cálculo “Análisis sísmico Arquetipo C” .....	175
Anexo H: Hoja de cálculo “Restricciones de deflexiones de vigas soldadas y empernadas”.....	175
Anexo I: Hoja de cálculo “Comparación de resultados” .....	175
Anexo J: Hoja de cálculo “Discusión de resultados (Gráficos)” .....	175

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes.....	33
Tabla 2 Operacionalización de la variable independiente: sistema estructural Diagrid .....	49
Tabla 3 Operacionalización de la variable dependiente: desplazamientos laterales.....	50
Tabla 4 Factor de zona Z .....	54
Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo.....	54
Tabla 6 Factor de amplificación del suelo "S" .....	56
Tabla 7 Periodo $T_P$ y $T_L$ .....	56
Tabla 8 Parámetro $C_T$ según tipo de estructura.....	57
Tabla 9 Coeficiente básico de reducción ( $R_0$ ).....	58
Tabla 10 Coeficientes básicos de reducción recopilados.....	59
Tabla 11 Regularidad estructural .....	60
Tabla 12 Propiedades físicas y mecánicas acero ASTM A36 .....	61
Tabla 13 Parámetros geométricos de los modelos planteados.....	61
Tabla 14 Tipos de cargas asignadas.....	65
Tabla 15 Combinaciones de cargas .....	66
Tabla 16 Secciones para cada elemento estructural – Arquetipo A .....	68
Tabla 17 Secciones para cada elemento estructural – Arquetipo B.....	70
Tabla 18 Secciones para cada elemento estructural – Arquetipo C.....	73
Tabla 19 Peso total por piso de Arquetipos A, B y C.....	75
Tabla 20 Parámetros de análisis sísmico y valores de la fuerza cortante basal ( $V$ ) de los Arquetipos A, B y C.....	76
Tabla 21 Cálculo de distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y del Arquetipo A .....	79
Tabla 22 Cálculo de distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y del Arquetipo B.....	80
Tabla 23 Cálculo de distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y del Arquetipo C.....	81
Tabla 24 Desplazamientos totales por centros de masa de diafragma en los Arquetipos A, B y C en mm .....	82
Tabla 25 Parámetros sísmicos para el cálculo del espectro inelástico de pseudo aceleraciones – Arquetipos A, B, y C.....	83

Tabla 26 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones en las direcciones X y Y – Arquetipos A, B, y C .....	84
Tabla 27 Modos de vibración, periodos naturales y masas participativas de los Arquetipos A, B y C .....	86
Tabla 28 Irregularidad de rigidez del Arquetipo A en dirección X .....	91
Tabla 29 Irregularidad de rigidez del Arquetipo A en dirección Y .....	92
Tabla 30 Irregularidad de rigidez del Arquetipo B en dirección X .....	93
Tabla 31 Irregularidad de rigidez del Arquetipo B en dirección Y .....	94
Tabla 32 Irregularidad de rigidez del Arquetipo C en dirección X .....	95
Tabla 33 Irregularidad de rigidez del Arquetipo C en dirección Y .....	96
Tabla 34 Irregularidad de resistencia del Arquetipo A en dirección X .....	97
Tabla 35 Irregularidad de resistencia del Arquetipo A en dirección Y .....	98
Tabla 36 Irregularidad de resistencia del Arquetipo B en dirección X .....	98
Tabla 37 Irregularidad de resistencia del Arquetipo B en dirección Y .....	99
Tabla 38 Irregularidad de resistencia del Arquetipo C en dirección X .....	99
Tabla 39 Irregularidad de resistencia del Arquetipo C en dirección Y .....	100
Tabla 40 Irregularidad de masa del Arquetipo A .....	100
Tabla 41 Irregularidad de masa del Arquetipo B.....	101
Tabla 42 Irregularidad de masa del Arquetipo C.....	101
Tabla 43 Irregularidad de Geometría Vertical de los Arquetipos A, B y C .....	102
Tabla 44 Irregularidad torsional del Arquetipo A en dirección X .....	104
Tabla 45 Irregularidad torsional del Arquetipo A en dirección Y .....	105
Tabla 46 Irregularidad torsional del Arquetipo B en dirección X .....	106
Tabla 47 Irregularidad torsional del Arquetipo B en dirección Y .....	107
Tabla 48 Irregularidad torsional del Arquetipo C en dirección X .....	108
Tabla 49 Irregularidad torsional del Arquetipo C en dirección Y .....	109
Tabla 50 Valores de las irregularidades de los Arquetipos A, B y C .....	110
Tabla 51 Distorsiones de entrepiso para las direcciones X y Y Arquetipo A .....	110
Tabla 52 Distorsiones de entrepiso para las direcciones X y Y Arquetipo B.....	111
Tabla 53 Distorsiones de entrepiso para las direcciones X y Y Arquetipo C.....	112
Tabla 54 Desplazamiento relativos y globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo A .....	114
Tabla 55 Desplazamiento relativos y globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo B.....	115

Tabla 56 Desplazamiento relativos y globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo C.....	116
Tabla 57 Fuerzas cortantes de entrepiso de los Arquetipos A, B y C en las direcciones de análisis X y Y .....	118
Tabla 58 Verificación de la fuerza cortante mínima y cálculo del factor de amplificación para cada Arquetipo en las direcciones de análisis X y Y ....	122
Tabla 59 Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y de los Arquetipos A, B y C .....	123
Tabla 60 Verificación y control de deflexiones de las vigas principales de 12.73m en los 12 pisos del Arquetipo A.....	127
Tabla 61 Verificación y control de deflexiones de las vigas principales de 12.73m en los 12 pisos del Arquetipo B .....	129
Tabla 62 Verificación y control de deflexiones de las vigas principales de 12.73m en los 12 pisos del Arquetipo C.....	131
Tabla 63 Secciones de acero de cada elemento estructural de los Arquetipos A, B y C.....	133
Tabla 64 Pesos totales de los Arquetipos A, B y C .....	133
Tabla 65 Secciones usadas por elemento estructural y autor.....	141
Tabla 66 Recopilación de pesos totales por estructura y autores .....	145
Tabla 67 Recopilación de distorsiones máximas de entrepiso por estructura y autor ..	146
Tabla 68 Recopilación de desplazamientos laterales máximos por estructura y autor.	148
Tabla 69 Recopilación de fuerzas cortantes máximas de entrepiso por estructura y autor .....	150
Tabla 70 Recopilación de ángulos óptimos de inclinación del sistema Diagrid según cada autor.....	152
Tabla 71 Porcentaje de reducción del desplazamiento máximo lateral respecto al límite máximo establecido por la Norma E0.30 .....	153

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa sísmico del Perú para el periodo 1960 – 2023 .....	4
Figura 2 Mapa zonificación sísmica .....	6
Figura 3 Árbol del problema.....	7
Figura 4 Módulos Diagrid de tres pisos y un elemento triangular de muestra .....	36
Figura 5 Edificio IBM.....	36
Figura 6 Nodo de la Torre Gherkin .....	38
Figura 7 Fuerzas diagonales en módulo Diagrid de 4 pisos .....	40
Figura 8 Diseño de diferentes estructuras con diferentes ángulos y largos dependiendo del número de pisos .....	40
Figura 9 Respuestas resultantes inducidas por las cargas de viento en la estructura.....	41
Figura 10 Caracterización sísmica de edificios .....	44
Figura 11 Mapa conceptual.....	46
Figura 12 Mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Lima actualizado al año 2018.....	55
Figura 13 Configuración en planta Arquetipo A, B y C.....	62
Figura 14 Configuración en elevación Arquetipo A.....	63
Figura 15 Configuración en elevación Arquetipo B.....	63
Figura 16 Configuración en elevación Arquetipo C.....	63
Figura 17 Geometría del módulo de la rejilla rígida perimetral .....	64
Figura 18 Características técnicas del perfil tipo AD-600.....	67
Figura 19 Secciones de las vigas principales y compuestas secundarias del primer modelamiento (vista en planta).....	69
Figura 20 Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del primer modelamiento (vista en elevación) .....	69
Figura 21 Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del primer modelamiento (vista en 3D).....	70
Figura 22 Secciones de las vigas principales y compuestas secundarias del segundo modelamiento (vista en planta).....	71
Figura 23 Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del segundo modelamiento (vista en elevación) .....	72
Figura 24 Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del segundo modelamiento (vista en 3D).....	72

Figura 25 Secciones de las vigas principales y compuestas secundarias del tercer modelamiento (vista en planta).....	73
Figura 26 Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del tercer modelamiento (vista en elevación) .....	74
Figura 27 Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del tercer modelamiento (vista en 3D).....	74
Figura 28 Fuerzas cortantes acumuladas por piso del Arquetipo A en tonf .....	77
Figura 29 Fuerzas cortantes acumuladas por piso del Arquetipo B en tonf .....	77
Figura 30 Fuerzas cortantes acumuladas por piso del Arquetipo C en tonf .....	78
Figura 31 Distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y Arquetipo A.....	79
Figura 32 Distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y Arquetipo B.....	80
Figura 33 Distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y Arquetipo C.....	81
Figura 34 Espectro de pseudo aceleraciones en las direcciones X y Y - Arquetipos A, B y C .....	85
Figura 35 Primera forma de modo del Arquetipo A .....	87
Figura 36 Segunda forma de modo del Arquetipo A.....	88
Figura 37 Primera forma de modo del Arquetipo B .....	88
Figura 38 Segunda forma de modo del Arquetipo B .....	88
Figura 39 Primera forma de modo del Arquetipo C .....	89
Figura 40 Segunda forma de modo del Arquetipo C .....	89
Figura 41 Distorsiones por piso en X y Y Arquetipo A .....	111
Figura 42 Distorsiones por piso en X y Y Arquetipo B.....	112
Figura 43 Distorsiones por piso en X y Y Arquetipo C.....	113
Figura 44 Desplazamientos globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo A..	114
Figura 45 Desplazamientos globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo B..	116
Figura 46 Desplazamientos globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo C..	117
Figura 47 Fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo A .....	119
Figura 48 Fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo B.....	120

Figura 49 Fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo C.....	121
Figura 50 Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo A.....	124
Figura 51 Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo B.....	125
Figura 52 Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo C.....	126
Figura 53 Pesos acumulados por piso de los Arquetipos A, B y C .....	134
Figura 54 Fuerzas cortantes de entrepiso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X.....	135
Figura 55 Fuerzas cortantes de entrepiso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y.....	136
Figura 56 Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X.....	137
Figura 57 Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X en comparación a la distorsión límite de acuerdo con la Norma E.030 .....	137
Figura 58 Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y.....	138
Figura 59 Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y en comparación a la distorsión límite de acuerdo con la Norma E.030 .....	138
Figura 60 Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X.....	139
Figura 61 Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X en comparación al desplazamiento total límite de la Norma E.030.....	139
Figura 62 Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y.....	140
Figura 63 Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y en comparación al desplazamiento total límite de la Norma E.030.....	140
Figura 64 Recopilación de distorsiones máximas de entrepiso por estructura y autor.	147
Figura 65 Recopilación de desplazamientos laterales máximos por estructura y autor .....	149
Figura 66 Recopilación de fuerzas cortantes máximas de entrepiso por estructura y autor .....	151



## RESUMEN

La investigación se basó en la aplicación de un sistema metálico innovador en edificaciones para analizar el comportamiento sismorresistente, de este modo, se tuvo como objetivo implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para reducir los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana. De acuerdo con la metodología, la investigación fue de tipo descriptiva, explicativa y correlacional. Asimismo, en el presente estudio se diseñaron y modelaron tres edificaciones, diferenciadas por su ángulo de inclinación, en el *software* ETABS v20 de donde se extrajo los datos del comportamiento sismorresistente de las estructuras a través del análisis estático y dinámico modal espectral expresados mediante diagramas de desplazamientos laterales, tomando en cuenta la normatividad nacional vigente. Eventualmente, de acuerdo con los resultados obtenidos, el desplazamiento máximo lateral se redujo según el ángulo de inclinación implementado y comparado al límite establecido según la normativa aplicada, el arquetipo A ( $45^\circ$ ) se redujo en un 96.64%, el Arquetipo B ( $63.43^\circ$ ) en un 96.62% y el Arquetipo C ( $75.96^\circ$ ) un 95.32%. Finalmente, se concluyó que la implementación del sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral reduce los desplazamientos laterales de las edificaciones de acero ubicadas en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana; se observó que los tres casos redujeron sus desplazamientos máximos laterales en más de un 90% respecto al límite máximo estipulado en la normativa peruana, además, se determinó que el porcentaje de reducción y el ángulo de inclinación presentan una relación inversamente proporcional.

*Palabras claves:* Sistema estructural *Diagrid*, comportamiento sismorresistente, análisis estático, análisis dinámico modal espectral, desplazamientos laterales

## ABSTRACT

The research was based on the application of an innovative metallic system in buildings to analyze the seismic-resistant behavior, thus, the objective of this research was to implement the seismic-resistant metal perimeter rigid grid system to reduce the lateral displacements of a steel building located in seismic zone 4 of Lima Metropolitana. According to the methodology, the research was descriptive, explanatory and correlational. Likewise, in the present study three buildings, differentiated by their angle of inclination, were designed and modeled in the ETABS v20 software from which the data of the seismic-resistant behavior of the structures was extracted by means of the static and dynamic modal spectral analysis expressed by means of lateral displacement diagrams, considering the national regulations in force. Eventually, according to the results obtained, the maximum lateral displacement was reduced according to the implemented inclination angle and compared to the limit established according to the applied regulations, Archetype A ( $45^\circ$ ) was reduced by 96.64%, Archetype B ( $63.43^\circ$ ) by 96.62% and Archetype C ( $75.96^\circ$ ) by 95.32%. Finally, it was concluded that the implementation of the seismic-resistant metal system with rigid perimeter grid reduces the lateral displacements of the steel buildings located in seismic zone 4 of Lima Metropolitana; it was observed that the three cases reduced their maximum lateral displacements by more than 90% with respect to the maximum limit stipulated in the Peruvian standards, in addition, it was determined that the percentage of reduction and the angle of inclination present an inversely proportional relationship.

*Keywords:* Diagrid structural system, earthquake resistant behavior, static seismic analysis, spectral modal dynamic seismic analysis, lateral displacements

## INTRODUCCIÓN

Debido al incremento de la población mundial, especialmente en las últimas dos décadas, existe la necesidad de construir otros tipos de edificaciones no extensivos. Por tal motivo, en la actualidad la tendencia de edificar verticalmente va en aumento, lo que exige mayor investigación en el ámbito sismorresistente ya que estos suelen ser más vulnerables a las cargas laterales provenientes de los sismos.

La ingeniería sísmica combina una variedad de conocimientos en estructuras y sismología con el objetivo de crear diseños resistentes a los terremotos. Esta disciplina ha contribuido significativamente al entendimiento del comportamiento de las edificaciones frente a los sismos, lo que facilita a los profesionales de este campo la creación de sistemas antisísmicos más eficientes. Un ejemplo de esto es el sistema de rejilla rígida perimetral, conocido como *Diagrid*, el cual integra dos subsistemas preexistentes para lograr una disipación efectiva de energía mediante la correcta unión de sus principales elementos estructurales.

Dada la información previamente mencionada, este estudio de investigación se propone implementar un sistema metálico resistente a los terremotos utilizando una rejilla rígida perimetral. El objetivo es reducir los desplazamientos laterales de un edificio de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana. Para lograrlo, se busca determinar los parámetros de diseño necesarios para modelar una estructura de acero con este sistema, siguiendo las directrices de la Norma E.090, así como establecer los parámetros sismorresistentes de acuerdo con lo especificado en la Norma E.030. Además, se pretende encontrar el grado óptimo de inclinación de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, con el fin de mejorar el rendimiento sísmico de la estructura.

El capítulo 1 aborda la situación problemática, los objetivos planteados, la delimitación del estudio, su importancia, la justificación para llevar a cabo la investigación y los factores que podrían limitarla. En el capítulo 2 se profundiza en el tema presentando los conceptos relacionados con la investigación en cuestión. El capítulo 3 se centra en la formulación de las variables, tanto dependientes como independientes, que serán objeto de estudio, junto con sus respectivas hipótesis. Consecuentemente, el capítulo 4 establece la metodología que se seguirá para llevar a cabo la investigación, detallando el tipo y nivel

de estudio, el diseño, la población y muestra a utilizar, el procedimiento, así como las técnicas y métodos de análisis que se emplearán para recolectar y analizar los datos.

En el capítulo 5, se analiza detalladamente la respuesta estructural de las edificaciones considerando los materiales, las secciones de los elementos, las cargas aplicadas, la configuración estructural (número de pisos y ángulo de inclinación de las rejillas perimetrales) y los parámetros sísmicos según el reglamento E.030 para determinar el comportamiento dinámico de la estructura *Diagrid*.

En el capítulo 6, se presentan y examinan los hallazgos compilados por el análisis estático y dinámico. Estos hallazgos se comparan en gráficas mostrando las fuerzas cortantes, distorsiones y desplazamientos laterales.

Finalmente, en base a los datos recopilados, se llegan a unas conclusiones que satisfacen los propósitos de la investigación y las hipótesis planteadas, así como se ofrecen sugerencias que deben tomarse en cuenta para próximos estudios.

## CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1. Descripción de la realidad problemática

#### 1.1.1. Problema e importancia

Este estudio de investigación se centra en la aplicación del sistema estructural de rejilla rígida perimetral en edificaciones situadas en Lima Metropolitana. En el Perú, especialmente en la zona costera de Lima, los sismos representan un desafío significativo, lo que exige el refuerzo adicional de las estructuras para prevenir daños. El rápido crecimiento urbano, impulsado por la migración, ha provocado un aumento en la construcción vertical, lo que subraya la necesidad de implementar técnicas de control de respuesta sísmica para hacer frente a esta realidad. A nivel internacional, se ha trabajado en el desarrollo y difusión de nuevos sistemas de construcción que ayuden a minimizar los daños causados por los terremotos. Uno de estos sistemas es la de rejilla rígida perimetral, también conocida como *Diagrid*, que ha demostrado eficacia en la reducción de desplazamientos y torsiones durante eventos sísmicos en edificaciones.

Dentro de los sistemas estructurales de acero más utilizados están los pórticos con uniones resistentes a momentos o con riostras céntricas o excéntricas. Sin embargo, con el dinamismo de la tecnología y la ciencia, se presenta la propuesta de un nuevo sistema llamado “*Diagrid*” el cual es un acrónimo que traducido significa “rejilla rígida diagonal”. Lo destacable de este nuevo sistema es su ligereza y sustentabilidad a pesar de ser un sistema dual.

Con respecto a este tema, los autores Quiroz et al. (2017), dieron la siguiente explicación:

“El sistema innovador considera un sistema estructural dual que integra el trabajo de dos subsistemas; uno que resiste la gran mayoría de las cargas gravitacionales, y un segundo que aporta sismo resistencia. Mientras que el primero está constituido por marcos de acero resistentes a momento con detallado estándar, el segundo queda conformado por rejillas perimetrales cuyas diagonales exhiben un ángulo de inclinación cercano a los 70°” (p. 69).

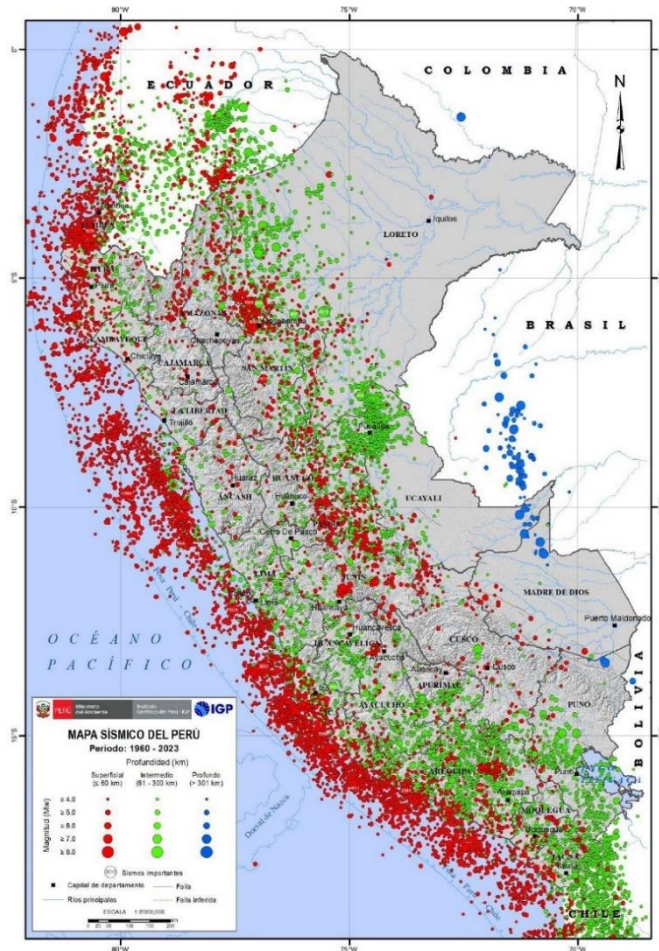
Así como lo indican los autores, este nuevo sistema parece ser la fusión de los dos sistemas ya conocidos; sistema porticado con uniones resistentes a momentos y con riostras, de manera que dentro de la estructura se encuentre los marcos de acero sin ninguna riostra. En cambio, estos se posicionan perimetralmente y se diferencian del

tradicional por su carencia de componentes verticales formando así una estructura hueca, ligera y sustentable.

En la Figura 1, se muestra el mapa sísmico del Perú (1960-2023), donde se clasifica el historial sísmico de acuerdo con la profundidad y magnitud del evento telúrico.

### Figura 1

Mapa sísmico del Perú para el periodo 1960 – 2023



Nota. Historial sísmico del periodo 1960 – 2023 clasificado según la profundidad y la magnitud del evento telúrico. Fuente: Instituto Geofísico del Perú (2024).

El registro de los monumentales sismos que han afectado al territorio peruano en el pasado es crucial, ya que permite entender el verdadero potencial sísmico de cada región. Con esta información, que incluye la fecha de ocurrencia de estos eventos, es posible evaluar la frecuencia y la intensidad sísmica de una determinada área. La Figura 1,

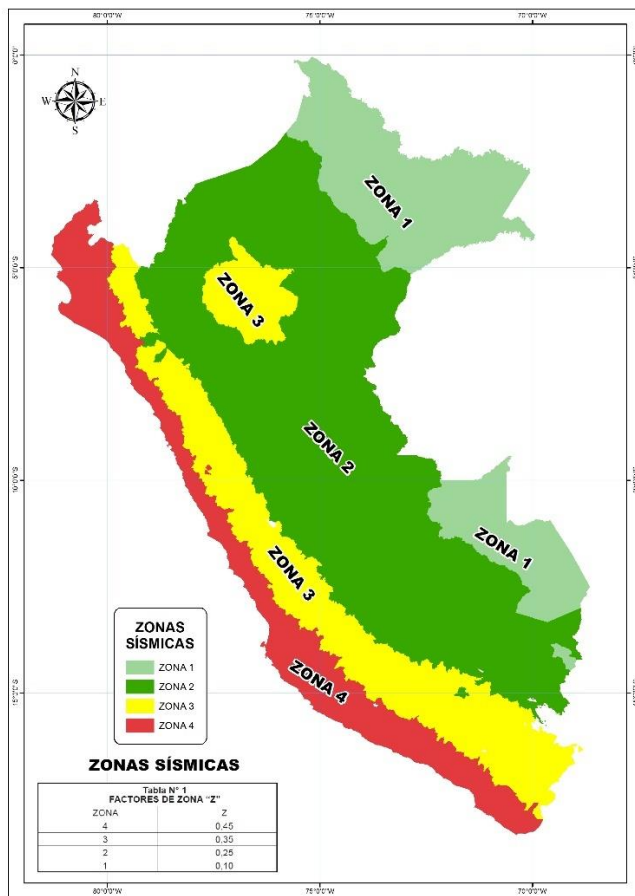
proporcionada por el Instituto Geofísico del Perú (2024), muestra el historial sísmico desde 1960 hasta 2023 mediante un mapa que representa la magnitud de los sismos a través del tamaño de los círculos y la profundidad de los focos mediante la coloración. Se observa que la mayoría de los sismos de profundidad superficial e intermedia han ocurrido principalmente en la costa y la sierra peruana.

La distribución geográfica de los terremotos se puede explicar por la presencia de cinturones montañosos y zonas con actividad volcánica, como es el caso del Cinturón de Fuego del Pacífico, en esta área, la Tierra libera más del 80% de la energía acumulada en su interior cada año. Esto se debe en parte al proceso de convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana (oceánica y continental respectivamente), que ha dado forma a la dinámica geológica y la configuración del territorio peruano. Este proceso se caracteriza por velocidades promedio de desplazamiento de 7-8 centímetros por año. Como consecuencia, ocurren sismos de diversas magnitudes y con focos a diferentes profundidades (Instituto Geofísico del Perú, 2020).

A lo largo de la historia, los terremotos más intensos han causado daños estructurales significativos y pérdidas de vidas humanas en ciudades y áreas urbanas. Algunos ejemplos notables incluyen los terremotos de Lima en 1746 (M8.8) y Arequipa en 1868 (M8.8), así como eventos más recientes como los de Arequipa en 2001 (M8.2) e Ica en 2007 (M8.0) (Instituto Geofísico del Perú, 2020). En la Figura 2, asimismo, se puede apreciar el mapa de zonificación sísmica propuesta por el Ministerio de Vivienda y Construcción, que puede encontrarse también en la Norma E.030: Diseño Sismorresistente.

**Figura 2**

*Mapa zonificación sísmica*



*Nota.* La zonificación propuesta según la distribución espacial de la sismicidad, las características generales, profundidad e información geotectónica. Fuente: Ministerio de Vivienda y Construcción (2020).

Es importante señalar que Lima, la capital del país y lugar donde se llevará a cabo este estudio, se encuentra ubicada en la Zona Sísmica 4 de acuerdo con el mapa de Zonificación Sísmica del Ministerio de Vivienda (2020) (ver Figura 2). En Lima además existe una creciente demanda de construcción de edificios cada vez más altos y seguros, a causa de representar la ciudad con la mayor densidad poblacional en el Perú.

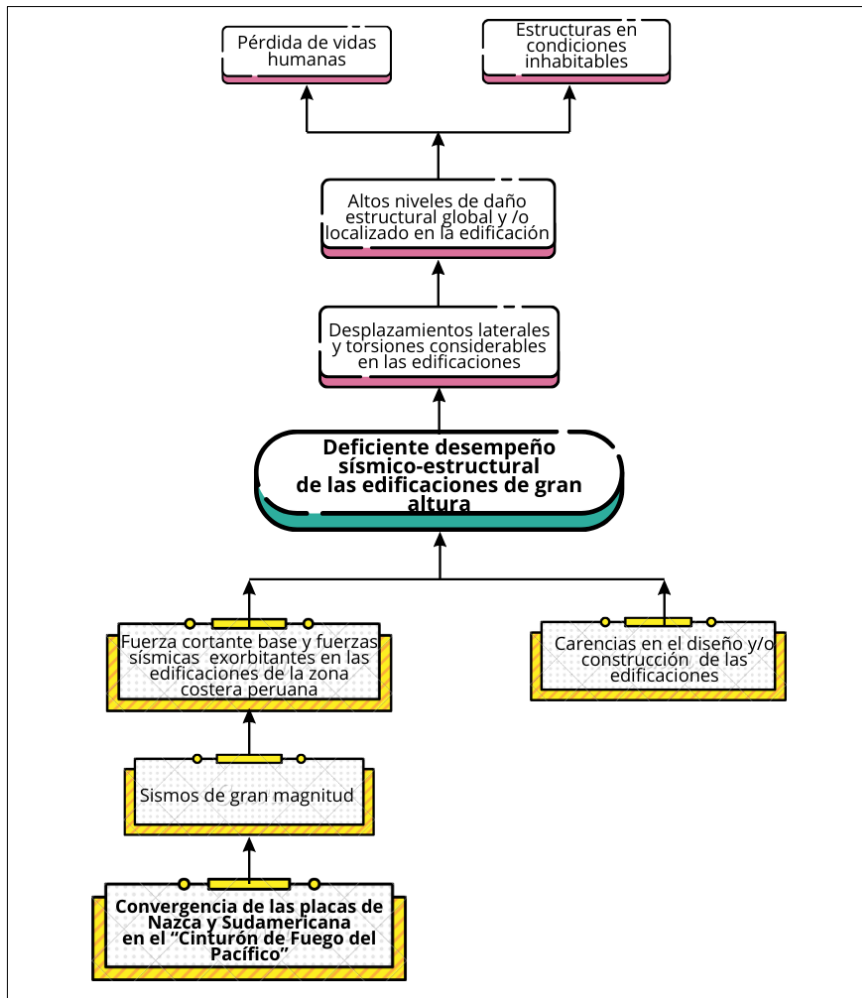
### ***1.1.2. Árbol del problema (causas –problema-consecuencias)***

En esta sección, como se muestra en la Figura 3, se describen de manera puntual y resumida las causas y consecuencias de la problemática en estudio.



**Figura 3**

*Árbol del problema*



## 1.2. Formulación del problema

### 1.2.1. Problema general

¿De qué manera se implementa el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para reducir los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana?

### 1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cómo se determinan los parámetros de diseño para modelar una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral según Norma E.090?
- ¿De qué manera se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral a través del *software* ingenieril ETABS para obtener los parámetros sismorresistentes según lo establecido en la Norma E.030?

c) ¿Cuál es el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral para mejorar el desempeño sísmico estructural?

### **1.3. Objetivos de la investigación**

#### ***1.3.1. Objetivo general***

Implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para reducir los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.

#### ***1.3.2. Objetivos específicos***

a) Determinar los parámetros de diseño para modelar una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral según Norma E.090.

b) Modelar una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral para obtener los parámetros sismorresistentes a través del *software* ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.

c) Determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral para mejorar el desempeño sísmico estructural.

### **1.4. Delimitación de la investigación**

#### ***1.4.1. Geográfica***

La tesis se realiza en el contexto espacial de Lima Metropolitana, Perú, pero con antecedentes a nivel mundial.

#### ***1.4.2. Temporal***

La investigación se desarrolla con información extraída de los últimos 5 años; mientras que su elaboración se realiza desde marzo a septiembre del 2024.

#### ***1.4.3. Temática***

El enfoque de esta investigación está basado en el uso de la rejilla rígida perimetral denominado *Diagrid* y su implementación en edificios en Lima Metropolitana con el propósito de minimizar la respuesta dinámica causada por un sismo. Se busca realizar el diseño únicamente de la superestructura (sin considerar el diseño de la cimentación) y evaluación computacional de la edificación en términos de simulación, análisis estructural, así como de la respuesta ante los terremotos, variando de acuerdo con los

requerimientos y metas de la investigación. Adicionalmente, cabe recalcar que la presente investigación no pretende abarcar un enfoque económico, ni de sostenibilidad.

#### ***1.4.4. Muestral***

La muestra comprende tanto de la estructura a diseñar y analizar en este estudio, como las estructuras con sistema metálico *Diagrid* ubicadas en América y en el Medio Oriente. Adicionalmente estas edificaciones en estudio deben compartir similitudes en su configuración estructural, de este modo se puede comparar los resultados de las distorsiones, desplazamientos laterales y fuerzas cortantes respecto a los resultados del modelo propuesto.

### **1.5. Justificación del estudio**

#### ***1.5.1. Conveniencia***

El trabajo de investigación ofrece una nueva alternativa de diseño en la ingeniería peruana al desarrollar un nuevo sistema estructural metálico para edificaciones de considerable altura en base a la normatividad nacional vigente con el fin de disminuir los desplazamientos laterales, distorsiones y daños estructurales que puedan generarse ante un sismo.

#### ***1.5.2. Relevancia social***

La tesis ofrece soluciones de carácter técnico, arquitectónico e incluso sostenible a la sociedad, ofreciendo además una oportunidad para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos, ya que al usar el sistema estructural de rejilla rígida perimetral, no solo se reducirán los desplazamientos ocasionados por la torsión y flexión que genera un movimiento sísmico, sino que adicionalmente esta tesis evidencia algunas ventajas sostenibles y estéticas que presenta la aplicación de este sistema frente a otros sistemas estructurales convencionales.

#### ***1.5.3. Aplicaciones prácticas***

El estudio se lleva a cabo con el propósito de mejorar el desempeño de una edificación que cuenta con un sistema estructural de rejilla rígida perimetral. Este sistema está diseñado para reducir las derivas y torsiones provocadas por las fuerzas sísmicas dentro de un rango permisible, según lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.030: Diseño Sismorresistente. Este enfoque es aplicable especialmente en edificaciones ubicadas en la zona sísmica 4, como es el caso de Lima Metropolitana.

#### ***1.5.4. Utilidad metodológica***

El trabajo de investigación proporciona válida y confiable información en el proceso de recolección de datos para futuros proyectos y estudios en torno a la ingeniería estructural y sismorresistente en cuanto a resultados de desempeño sísmico de una edificación con la implementación del sistema estructural de rejilla rígida perimetral o *Diagrid*, dando cabida a otros investigadores de introducir y relacionar nuevas variables de estudio relacionados al tema en discusión.

#### ***1.5.5. Valor teórico***

La tesis se lleva a cabo con el objetivo de contribuir al conocimiento sobre el uso del sistema estructural de rejilla rígida perimetral, también conocido como *Diagrid*, en edificaciones. Los resultados obtenidos se sintetizan en una propuesta que podría ser implementada en futuras edificaciones. Se busca demostrar que el uso de este sistema ofrece una respuesta dinámica mejorada ante movimientos telúricos en comparación con otros sistemas estructurales convencionales.

### **1.6. Importancia del estudio**

#### ***1.6.1. Nuevos conocimientos***

La novedad u originalidad del trabajo de investigación radica esencialmente en la aplicación de un nuevo sistema estructural (sistema de rejilla rígida perimetral) que aporte en la respuesta dinámica de una edificación ante un evento sísmico con el diseño sismorresistente definido por un patrón estructural adecuado basado en módulos triangulares y anillos perimetrales.

La investigación sobre la funcionalidad del sistema estructural *Diagrid*, considerando que este presenta un comportamiento estructural por tensiones y deformaciones axiales, es importante para reducir los desplazamientos laterales provocados por movimientos telúricos

#### ***1.6.2. Aporte***

Teniendo en cuenta que la construcción de edificios altos demanda mayor exigencia a lo que respecta el comportamiento estructural ante un movimiento sísmico, se propone una solución que satisfaga técnicamente todos los requerimientos existentes, es así como la aplicación del sistema de rejilla rígida perimetral presentada en este estudio se muestra como una de las alternativas más competentes y sobresalientes.

## **1.7. Limitaciones del estudio**

### ***1.7.1. Falta de estudios previos de investigación***

Al ser el sistema estructural de rejilla rígida perimetral, un sistema nuevo e innovador, este no cuenta con muchos estudios previos a nivel nacional. Asimismo, el material de la estructura como lo es para este caso, el acero, también limita mucho más la cantidad de investigaciones previas. Sin embargo, a nivel internacional es un tema que se ha desarrollado más ampliamente y cuenta con un amplio número de recursos que ayudan a complementar el desarrollo de la presente investigación.

### ***1.7.2. Metodológicos o prácticos***

Para el diseño de una estructura en acero, se deben tomar en cuenta diferentes normas tanto nacionales como internacionales; tenemos la norma E.090, a nivel nacional, y las normas ASTM, a nivel internacional. Por lo que, en términos prácticos para el desarrollo de la presente investigación, se ha optado por la aplicación de la norma nacional para enfocar el objetivo a la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.

### ***1.7.3. Medidas para la recolección de los datos***

Los resultados en cuanto a la cuantificación del desempeño sísmico-estructural de las edificaciones planteadas en las investigaciones internacionales y nacionales no representan una limitación significativa en el desarrollo de la tesis, debido a que estos resultados se expresan en unidades conocidas mundialmente. Asimismo, cabe mencionar que los resultados sometidos a comparación podrían haber sido más favorables en el desarrollo de la tesis si es que hubiera mayor compatibilización en cuanto a la configuración estructural de dichas edificaciones en estudio.

### ***1.7.4. Obstáculos en la investigación***

La carencia de investigaciones nacionales en cuanto al desempeño sísmico de las edificaciones con la implementación del sistema estructural de rejilla rígida perimetral representa una limitación importante en el desarrollo de la presente investigación, debido a la insuficiencia del análisis comparativo de los resultados en cuanto al desempeño sísmico en base a la normatividad nacional vigente.

## **1.8. Alcance**

Con el fin de reducir los desplazamientos laterales en edificaciones de gran altura ubicados en la zona sísmica 4, como lo es Lima Metropolitana, se propone la implementación de un nuevo sistema sismorresistente de rejillas rígidas perimetrales. De

tal manera que se pueda determinar la influencia del ángulo de inclinación de los módulos triangulares en el comportamiento sismorresistente de este tipo de sistema, a través del modelamiento de la superestructura metálica en el *software* ETABS v20 según la normatividad nacional.

### **1.9. Viabilidad del estudio**

El presente trabajo de investigación se realiza en un mediano plazo aproximadamente de 6 meses dentro del año 2024, tiempo suficiente para el desarrollo y conclusión de cada capítulo o proceso de investigación componente del estudio. Asimismo, en cuanto al recurso financiero, cabe mencionar que mediante recursos monetarios propios de los investigadores se propone concluir el presente estudio, ya que el mismo no requiere mayor financiamiento u apoyo de ese carácter. Finalmente, es preciso destacar que el presente tema de investigación cuenta con el suficiente acceso de información significativa lo cual permite su óptimo desarrollo y conclusión.

## CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Marco histórico

A lo largo de la historia, la humanidad ha enfrentado el devastador impacto de los terremotos. En el siglo XX, estos fenómenos naturales han cobrado un promedio de 14,000 vidas al año, superando otros desastres como ciclones, avalanchas, inundaciones, huracanes y erupciones volcánicas. La ingeniería sísmica, un campo que combina conocimientos de ingeniería estructural, ciencia de materiales, geotecnia y sismología, ha surgido con el propósito de proteger a la sociedad y al medio ambiente de los efectos de los sismos, su propósito es disminuir el riesgo sísmico a niveles aceptables desde una perspectiva social y económica (Crisafulli, 2018).

Aunque es difícil determinar cuándo y dónde surgió exactamente, la ingeniería sísmica se ha vuelto una necesidad imperiosa para mitigar los efectos de los sismos. En la actualidad, esta disciplina cuenta con soluciones efectivas que abarcan el uso de diversos sistemas de construcción, materiales estructurales, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis confiables (Crisafulli, 2018).

Asimismo, gracias al progreso de las tecnologías y los procesos, se ha logrado fabricar elementos estructurales de manera más rápida y eficiente. Durante el siglo XIX, con la industrialización en pleno apogeo, se llevó a cabo una experimentación en nuevos tipos de formas estructurales, entre estos destacan los sistemas estructurales de rejilla rígida perimetral o *Diagrid*, gracias a su amplia diversidad y flexibilidad (López, 2020).

A pesar de que su adopción se hizo común a principios de los años 2000, el origen del sistema estructural *Diagrid* se remonta a unos cien años atrás. En el siglo XIX, el metal empezó a emplearse como material de construcción (especialmente en puentes), luego del avance tecnológico de Henry Bessemer que permitió transformar el hierro fundido en acero mediante la reducción del porcentaje de carbono. Más adelante, se utilizó para modificar y reforzar estructuras en la parte superior con el fin de alcanzar alturas mayores. En 1847, el ingeniero estadounidense Squire Whipple introdujo en su libro "*A Work in Bridge Building*" algunos métodos poco convencionales para distribuir fuerzas en estructuras de acero. Uno de estos enfoques analíticos se basa en la resistencia natural y la solidez de los edificios construidos con forma triangular, un concepto ya conocido por

los griegos en el siglo III a.C. Posteriormente, el ingeniero ruso Vladimir Shukhov descubrió la curva geométrica hiperboloide, sentando así las bases para las estructuras diagonales que se utilizan en la actualidad (Küçük y Arslan, 2020). Aunque el primer diseño conocido de un sistema de rejilla rígida, o *Diagrid*, se atribuye a Vladimir Shukhov por su trabajo en la Torre de Radio Shukhov en 1922, el primer caso documentado de construcción de un edificio con este sistema fue el edificio de IBM en Pittsburgh, que se completó en 1963 (López, 2020).

## **2.2. Investigaciones relacionadas con el tema**

### **2.2.1. Investigaciones internacionales**

Chen (2018), en su estudio identifica que, para construir edificios de gran altura, se requiere de la innovación de nuevos sistemas estructurales que respondan eficientemente ante ambas cargas de gravedad y laterales. Por tal motivo, con el fin de evaluar la respuesta dinámica de dos sistemas estructurales (*Diagrid* y *Hexagrid*) sujetas a cargas por sismo y comparar su eficiencia a través de sus resultados, tres edificaciones de 60 pisos y tres de 36 pisos con sistemas *Diagrid* y *Hexagrid* son modelados en ETABS. Estas se diseñan siguiendo los lineamientos de la Norma ASCE 7-10 para estudiar el comportamiento sísmico basado en sus respuestas dinámicas y propiedades modales. Los resultados demuestran que ambos sistemas presentan formas modales similares debido a su geometría similar y su composición de armazón tubular. Sin embargo, ninguna de las estructuras con sistema *Hexagrid* superan la rigidez de las de sistema *Diagrid*, en consecuencia, los desplazamientos laterales y las aceleraciones inducidas por sismo son mayores. Es decir, en términos de peso estructural, las edificaciones con *Diagrid* presentan mayor control de las derivas laterales.

Asadi (2020), en su investigación sobre el riesgo sísmico y sustentabilidad aplicado en estructuras, identifica la necesidad de evaluar la resiliencia de las edificaciones para evitar gastos millonarios tras la ocurrencia de un sismo y la importancia de desarrollar sistemas estructurales que respondan al cambio climático. Para este estudio se aplican nuevos criterios de evaluación de comportamiento sismorresistente y sustentabilidad en edificaciones con sistema *Diagrid* a través del método dinámico no lineal para la estimación de pérdidas. Finalmente, se recalca el impacto de la configuración geométrica del *Diagrid*, los ángulos de las rejillas, y la altura en su comportamiento sismorresistente. Puesto que la capacidad axial de las diagonales y el ángulo de la diagonal generan un efecto de retardo en la cortante. Se concluye que las diagonales de esquina son donde se



produce la elasticidad inicial y/o pandeo local, y, por lo tanto, su fallo disminuye significativamente la rigidez lateral; un mal diseño de los módulos implica daños estructurales y no estructurales que podría exceder el coste total de reposición.

Hooven (2018), debido al enfoque común de la eliminación hipotética de elementos de carga a lo largo del marco perimetral que se utiliza para fortalecer implícitamente la estructura con el fin de resistir el colapso a causa de una explosión o amenazas de impacto externo del edificio, considera en su estudio varios diseños de estructuras para un prototipo de edificio de acero de mediana altura que están diseñados en primer lugar para cargas convencionales (gravedad, viento y sismo) y luego mejorados para cumplir con los requisitos de colapso progresivo. Los resultados de este estudio comparan el desempeño estructural y el costo-beneficio de cada diseño al resistir una eliminación nominal de elementos portantes según los criterios de diseño actuales resistentes al colapso progresivo. Como resultado se obtiene que los *Moment Resistant Frames* (MRF) generalmente experimentan mayores niveles de deformación plástica, pero los sistemas de armadura y la estructura *Diagrid* demuestran la capacidad de redistribuir cargas en una región más amplia de la estructura perimetral. Asimismo, las estructuras de *Truss* y *Diagrid* también tienden a ofrecer un rendimiento similar a los MRF con menos peso, aunque potencialmente con mayor cantidad y complejidad de conexiones.

López (2020), en su investigación presenta el sistema estructural *Diagrid* como una respuesta a las necesidades presentes y futuras de una población en crecimiento que requiere la construcción de edificios de mediana y gran altura. Con este fin, el estudio pretende analizar la respuesta no elástica del sistema estructural propuesto en dos edificios de 8 y 12 niveles frente a demandas sísmicas, con el objetivo de diseñarlos adecuadamente y evaluar la influencia de los factores de reducción de fuerza global según la relación de aspecto e inclinación de las diagonales. Los resultados indican que, al aplicar una metodología basada en desplazamientos, es posible obtener diseños resilientes y una capacidad de deformación y sobrerresistencia razonables para sistemas de acero dúctiles como el *Diagrid*.

Maldonado (2023), en su investigación pretende examinar cómo el sistema estructural *Diagrid* se compara con las estructuras de concreto armado de marco tradicional en edificios altos con núcleos centrales, en términos de su capacidad para resistir terremotos. Se considera tanto la parte arquitectónica como la estructural con el fin de determinar cuál

de los dos sistemas es más efectivo para reducir los daños causados por los terremotos. La comparación entre el sistema *Diagrid* y las estructuras de concreto armado tradicionales proporciona una evaluación imparcial de ambas opciones, ayudando a identificar sus puntos fuertes y débiles. Como resultado, se demuestra que el sistema de marco tradicional, si bien no excede los valores para ambas revisiones (prevención de colapso y limitación de daños), se encuentra por encima de los resultados del sistema *Diagrid*, la cual, por sus características, representa una mayor seguridad estructural frente al sistema tradicional.

### **2.2.2. Investigaciones nacionales**

Núñez (2018), en su estudio pretende comparar el comportamiento sismorresistente entre sistemas estructurales Dual de concreto armado y *Diagrid*, en edificios de seis niveles con parámetros de Categoría C en la zona sísmica 4 con el perfil de suelo tipo S2. El cálculo se realiza utilizando el *software* ETABS y con la función espectral definida según los parámetros de la norma E.030. Los resultados obtenidos muestran que el periodo de vibración de las estructuras *Diagrid* fue 35% menor para la traslación en el sentido X y 45% menor en la rotación que con el sistema convencional. Finalmente, se concluye que el *Diagrid* es un sistema más liviano, pues consume un 30% menos de material, y presenta un mejor comportamiento en el rango inelástico.

Lupaca (2019), en su estudio identifica la problemática del alto riesgo sísmico en Tacna debido a la interacción de las placas Continental Sudamericana y Oceánica de Nazca, y se destaca la importancia de construir edificaciones sismorresistentes utilizando sistemas como el *Diagrid*, que ofrecen un mejor rendimiento en condiciones sísmicas. Con este fin, se lleva a cabo análisis estructurales utilizando SAP2000 v20 para modelar dos edificios de acero de diez pisos, uno con un sistema estructural convencional y otro con *Diagrid*, siguiendo los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y normas internacionales como la AISC. Se realiza un análisis comparativo del rendimiento de ambos sistemas frente a cargas sísmicas. Los resultados muestran una diferencia del 61% en los desplazamientos entre ambos sistemas, favoreciendo al sistema *Diagrid*. Además, se determina que el sistema *Diagrid* cumplía con los parámetros establecidos en la Norma E.030 en cuanto a deriva inelástica, con un valor máximo de 0.0049, por debajo del límite de control de 0.010.

Quispe (2021), en su investigación, el objetivo es evaluar el comportamiento sísmico de una edificación con *Diagrid* utilizando el método dinámico no lineal. Para ello, se realiza el modelado utilizando ETABS. Los resultados obtenidos indican que la desviación lateral máxima calculada mediante el método dinámico no lineal (análisis de tiempo-historia) se produce en la dirección Y-Y del sexto piso, con un desplazamiento máximo de  $\pm 0.00503$ , lo cual se encuentra por debajo de los límites establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. La estructura exhibe un amortiguamiento máximo del 6.67% y una respuesta estructural cortante en los ejes X-X y Y-Y de 57.11 kg-f y 10.51 kg-f, respectivamente, con un rango de  $\pm 0.35$  toneladas.

Saico (2021), reconoce como problemática el crecimiento poblacional y la necesidad de edificaciones de gran altura con un desempeño sísmico suficiente para afrontar eventos propios de países ubicados en el círculo de fuego. En consecuencia, en su investigación propone evaluar el desempeño sísmico de modelos de mediana altura con el sistema estructural propuesto, *Diagrid*. Se compara dicho sistema con el sistema convencional dual aplicando la metodología FEMA P-58 y la Norma E.030, considerando las condiciones de la ciudad del Cusco; se obtienen los resultados de deriva residual y fragilidad al colapso a través del *software* ETABS. Finalmente, se observa que la configuración geométrica del sistema *Diagrid* define la rigidez estructural permitiendo mayores cargas laterales con menor cantidad de elementos, el ángulo de inclinación es determinante para el control de las aceleraciones máximas ya que el propuesto ( $71.56^\circ$ ) no fue óptimo para una edificación de 10 pisos y fue superado por el sistema estructural dual, sin embargo, presentan una mayor resistencia al desplazamiento; cabe resaltar que la aceleración máxima de diseño no influye significativamente en su desempeño sísmico. La falla de componentes estructurales presenta la misma probabilidad de ser excedida con ambos sistemas, pero con *Diagrid* se demuestra una menor cantidad de pérdida de elementos estructurales.

Diaz y Evangelista (2023), en su estudio tienen el objetivo de determinar y comparar el comportamiento sismorresistente de sistemas estructurales *Diagrid* (se diseñaron 5 modelos diferentes con variaciones en los ángulos de inclinación) y de muros estructurales en un edificio de 18 pisos. El estudio aborda la problemática de la escasez de sistemas estructurales modernos en el país que cumplan con los estándares internacionales de ingeniería. Asimismo, se destaca que la persistencia en el uso de sistemas convencionales se debe a la falta de conocimiento y promoción de sistemas más

modernos como el *Diagrid*. Eventualmente, los resultados indican que el sistema *Diagrid* (Tipo 3) con un ángulo de  $60.95^\circ$  tiene una aceleración de  $1.20 \text{ m/s}^2$ , en comparación con  $1.91 \text{ m/s}^2$  en el sistema de muros estructurales. Además, se observan desplazamientos máximos de 25.30 mm y 51.99 mm, respectivamente.

### **2.2.3. Artículos relacionados con el tema**

Sukrawa et al. (2019) realizan un análisis comparativo en el diseño de una torre utilizando sistemas tales como *Diagrid*, pórticos convencionales y arriostres metálicos. El objetivo de este artículo es comparar el comportamiento sísmo resistente y estructural de estos tres sistemas en un edificio de diez pisos utilizando el *software* ETABS. Los tres sistemas son diseñados y evaluados con las normas AISC 360-10 y ASCE/SEI códigos 7-10. Obteniéndose los siguientes resultados: el sistema *Diagrid* muestra un comportamiento sísmo resistente superior seguido del edificio porticado y arriostrado, la resistencia a la tensión también es mayor, este es controlado por su fuerza interna y su estructura es más ligero; sin embargo, requiere de mayores uniones que los otros sistemas que podría significar un mayor costo. También se mencionó que, para comparar precios de cada sistema, se deben tomar en cuenta la forma de la sección transversal, geometría, y el tipo de unión.

Asadi y Adeli (2018), en su investigación, tienen por objetivo evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras *Diagrid* y proponer factores de comportamiento sísmico (SPFs) incluyendo la sobrecarga, la ductilidad, deflexiones y modificadores de la respuesta del sistema estructural de acero *Diagrid*. Estática no-lineal, dinámica tiempo-historia, y el incremento de análisis dinámico fueron ensayados para comprender el comportamiento sísmico del arquetipo estructural *Diagrid*. El autor concluye que el presente estudio de los factores clave del rendimiento sísmico, mencionados anteriormente, son necesarios para el diseño de estructuras *Diagrid*. Cuatro metodologías distintas fueron empleadas: *Newmark Hall*, *Miranda-Bertero*, *Vidic-Fajfar-Fischinger*, and FEMA P-695, para el estudio de cuatro grupos arquetipos *Diagrid* de 4 a 30 pisos en regiones sísmicas. Cuatro factores afectan el comportamiento sísmico de las estructuras *Diagrid*: el ángulo de la diagonal, el número de pisos, relación alto-ancho, y tener un módulo superior *Diagrid* incompleto. Según lo propuesto por ASCE Y AISC para el diseño de estructuras *Diagrid*, la sobrecarga sísmica y los modificadores de respuesta deben ser más largos que los arriostrados concentrados, particularmente cuando un ángulo óptimo es usado, por lo que se concluye que es un sistema estructural superior.

Rudrappa y Maheshwarappa (2018), en su estudio publicado por el Instituto de Tecnología de Siddha Ganga, se proporcionan *Diagrids* para edificios de losa plana y se lleva a cabo un análisis detallado para verificar el comportamiento de los edificios de losa plana con y sin *Diagrid*. El *software* ETABS 16.2.0 se utiliza para el modelado, análisis y diseño de modelos. Los edificios G+11 y G+23 se modelan, analizan y diseñan de 36m x 36m de planta con altura de piso de 3,5m ubicados en la zona V. Se llevan a cabo análisis de estática equivalente de espectro de respuesta y se hacen comparaciones entre edificios convencionales, edificios de losa plana y edificio de losa plana con *Diagrids* en términos de cortante base, desplazamiento del piso superior, deriva máxima del piso y período modal. En los resultados de esta investigación se constata que los edificios de rejilla son más resistentes lateralmente que los edificios de losa plana, ya que el desplazamiento del piso superior y la deriva o desplazamiento máximo del piso son disminuidos. Los edificios de losa plana en diagonal con columnas en las esquinas son más resistentes lateralmente que los edificios de losa plana en diagonal sin esquina. El rendimiento de los edificios de cuadrícula plana de losa depende de la relación de aspecto. Edificio con *Diagrid* de losa plana sin columnas de esquina requiere una sección de miembro de rejilla superior más alta que la del edificio de rejilla diagonal de losa plana con columnas de esquina.

Mole et al. (2019) en su estudio publicado por la revista IJRAR, se tiene como objetivo principal el diseño y análisis de sistemas estructurales *Diagrid* para edificios de gran altura, donde el modelado fue realizado con el *software* PATRAN y analizado con el *software* NASTRAN. Este estudio incluye análisis de los modelos representativos de varias formas geométricas para una construcción óptima en términos de momento y resistencia. La investigación también incluye el estudio de la sección transversal óptima de los componentes del sistema *Diagrid*. Finalmente, como resultado de este estudio se deduce que los momentos flectores mínimos se obtienen por parte de las edificaciones con forma circular y los máximos por edificaciones con forma triangular. Para ambos tipos de edificaciones los máximos momentos flectores se obtienen con la hipótesis de carga 1.5(PD+PL), asimismo aquellos con la sección transversal circular mostraron momentos flectores mínimos y los de sección transversal “I” mostraron máximos momentos flectores.

Al Dughaihi et al. (2023), en su estudio, se centran en identificar el sistema estructural más apropiado para edificios de varios pisos y analizar su respuesta a cargas laterales. El

estudio tiene como objetivo utilizar tres sistemas estructurales (de momento, arriostrados y *Diagrid*) para investigar qué sistema necesita la menor cantidad de acero para cumplir con los requisitos de diseño. Los resultados de este estudio son óptimos para el análisis de viento y cargas sísmicas, los desplazamientos laterales del edificio (0.045 pulgadas como máximo valor), la deriva del piso, la rigidez del piso y la fuerza cortante del piso para cada sistema estructural. De esta manera, el sistema *Diagrid* es el que tuvo los menores valores de fuerza cortante para todos los pisos, de lo que se infiere que es más capaz de manejar las fuerzas laterales. Eventualmente, estos resultados indican que el sistema *Diagrid* es un sistema estructural más eficiente y puede recomendarse para su uso en edificios de gran altura.

Cai et al. (2023), debido a que se han realizado muy pocas investigaciones sobre el rendimiento histerético de las columnas tubulares de acero rellenas de concreto o *Concrete Filled Steel Tubular (CFST)* en el sistema *Diagrid*, cuyo rendimiento mecánico es significativamente diferente al de los componentes de flexión tradicionales, en su estudio presentaron los resultados de las pruebas cíclicas axiales de ocho columnas CFST. Por lo que se propone un modelo histerético adecuado para columnas CFST bajo carga cíclica axial y se verificó la racionalidad de este. Posteriormente, se establece un modelo refinado de elementos finitos de la estructura *Diagrid* utilizando el modelo histerético propuesto. A través del análisis elástico-plástico de tiempo-historia, se estudia la distribución energética de la estructura *Diagrid* y se analiza la distribución entre capas de las columnas CFST inclinadas bajo fuerzas sísmicas. Los resultados muestran que la energía tuvo una mutación obvia en la unión entre el módulo inferior y la capa del nodo secundario, por lo que se infiere la necesidad de evitar grandes mutaciones de rigidez en el diseño de la estructura *Diagrid*.

Zhao et al. (2023) presentan una innovadora estructura tubular de núcleo de marco diagonal de gran altura que adopta la optimización de la topología para una malla *Diagrid* bidimensional y la optimización de la forma para un contorno tridimensional. A diferencia de las estructuras *Diagrid* tradicionales, se utilizan ocho columnas perimetrales, así como varias vigas en el marco externo del *Diagrid*, lo que generó una capacidad de trabajo espacial única. Para evaluar y estudiar el comportamiento sísmico de esta innovadora estructura, se llevan a cabo una serie de pruebas con mesa vibratoria en un modelo a escala. De este modo, con base en una gran cantidad de datos de prueba registrados, se analiza la respuesta de aceleración, desplazamiento, deformación,

fragilidad sísmica y la disipación de energética de esta estructura. En resumen, el modelo tiene un rendimiento sísmico satisfactorio y una capacidad de resistencia al colapso sin un efecto de latigazo evidente o piso débil. Las columnas de esquina se convierten en los componentes clave debido a su extraordinaria resistencia axial y las conexiones soldadas de las columnas de esquina se convierten en las partes comparativamente débiles de este sistema, las cuales deben abordarse cuidadosamente en el proyecto práctico.

Wu et al. (2022) plantean en su estudio cuantificar la seguridad sísmica del sistema estructural *Diagrid* perimetral con núcleo de concreto o *Perimeter Diagrid Concrete Core* (PDCC), el cual es de interés para los propietarios y tomadores de decisiones debido a la falta de una comprensión integral de su desempeño sísmico. Para evaluar sistemáticamente su desempeño sísmico, se evalúa una estructura PDCC de 36 pisos mediante pruebas de mesa vibratoria a escala, además se construye un modelo de elementos finitos (FEM) no lineal detallado de la estructura para compararlo y analizarlo con la prueba de la mesa vibratoria. El resultado del análisis muestra que la estructura PDCC tiene un alto rendimiento bajo la carga sísmica y puede usarse como un sistema eficiente de resistencia a fuerzas sísmicas, asimismo bajo la acción de terremotos horizontales, la fuerza axial de los tirantes diagonales en el mismo piso varía mucho y en términos de daño sísmico, en las diagonales perimetrales es más severo mientras mayor sea el esfuerzo axial y en los arriostramientos diagonales existe una tendencia a expandirse a otros circundantes.

Li et al. (2019) en su estudio pretenden diseñar una estructura *Diagrid* fusionada con disipadores *Shear Link* o *Diagrid Structure Shear Link* (DSSL) el cual es un sistema estructural innovador resistente a terremotos que combina el sistema estructural *Diagrid* de acero con disipadores *Shear Link* (SL) para disipar la energía del terremoto con el objetivo de minimizar la reparación estructural y el tiempo de inactividad. Asimismo, para facilitar el diseño del sistema DSSL propuesto, el procedimiento de diseño plástico basado en el desempeño o *Performance-Based Plastic Design* (PBPD) se amplía para diseñar un edificio prototipo, de este modo, se desarrolla un modelo detallado de elementos finitos para simular la respuesta dinámica no lineal de la estructura bajo un rango de intensidades de sismos. Eventualmente, los resultados de los análisis dinámicos no lineales muestran que el DSSL tiene un excelente rendimiento sísmico y puede diseñarse de manera eficiente utilizando PBPD.

Besjak y Thewis (2022), en base a la importancia de establecer un diseño reconocible e icónico de perfecta integración de arquitectura y estructura de un edificio alto, desarrollan su estudio con el objetivo de analizar el sistema estructural desarrollado para el edificio *Shenzhen Rural Commercial Bank Headquarters* (SRCBH) el cual utiliza innovaciones estructurales mejoradas exclusivas de su geometría para mejorar el rendimiento estructural y de sostenibilidad. Asimismo, SRCBH utiliza un sistema de rejilla de acero colocado fuera de la línea del cerramiento con fuerzas de diafragma resueltas principalmente mediante vigas diagonales de esquina. Durante el proceso de diseño, los sistemas estructurales se someten a un diseño basado en el rendimiento y optimización para cargas sísmicas y de viento y se prioriza la resiliencia para el diseño estructural, así como la resistencia al fuego. Es así como se concluye que al integrar más estrechamente la estructura de un edificio con sus objetivos arquitectónicos y de sostenibilidad puede dar lugar a edificaciones únicas e innovadoras con una expresión atemporal.

Faiella et al. (2022), debido a la amplia utilización de sistemas estructurales *Diagrid*, para edificios altos en el tercer milenio, en su artículo, se propone explotar la alta eficiencia elástica del tipo *Diagrid* y utilizar un sistema de control de vibraciones, basado en un mecanismo de amortiguación de masa, para reducir principalmente las demandas inelásticas causadas por acciones sísmicas. En primer lugar, se selecciona un estudio de caso para evaluar la efectividad del enfoque de diseño basado en el movimiento propuesto. Luego, se densifica el sistema *Diagrid* para conseguir una configuración de Mega Estructura (MS). Después, el mega marco exterior se separa de las subestructuras interiores, lo que activa el mecanismo de amortiguación de masa en base a un Sistema de Control de Mega Subestructura (MSCS). En conclusión, los análisis tiempo-historia realizados en modelos simplificados de masa concentrada confirman la eficacia de la estrategia propuesta para reducir la respuesta sísmica. Por otro lado, se discute la viabilidad práctica del MSCS y las soluciones de ingeniería para la organización estructural relevante.

Shi et al. (2021), debido a que los estudios previos sobre juntas tubulares de acero rellenas de concreto o *Concrete-Filled Steel Tubular* (CFST) en el sistema *Diagrid* se han centrado principalmente en la capacidad portante de compresión y existe una carencia de estudios experimentales relevantes sobre el comportamiento sísmico, en su artículo, se prueban cinco juntas CFST bajo carga cíclica para estudiar el modo de falla y las características histeréticas. Además, se analiza la influencia del ángulo de intersección,



las formas estructurales y el espesor de la pared del tubo de acero sobre el comportamiento sísmico de las uniones. Los resultados de las pruebas muestran que el aumento en el ángulo de intersección reduce la capacidad de carga de la muestra y cambia la distribución de la disipación de energía principal; asimismo, el aumento en el espesor de la pared del tubo de acero puede mejorar efectivamente la capacidad de carga y la capacidad de disipación de energía de la muestra. Adicionalmente, el anillo de refuerzo de la junta puede mejorar eficazmente la ductilidad, el consumo de energía y otros resultados sísmicos de la misma.

Heshmati et al. (2022), debido a que el pandeo de los miembros diagonales de los sistemas *Diagrid* es muy probable bajo cargas sísmicas, lo que secuencialmente lo conduce a padecer un comportamiento frágil, proponen en este estudio un tipo innovador de arriostramientos restringidos a pandeo llamado “Arriostramiento híbrido restringido a pandeo” o “*Hybrid Buckling Restrained Brace*” (HBRB) con el fin de mejorar la resiliencia sísmica de las estructuras típicas de *Diagrid*. A diferencia de las riostras restringidas a pandeo estándar, HBRB se erige con al menos dos materiales de acero diferentes, acero de bajo límite elástico (LYP) y acero de alto rendimiento (HPS) en un solo núcleo. Para ello se diseñan y simulan numéricamente un conjunto de 32 modelos *Diagrid* con diferentes configuraciones y se realizan análisis estáticos no lineales y análisis dinámico incremental con base en la metodología FEMA P695. Los resultados indican que la aplicación de HBRB mejora significativamente la respuesta sísmica de las estructuras *Diagrid*, aumentando el factor de modificación de respuesta (R), la relación del margen de colapso (CMR) y la característica de recentrado de las estructuras *Diagrid*.

Küçük y Arslan (2020), en su artículo realizan una revisión histórica y conceptual sobre el sistema estructural *Diagrid*, el cual, debido a su forma doblemente curvada, demuestra lograr una mayor resistencia lateral, rigidez y eficiencia que el sistema tradicional de marco rectangular, disminuyendo la cantidad de material requerido, además de ofrecer la posibilidad de prefabricación y facilidad de montaje. Asimismo, se destaca que el sistema estructural en cuestión no fue ampliamente reconocido hasta que la Torre Gherkin diseñada por Sir N. Foster se completó en Londres en 2003, mostrando la combinación del diseño arquitectónico y estructural.

Hasan et al. (2021) identifican el rápido desarrollo de las edificaciones de múltiple función, de gran altura y complejidad por lo que, en consecuencia, aumentan los

requisitos de diseño. Por tal motivo, su investigación tiene por objetivo investigar la eficacia del sistema estructural *Diagrid* en edificios altos sometidos a cargas laterales a través, de un estudio comparativo de resultados previos en función del ángulo óptimo, el desplazamiento lateral del último piso, el periodo de tiempo, la deriva del piso y el uso de la masa de acero. De esta investigación se demuestra como evaluación global en términos de eficacia, fluidez y sostenibilidad. La estructura *Diagrid* obtiene mejores resultados: mayor rigidez y menor deflexión, desplazamiento de cada piso, deriva, y cortante en comparación con los convencionales. El rango óptimo para ángulo de inclinación es de  $65^\circ$  a  $75^\circ$ . A medida que aumenta el brazo de palanca de elementos diagonales, el sistema estructural se añade eficientemente a la resistencia a la carga lateral.

Liu et al. (2022) mencionan que, para el diseño sísmico basado en el comportamiento de las estructuras, los criterios de los estados límites está directamente relacionados con el daño real y el costo de rehabilitación tras un movimiento sísmico. Con el fin de estimar la capacidad de deformación y el mecanismo de disipación de energía bajo cargas laterales, su estudio diseña cuatro modelos de sistema *Diagrid* y se someten a pruebas sísmicas aplicando el método *pushover* para obtener los estados límites de cuatro niveles de rendimiento. Los resultados sugieren que las deformaciones más visibles se manifiestan en los elementos inclinados en el nivel inferior al llegar al fallo. Su principal modo de fallo es el daño acumulativo en los nodos de las columnas. La relación recomendada de la deriva entrepisos es de  $1/128$  para analizar el rendimiento de la estructura, mientras que el valor recomendado para la resistencia al colapso es de  $1/85$ .

Liu et al. (2018) observan que la demanda de edificios de gran altura, tales como el *Diagrid*, están en constante aumento; y que, sin embargo, hasta la actualidad no hay países que hayan desarrollado las especificaciones de diseño para este tipo de sistemas. En consecuencia, a través de la revisión y análisis de resultados previos sobre estructuras con sistema *Diagrid*, se pretende proponer especificaciones de diseño y un nuevo material para los elementos diagonales, tubos de acero rellenos de concreto, considerando las ventajas que puede ofrecer. Se concluye que las diagonales de acero rellenos de concreto al estar bajo compresión tridimensional, la resistencia a la compresión incrementa, siendo capaz de prevenir localmente la inestabilidad del tubo de acero. Cambia el daño del relleno de concreto de fallo frágil a fallo plástico, la ductilidad mejora y el sistema presenta un mejor comportamiento sismorresistente. Asimismo, para el diseño se presenta los siguientes pasos a seguir para el diseño de edificios con sistema *Diagrid*: a) Plantear

una configuración de planta y de elevación uniforme que asegure una rigidez uniforme y evite una torsión excesiva. b) A través del diseño de rigidez y de resistencia considerando las cargas laterales y horizontales, realizar un diseño preliminar de las secciones de los componentes y el ángulo de inclinación de módulo triangular. c) Utilizar programas de elementos finitos que obtengan las características de deformación y resistencia. d) Realizar ajustes repetitivos de las secciones y ángulos para obtener resultados óptimos. e) El diseño de conexiones se debe realizar por separado a través de análisis de elementos finitos y pruebas a escala. f) Considerar la forma de conexión para el cálculo estructural global. g) Finalmente, dibujar planos de diseño y construcción.

Lotfy y El Madawy (2023) identifican la necesidad urgente de la optimización de los edificios con sistema *Diagrid* para cumplir con los lineamientos de la sostenibilidad medioambiental y el escaso trabajo de investigación sobre análisis sísmico no lineal para distintas alturas. Por tal motivo, a través de la investigación del espacio de parámetros (PSI), se determina el tamaño óptimo de los elementos diagonales adoptando la minimización del peso. Se utilizó los programas de Python, ABAQUS y *Visual basic*, para generar los conjuntos factibles y de Pareto de los modelos estudiados. Las soluciones de Pareto se extraen y se comparan con el método basado en la rigidez referencial para evaluar la eficacia y aplicabilidad de los métodos. Concluyen que el método PSI para obtener la optimización de edificios con sistema *Diagrid* sostenibles y resistentes, es una potente herramienta que permite determinar los parámetros de diseño sostenibles ya que permite disminuir el requerimiento de material y rendimiento frente a cargas sísmicas. El peso obtenido de los elementos diagonales ahorra entre 0.57% a 48.2%. El daño por tensión en las losas del sistema *Diagrid* se concentran en las esquinas, mientras que las tensiones máximas se localizan en la parte inferior según el método PSI. Asimismo, a través de este método se determina que el ángulo óptimo para las diagonales se encuentra en el rango de  $47.98^\circ$  a  $75.53^\circ$  para el análisis sísmico no lineal.

Mishra (2018) reconoce que el sistema *Diagrid* es uno de los más innovadores sistemas estructurales para construir edificios de gran altura debido a su eficacia estructural y potencial arquitectónico. Este sistema consiste en módulos que presentan cuatro diagonales y cierta cantidad de pisos que cruzan cada diagonal. Esta configuración triangular es determinante para que el sistema sea eficiente, rígido y ligero; permite soportar ambas cargas, tanto las laterales como las gravitacionales. Considerando lo previamente mencionando, se estudia el rol del ancho de la base y el ángulo del módulo

para determinar el comportamiento sismorresistente de los edificios con sistema *Diagrid*. Para ello, se presentan trece patrones geométricos de los elementos diagonales para tres anchos de base de cada módulo para un modelo de 36 pisos con planta regular de 36 m x 36 m a través del *software* SAP2000. Se evalúa diversos parámetros de rendimiento mediante el análisis estático, de viento y de empuje estático no lineal. Los resultados del análisis en términos de peso estructural, periodo de tiempo, deriva entre pisos, cortante entre plantas y rendimiento son comparados y se obtuvo lo siguiente: si el ángulo a emplearse es el mínimo, entonces la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante será muy reducida; si el valor del ángulo es por debajo del valor crítico, la capacidad de resistencia se reduce proporcionalmente; en cuanto más ancho sea la base, el peso total será mayor. Finalmente, el rango óptimo para el ángulo de inclinación del sistema con un mínimo peso considerando los anchos de base es 59°- 73°. A través del análisis en términos de deriva, cortante de la planta, desplazamiento y periodo de tiempo, se demuestra que tanto el ángulo como el ancho de base del módulo afectan la eficiencia sismorresistente, y, por lo tanto, el módulo de ángulo de inclinación de 66° y ancho de base de 6m es la configuración más eficiente con un peso mínimo.

Roshani (2023) identifica que la resiliencia es un criterio adecuado para evaluar la capacidad para reducir la probabilidad de daños en la estructura causados por un sísmico, sin embargo, hasta la actualidad no existen suficientes estudios sobre la resiliencia sísmica en sistemas estructurales nuevos como lo es *Diagrid*. En consecuencia, en su estudio se valora el efecto de diversos patrones geométricos perimetrales sobre el índice de robustez del sistema *Diagrid*; a través del diseño de seis estructuras de 24 y 48 pisos con ángulos de 49°, 67° y 74°. El análisis de capacidad sísmica es calculado usando el análisis dinámico incremental basado en el parámetro de deriva máxima del piso y bajo eventos sísmicos de profundidad superficial. Asimismo, se determina la función de fragilidad en estados límites a través de la distribución estadística logarítmica normal; así como también se establecieron los niveles de comportamiento sísmico de la estructura. Se utiliza la directriz HAZUS para la estimación de daños tanto estructurales como no estructurales. Para finalmente, determinar la resiliencia de edificios de gran altura con sistema *Diagrid* para un nivel de riesgo específico. Se concluye que las estructuras *Diagrid* tienen una robustez relativamente alta y que el uso de módulos triangulares permite reducir el daño de las estructuras tras un sismo. Además, el aumento del ángulo del módulo perimetral disminuye el índice de robustez de las diagonales.

Scaramozzino et al. (2022), mencionan en su estudio que el sistema *Diagrid* es un sistema estructural eficaz para el diseño y la construcción de edificios de gran altura gracias a su elevada rigidez lateral. Su respuesta estructural puede optimizarse cambiando el patrón geométrico de las diagonales perimetrales. Generalmente, las investigaciones se han llevado a cabo buscando el patrón diagonal que requiera la mínima cantidad de material estructural, cumpliendo, al mismo tiempo, los requisitos de resistencia y rigidez. Sin embargo, reconoce que otras respuestas pueden ser significativas para la selección del patrón óptimo, tales como la flexibilidad torsional y la complejidad constructiva de la edificación. Tomando en cuenta lo previamente mencionado, se utiliza el enfoque de la función de deseabilidad para seleccionar el patrón diagonal óptimo para edificios altos con sistema *Diagrid* en un marco multirrespuesta. Se ha seleccionado la configuración diagonal más deseable en función de su minimizar el desplazamiento lateral inducido por el viento, la rotación torsional, el peso estructural y la complejidad constructiva. Con el fin de proporcionar directamente el patrón óptimo considerando los cuatro parámetros simultáneamente. El método se aplica inicialmente a un conjunto limitado de patrones de ángulo uniforme y, posteriormente, a una población más amplia de geometrías de ángulo variable; así como también se tiene en cuenta cuatro formas de planta diferentes. Del análisis realizado se revela que la configuración específica de la planta desempeña solo un papel menor en la definición de la estructura óptima, mientras que la disposición diagonal afecta en gran medida el resultado. Las diagonales de ángulo uniforme son generalmente las más deseables, incluso para edificios más altos, debido a su mayor rendimiento en términos de rigidez a la torsión y complejidad constructiva. Se concluyó que los patrones en los que el módulo triangular se extiende a lo largo de dos-tres plantas, correspondientes a ángulos de inclinación de alrededor de 55°-65°, tienen el mayor desempeño.

Shah y Patel (2020) señalan que la mayoría de los edificios altos empleaban estructuras rígidas de acero con arriostramientos contra el viento y estaban sobre diseñados, ya que en aquella época no se disponía de técnicas avanzadas de análisis estructural ni de programas informáticos. Los sistemas estructurales innovadores, como el sistema *Diagrid* se diferencia de los sistemas arriostrados convencionales en que se eliminan casi todos los pilares verticales. La carga de gravedad se reparte aproximadamente al 50% entre el armazón interior y la *Diagrid* periférica y cerca del 98% de las cargas laterales son soportadas por el sistema *Diagrid* periférico. Consecuentemente, se realiza un estudio

paramétrico de las estructuras altas con este sistema estructural. El objetivo principal del estudio es determinar el tamaño óptimo del módulo de *Diagrid*. Para esto se consideran cinco edificios de acero con un área de planta típica, y se analizan cargas en edificaciones de 12, 24, 36, 48 y 60 pisos para módulos de *Diagrid* con 4, 6 y 8 niveles, y se lleva a cabo el análisis en el *software* ETABS 2017. Cabe mencionar que consideran parámetros, como el periodo de tiempo fundamental, el desplazamiento y la deriva máximos de la planta, además del cortante máximo de la base. Finalmente, se concluye que el sistema estructural *Diagrid* es una mejor solución para el sistema de resistencia de carga lateral en términos de desplazamientos laterales, peso del acero y rigidez. Es lo suficientemente rígido como para resistir las fuerzas del viento hasta alturas superiores. A medida que aumenta la altura del módulo, el edificio se vuelve flexible y la resistencia al viento disminuye.

Wang et al. (2023) reconocen que el sistema estructural *Diagrid* ha obtenido gran popularidad en edificios de mediana y gran altura debido a las ventajas arquitectónicas y estructurales. Estas surgen principalmente como resultado de la flexibilidad que proporciona esta solución estructural concreta. Sin embargo, como resultado de la forma en que los elementos estructurales del *Diagrid* soportan cargas horizontales y verticales, la propia estructura puede ser susceptible al fuego de manera distinta a la de construcciones rectilíneas más tradicionales. En consecuencia, este estudio aborda esta problemática para mejorar la comprensión de la respuesta de las estructuras *Diagrid* al fuego; a través de un análisis estructural exhaustivo de 45 casos de carga de fuego, considerando diferentes ubicaciones y tamaños de fuego, utilizando herramientas de diseño paramétrico y *software* de análisis de elementos finitos. Con los resultados obtenidos, se concluye que la estructura *Diagrid* ante la influencia del fuego conduce a una reducción significativa de la carga en el miembro calefactado y a una redistribución por toda la estructura de los módulos triangulares. Las reducciones de carga en los elementos *Diagrid* calentados se transfieren principalmente a los miembros alineados en la misma dirección, no a los miembros vecinos. Estas estructuras parecen ser más susceptibles al calentamiento de varios vanos en una sola planta que al calentamiento de un solo vano en varias plantas.

Yadav y Malviya (2019), identifican en su estudio, que el diseño estructural se rige generalmente por su rigidez lateral. Las estructuras *Diagrid* soportan las cargas sísmicas laterales de forma mucho más eficiente gracias a la acción axial de sus miembros

diagonales en comparación con las estructuras ortogonales convencionales para edificios altos. Asimismo, destacan que la magnitud y la intensidad de las fuerzas sísmicas varían de una región a otra, lo que causa de moderada a severa energía destructiva en las edificaciones, así como grandes pérdidas económicas y amenazas a la vida. Sin embargo, aunque existe una gran cantidad de trabajos de modelado con sistema *Diagrid* en estructuras de concreto armado que analizan las recomendaciones de diseño, ninguno proporciona una comprensión en profundidad de su respuesta sísmica. Por tal motivo, presentan una breve revisión sobre la técnica del sistema *Diagrid* a través de estudios anteriores. Se concluye que determinar el módulo triangular resulta en menos fuerzas laterales en vigas y columnas; las estructuras con ángulo de inclinación más cercanos a  $60^\circ$  son más estables. Finalmente, se determina que las estructuras altas con sistema *Diagrid* reducen el efecto de la deriva de los pisos.

Yadav y Bajpai (2020), reconocen que en la actualidad la población y la industrialización están en constante crecimiento. Por tal motivo, los profesionales de la construcción se han concentrado en el desarrollo vertical de las edificaciones considerando parámetros que influyen significativamente en las edificaciones, por ejemplo, las cargas laterales (cargas de viento y sismo). En ese sentido, en su estudio se realiza el análisis estructural de un edificio con sistema *Diagrid* de 44 pisos y un ángulo de inclinación de  $67.32^\circ$  y otros dos modelos con sistema estructural de arriostre en X y de marco amortiguador, la configuración en planta es de 30mx30m, y el método de análisis es del espectro de respuesta a través del *software* ETABS 17.0.1. Finalmente se encuentra que el desplazamiento y deriva máxima de entrepiso se encuentran dentro de los valores mínimos según la norma IS1893(Parte 1):2016. Las edificaciones con sistema estructural *Diagrid* presentan un mejor desempeño sismorresistente que los otros dos sistemas, es decir, se puede considerar más efectivos para construcciones de gran altura. Los modelos de este sistema obtienen menores valores de desplazamiento y rigidez por piso en comparación con los otros sistemas. Consecuentemente, se puede considerar una solución sostenible para edificio tipo rascacielos.

Jalali y Massumi (2024), dado que los sistemas estructurales *Diagrid* han surgido como sistemas innovadores y adaptables para edificios altos, investigan el efecto de un núcleo interno de marco de momento de acero y otro arriostreado concéntricamente en un sistema de tubos *Diagrid* bajo carga sísmica lateral en términos de ductilidad y falla de las estructuras. Asimismo, se considera un sistema estructural *Diagrid* compuesto de 36 pisos

con tres disposiciones diferentes de ángulos diagonales y se realizaron el análisis del espectro de respuesta y el análisis estático no lineal. De este modo, las estructuras *Diagrid* con núcleos internos indican que la mayor parte de la fuerza lateral que se transfiere en todos los pisos es tolerada por el sistema *Diagrid* (sólo en el último piso el corte fue absorbido por el núcleo interno). Los resultados analíticos muestran que a medida que aumentaba la pendiente de los tirantes, disminuía la resistencia lateral. Además, las estructuras *Diagrid* con un núcleo arriostrado interno indican mayor ductilidad y resistencia que las estructuras *Diagrid* con núcleos de marco de momento interno. Finalmente, se puede destacar que, para evitar el pandeo prematuro de los arriostramientos, los arriostramientos diagonales perimetrales deben sustituirse por elementos de pandeo restringido.

Liu y Fang (2021), presentan en su estudio el método mejorado de descomposición de modo empírico de conjunto modificado o “*Modified Ensemble Empirical Mode Decomposition*” (MEEMD), el cual se utiliza para descomponer el movimiento del suelo de período largo y la introducción de entropía de permutación se utiliza para eliminar la señal anormal, lo que puede evitar el fenómeno de alias de modo en el método de descomposición de modo empírico tradicional, de modo que los componentes del movimiento del suelo de largo período puedan separarse con precisión. De esta manera, tomando los movimientos del suelo separados y reconstruidos como acción de entrada, se estudia la influencia de los componentes de período largo en la respuesta sísmica de la estructura *Diagrid* de un edificio de gran altura. Los resultados demuestran que el método MEEMD puede extraer con precisión componentes del movimiento del suelo de período largo. El movimiento del suelo de período largo contiene abundante energía de corto plazo con baja frecuencia, que es la razón principal de la gran respuesta sísmica de la estructura de período largo. Finalmente, del estudio se concluye que la respuesta sísmica de la estructura *Diagrid* está estrechamente relacionada con el período natural de la estructura y las características espectrales del movimiento del suelo.

Terán-Gilmore et al. (2021), a pesar de las numerosas ventajas que ofrece el innovador sistema estructural *Diagrid* en términos de sostenibilidad, su aplicación no ha sido suficientemente estudiada en zonas de alta sismicidad, por esta razón, en su artículo desarrollan una metodología basada en el desplazamiento para la concepción y el diseño sísmico preliminar de sistemas perimetrales *Diagrid*. Esta metodología se aplica específicamente a edificios altos cuya respuesta dinámica está fuertemente influenciada



por las deformaciones globales debidas a la flexión. Además, la metodología se ejemplifica con el diseño preliminar de un edificio de 24 pisos ubicado en suelo blando en la Ciudad de México. En conclusión, se observa que la metodología propuesta permite la creación de sistemas *Diagrid* que satisfacen adecuadamente niveles de rendimiento deterministas predefinidos. Además, se destaca que un sistema de rejilla diagonal perimetral es una opción estructural atractiva para edificios altos situados en zonas de alta sismicidad.

Aulakh et al. (2021), dado que el sistema estructural *Diagrid* ha ganado popularidad recientemente como una opción eficaz para edificios de gran altura en zonas sísmicas activas, debido a su rendimiento dúctil deseable para disipar la energía generada durante el movimiento del suelo, en el estudio se investiga el desempeño sísmico de este sistema. Se llevan a cabo análisis de empuje estático no lineal, seguidos de análisis dinámicos no lineales para estudiar su comportamiento inelástico. Además, se calcula el factor de modificación de respuesta del sistema modelado utilizando métodos de análisis. Los resultados muestran que la resistencia de reserva de un sistema *Diagrid* es comparable e incluso superior a la de muchos otros sistemas de estructuras laterales, como armazones de acero especiales resistentes a momentos y otros sistemas estructurales, según lo especificado por la ASCE 7-10.

Ashtari et al. (2021) en su estudio mencionan que *Diagrid* es un sistema eficaz de estructuras tubulares para edificios altos. Identifican que una de las consideraciones de diseño más importantes de estas estructuras es el patrón geométrico del sistema. En consecuencia, este trabajo propone un nuevo método de algoritmo fuzzygenetic basado en funciones de pertenencia bilineales con un operador de cruce y una función de penalización mejorados. El método se aplica en edificios altos con sistema *Diagrid* para determinar los patrones geométricos óptimos y el peso estructural global. Se analizan varias estructuras con 24, 36, 42, 56 y 60 pisos con diferentes relaciones de esbeltez bajo cargas de gravedad y viento. Además, se investiga y compara los efectos de la variación del número de tramos (4, 6 y 8). Los resultados muestran que, al aumentar la dimensión de la estructura, el peso estructural se reduce hasta un 33% en algunos casos. Sin embargo, el ángulo obtenido de los miembros diagonales (en un rango  $63^\circ$  a  $79^\circ$ ) se incrementa al aumentar el número de pisos y la altura de la estructura. Al disminuir el número de crujías de la estructura, se reducen los elementos de la vista arquitectónica de la estructura, se crean aberturas amplias y, en consecuencia, se reduce el peso estructural total.

Mohsenian et al. (2020) reconocen que el sistema de rejillas rígidas perimetrales, *Diagrid*, está emergiendo como uno de los sistemas más eficientes estructural y arquitectónicamente y que, además, su presencia está incrementando en la construcción moderna. Por otro lado, también identifica que existe una carencia en las previas investigaciones respecto a su comportamiento estructural e información detallada de los parámetros sísmicos de diseño para asegurar el desempeño sísmico bajo cargas de distintas intensidades. Por tal motivo, en su investigación, el objetivo es evaluar la fiabilidad sísmica de este sistema y desarrollar metodologías de diseño basado en el rendimiento más eficiente. Se calculan los factores de modificación de la respuesta para edificios de 16, 24 y 32 plantas con sistemas estructurales *Diagrid* que utilizan un ángulo de 65° y se diseñan de acuerdo con las normas vigentes bajo las cargas de un conjunto de 12 terremotos compatibles con el espectro. Los resultados se utilizan para desarrollar un nuevo factor de modificación de la respuesta de varios niveles (factor R) para sistemas estructurales en diagonal en función de la sismicidad del emplazamiento y del nivel de daños aceptable. Posteriormente, se realizan análisis exhaustivos de fiabilidad sísmica para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras seleccionadas bajo niveles de intensidad correspondientes a los niveles de peligrosidad DBE y MCE (escenarios de terremotos con periodos de retorno de 475 y 2475 años, respectivamente). Los resultados de este estudio demuestran un comportamiento sísmico y una fiabilidad aceptables del sistema de rejillas rígidas perimetrales de acero.

### **2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio**

#### **2.3.1. Estructuras de acero**

Las estructuras metálicas en Perú y Latinoamérica en general no son muy empleadas y normalmente se limitan a obras como puentes o bodegas. Sin embargo, este hecho no se debe a que los demás sistemas estructurales le llevan más ventaja, sino que el costo que requieren las obras que utilizan acero son de grandes capitales que usualmente países en desarrollo, como lo es Perú, no pueden costear.

Esto mismo menciona Sarria (1995):

“...Con respecto de la competitividad de los materiales, lo que pasa es que desarrollo de una industria de perfiles estructurales de grandes dimensiones como los necesarios para construir muchos pisos, requiere de unos grandes capitales y un mercado apropiado...” (p.419).

Es importante considerar que construir con acero garantiza un idóneo control de calidad. Además, el acero se caracteriza por tener una elevada rigidez, ductilidad y resistencia, por lo que es muy recomendable para la construcción de edificaciones sismorresistentes (Crisafulli, 2018).

Como se muestra en la Tabla 1, se han desarrollado distintos sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes convencionales clasificados en dos grupos según el reglamento ANSI/AISC 341-16.

**Tabla 1**

*Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes*

Grupo	Sistema
Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW	

*Nota.* En el primer grupo, los sistemas son más flexibles lateralmente y presentan comportamiento principalmente controlado por la flexión; mientras que los sistemas del segundo grupo se caracterizan por ser de mayor rigidez y con comportamiento dependiente de fuerzas axiales o de corte principalmente. Fuente: Crisafulli (2018).

Como puede apreciarse en la tabla anterior, el sistema estructural en estudio (*Diagrid* o sistema de rejilla rígida perimetral), no se encuentra dentro de la clasificación convencional, el mismo problema aplica para la normativa y especificaciones técnicas para su aplicación.

### ***2.3.2. Métodos de análisis sísmico***

#### ***2.3.2.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.***

El método de la fuerza lateral equivalente es una técnica que, por su simplicidad de cálculo, sustituye la fuerza sísmica lateral por una fuerza lateral estática equivalente. Es habitual considerar estas fuerzas laterales como una constante multiplicada por el peso de cada componente de la estructura. Sin embargo, recientemente ha surgido una tendencia hacia el uso del concepto de cortante sísmico en la base. Por lo tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza aplicada en el terreno igual a una constante multiplicada por el peso total de la estructura y distribuida a cada piso de esta. Esta fuerza también depende de factores como las condiciones geológicas y regionales, la importancia de la estructura, el período natural, la ductilidad y la distribución de rigidez, entre otros (Wakabayashi, 1988). El análisis estático simplifica las fuerzas sísmicas a fuerzas estáticas equivalentes, y se lleva a cabo considerando un único conjunto de fuerzas aplicado a la estructura de manera estática (Piqué y Scaletti, 1990).

#### ***2.3.2.2. Análisis dinámico modal espectral.***

El análisis dinámico, incluido en los códigos actuales de diseño sísmico, toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura al calcular las fuerzas sísmicas y los efectos específicos que se desean evaluar. Sin embargo, su uso no fue ampliamente adoptado hasta la década de 1980 debido a la complejidad del cálculo y la necesidad de disponer de recursos computacionales y métodos para determinar las propiedades dinámicas de la estructura. Además, se requiere un trabajo adicional para calcular y combinar los efectos modales posteriormente (Piqué y Scaletti, 1990). En esa misma línea, puesto que la fuerza lateral que actúa durante un sismo no se puede evaluar en forma precisa por el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, se adopta el análisis dinámico cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica y el comportamiento estructural. El análisis dinámico permite determinar la respuesta de una estructura estáticamente diseñada bajo una fuerza dinámica y valorar la seguridad de la respuesta de la estructura. Si la respuesta es insegura, el diseño se modifica para satisfacer el comportamiento requerido de la estructura. En este caso el primer paso del diseño estático

tiene un papel muy importante. Hay dos métodos tanto elástico como inelástico para el análisis dinámico, pero el primero se utiliza más a menudo por razones de simplicidad (Wakabayashi, 1988).

### **2.3.3. Sistema estructural Diagrid**

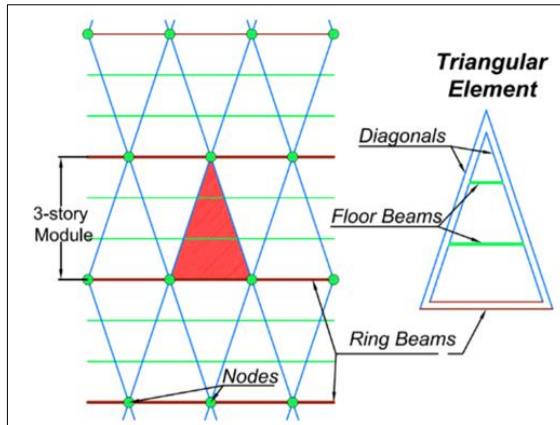
Con el dinamismo de la tecnología y la ciencia, se presenta como propuesta un nuevo sistema llamado *Diagrid*, el cual es un acrónimo que traducido es rejillas rígidas diagonales. Lo destacable de este nuevo sistema es su ligereza y sustentabilidad.

Los miembros o elementos inclinados, llamados diagonales, dan forma a la fachada exterior de la estructura y están conectados entre sí en los nodos de *Diagrid* en los niveles del piso. Una viga de piso exterior, llamada vigas de anillo, conecta los nodos entre sí al nivel del piso. En la práctica, los nodos de *Diagrid* no se forman necesariamente en todos los pisos. La ubicación de los nodos se usa comúnmente para definir los módulos de *Diagrid* donde el marco se divide en varios módulos a lo largo de la altura de la estructura. La omisión de las columnas del marco exterior proporciona una fachada más abierta para la luz interna lo que proporciona más espacio al arquitecto para trabajar. Debido a la considerable rigidez lateral del sistema, normalmente no hay necesidad de un sistema lateral auxiliar como los estabilizadores y el sistema estructural interno que soportan principalmente las cargas de gravedad (Asadi, 2020).

Los miembros o elementos inclinados, llamados diagonales, dan forma a la fachada exterior de la estructura y están conectados entre sí en los nodos de *Diagrid* en los niveles del piso. Una viga de piso exterior, llamada vigas de anillo, conecta los nodos entre sí al nivel del piso. En la práctica, los nodos de *Diagrid* no se forman necesariamente en todos los pisos. En la Figura 4, se muestra un módulo triangular convencional aplicable para el sistema estructural en estudio.

#### Figura 4

*Módulos Diagrid de tres pisos y un elemento triangular de muestra*

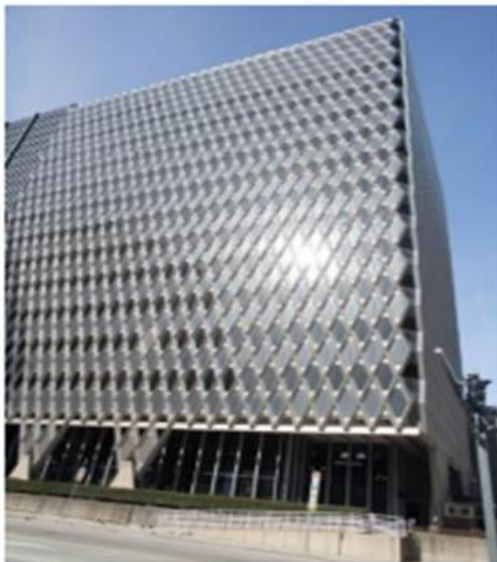


*Nota.* Adaptado de Asadi y Adeli (2018).

Los módulos en el sistema *Diagrid*, se definen de acuerdo con el número de pisos, ángulo de inclinación de los elementos diagonales y a la ubicación de los nodos, de esta manera, el marco se divide en varios módulos a lo largo de la altura de la estructura. En la Figura 5, se aprecia una edificación con sistema estructural de rejilla rígida perimetral.

#### Figura 5

*Edificio IBM*



*Nota.* Extraído de Küçük y Arslan (2020).

El edificio IBM, ubicado en Pittsburgh, se considera como el primer caso documentado de construcción de un edificio con sistema *Diagrid*, que se completó en 1963 (López, 2020).

#### **2.3.3.1. Comportamiento sismorresistente del sistema Diagrid.**

Con el nuevo sistema Diagrid se espera disipar la mayor cantidad de energía posible y así conseguir el menor daño estructural gracias a que cada subsistema supone cumplir cierta función desconectada parcialmente la una de la otra y así desviar las diferentes cargas y presentar comportamientos particulares para cada agente interno o externo que lo afecte.

Respecto al comportamiento de los subsistemas, los autores Quiroz et al. (2017) dieron la siguiente observación:

“...Se observa que el daño es incipiente en un número reducido de las diagonales que conforman la rejilla rígida. Los marcos internos, destinados a soportar carga gravitacional, no ingresan al intervalo de comportamiento plástico y, por tanto, quedan libres de daño estructural” (p.78).

#### **2.3.4. Desplazamientos laterales por sismo**

La importancia y la universalidad de los fenómenos físicos como la gravedad y las fuerzas laterales en el diseño arquitectónico y estructural son incomparables. Es crucial señalar que la función principal de cualquier sistema estructural y otros sistemas constructivos es garantizar de manera segura y eficiente la estabilidad del espacio físico. Por ello, el sistema estructural debe garantizar niveles aceptables de rendimiento frente a fenómenos como vibraciones, balanceo causado por viento o sismos, y otros factores (Maldonado, 2023).

Los desplazamientos laterales de piso representan los desplazamientos horizontales cuantificados en los diferentes entresijos, techo u otros niveles importantes de la edificación con referencia a la base de esta. Estos desplazamientos laterales, provocados por fuerzas como el viento o los terremotos, son variables cruciales en el diseño, ya que están relacionados con tres aspectos fundamentales: la estabilidad estructural y la ocurrencia de daños, el control de daños en elementos no estructurales y el bienestar de los usuarios del edificio (Crisafulli, 2018).

En efecto, el nivel de daño sísmico, tanto estructural como no estructural, de un edificio está directamente relacionado con su deformación lateral. Por este motivo, la innovación

en el diseño sismorresistente se ha centrado en desarrollar sistemas estructurales capaces de controlar de manera eficiente dicha deformación durante eventos sísmicos de diversas magnitudes. Esto ha dado lugar al diseño de metodologías específicamente dirigidas a gestionar la deformación lateral en edificaciones que deben resistir movimientos telúricos. En este contexto, es esencial destacar que el desempeño sísmico-estructural de un edificio se evalúa determinando límites de deformación lateral que sean consistentes con valores aceptables de daño (López, 2020).

### **2.3.5. Diseño de conexiones (nodos)**

Un nodo es la conexión designada para los típicos módulos triangulares en los elementos *Diagrid*. Estos unen cada elemento de acero y son diseñados de acuerdo con el espesor, ángulo y función del elemento *Diagrid*. En la Figura 6, se muestra un ejemplo de conexión o nodo, perteneciente a la Torre Gherkin.

#### **Figura 6**

*Nodo de la Torre Gherkin*



*Nota.* Extraído de Küçük y Arslan (2020).

Las conexiones son consideradas elementos de sacrificio ya que toda la energía disipada de los demás elementos estructurales es enviada a estas planchas de acero que a su vez sirve de unión entre vigas y columnas. Su diseño es un aspecto importante igual que para cualquier otro elemento estructural con la diferencia que se debe considerar que este debe soportar más de una carga.

Con respecto al correcto diseño de conexiones, el autor Wakabayashi (1988) mencionó lo siguiente:

“Una regla general para el diseño de las conexiones es que la resistencia de las conexiones no debe ser menor a la de los extremos del miembro que se une a ella.



Sin embargo, si mediante el experimento o el análisis se comprueba que la capacidad de rotación de la conexión es grande, la fuerza del diseño de esta puede reducir a un valor igual a la fuerza en el extremo del miembro en el cual este recibe el doble de la deflexión calculada con base en la fuerza exterior de diseño...” (p.279).

Según lo mencionado por los actores, la resistencia de las conexiones debe ser mayor que de los extremos de los que están unidos. Y esto se debe a que, al ser un elemento de sacrificio, este es quien recibe las cargas por ambas direcciones y el encargado de disipar la energía de la mejor manera posible. Además, si su rotación es muy grande para evitar la deformación del sistema, las conexiones igualan sus resistencias a la de los extremos; de lo contrario no cumplirían su principal rol, el sacrificio.

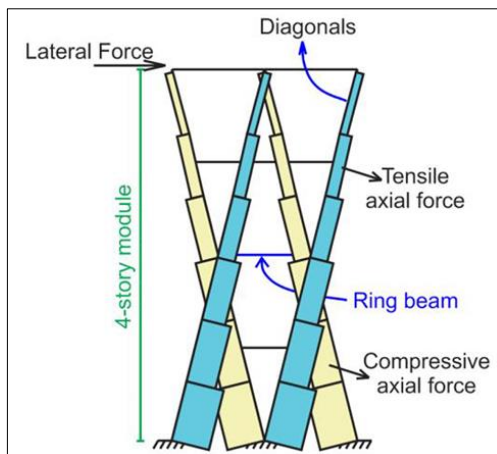
### ***2.3.6. El módulo en estructuras Diagrid***

En una estructura *Diagrid*, la disposición de los miembros estructurales como triángulos perimetrales da lugar a un comportamiento estructural dominado por tensiones y deformaciones axiales (Terán-Gilmore et al., 2021). Por lo tanto, estas configuraciones de marcos disponen redes de diamante a lo largo de la altura de los edificios. Los miembros diagonales se conectan a través de vigas anulares horizontales sin columnas verticales convencionales. Como se muestra en la Figura 7, las cargas horizontales se transfieren a la base a través de fuerzas axiales de los diagonales de compresión y tensión.

En una estructura *Diagrid*, la disposición de los miembros estructurales como triángulos perimetrales da lugar a un comportamiento estructural dominado por tensiones y deformaciones axiales (Terán-Gilmore et al., 2021). Por lo tanto, estas configuraciones de marcos disponen redes de diamante a lo largo de la altura de los edificios. Los miembros diagonales se conectan a través de vigas anulares horizontales sin columnas verticales convencionales. Como se muestra en la Figura 7, las cargas horizontales se transfieren a la base a través de fuerzas axiales de los diagonales de compresión y tensión.

## Figura 7

Fuerzas diagonales en módulo Diagrid  
de 4 pisos

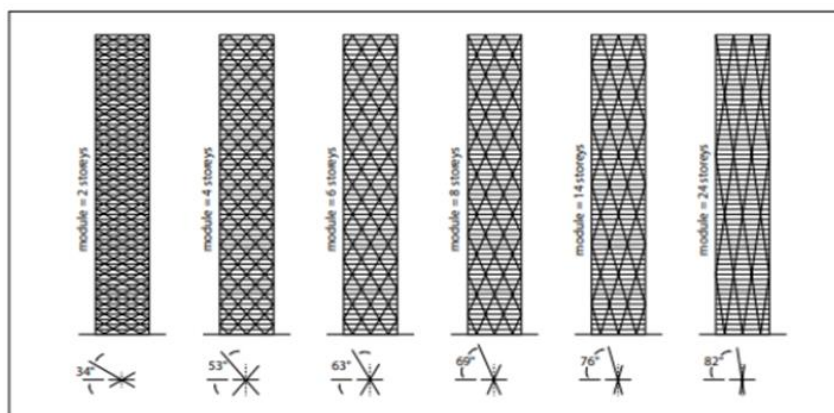


Nota. Adaptado de Heshmati et al. (2022).

El diseño de los módulos es realizado por los arquitectos e ingenieros mientras planean la estructura *Diagrid*. El diseño de los módulos considera la idoneidad del ángulo de desnivel, las condiciones topográficas del terreno, su resistencia, altura de la estructura, las cargas con su respectivo dimensionamiento. Así como se muestra en la Figura 8, de acuerdo con el ángulo de inclinación, se pueden diseñar edificaciones con sistema *Diagrid* con diferentes módulos.

## Figura 8

Diseño de diferentes estructuras con diferentes ángulos y largos  
dependiendo del número de pisos



Nota. Adaptado de Küçük y Arslan (2020).

Asimismo, como el ángulo de inclinación de los elementos diagonales y el diseño de módulo en este sistema revisado anteriormente, se deben tomar a consideración diferentes factores que pueden afectar el diseño del sistema *Diagrid*:

- a) La geometría del edificio
- b) La ocurrencia de la carga excéntrica
- c) La eficiencia estructural
- d) Alturas de entrepiso
- e) Requisitos para el patrón de fenestración y tamaños de ventana
- f) La selección del tipo de acero
- g) Las cargas de sismo y viento (Küçük y Arslan, 2020).

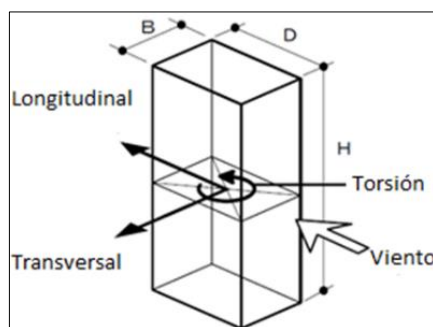
### 2.3.7. Cargas de viento

Las estructuras reciben muchas cargas laterales tales como las cargas de viento. Estas suelen afectar en mayor magnitud a las estructuras de gran altura que a las de baja altura. Uno de los principales problemas que causan este tipo de cargas son las turbulencias que se forman y el empuje que alteran el espacio (Küçük y Arslan, 2020).

Al respecto López et al. (2018) menciona que el efecto de las cargas de viento en la estructura se expresa a través de tres componentes de respuesta. La primera es longitudinal proveniente de las fluctuaciones de la presión del viento, la segunda es la respuesta transversal se da por el movimiento perpendicular de la estructura, y la tercera es la respuesta torsional producida por el desbalance en la distribución de presiones instantáneas sobre las superficies de la edificación. En la Figura 9, se pueden apreciar las respuestas resultantes inducidas por este tipo de carga.

#### Figura 9

*Respuestas resultantes inducidas por las cargas de viento en la estructura*



Nota. Adaptado de López et al. (2018)

Así como las cargas laterales sísmicas, las cargas de viento inducen los efectos y esfuerzos longitudinales, transversales y torsionales sobre los elementos estructurales de las edificaciones con sistema *Diagrid*.

### **2.3.8. Interacción suelo-estructura**

El parámetro de interacción entre el suelo y la estructura es crucial cuando se trata de la acción sísmica, ya que modifica las propiedades dinámicas de la edificación. Este efecto se amplifica especialmente en suelos blandos. En cuanto a las fuerzas de corte basal, se ha encontrado que este parámetro de control tiende a disminuir cuando se considera la interacción suelo-estructura (Sanabria, 2023).

En la zona costera del Perú, predominantemente en el centro y sur, se observan niveles prominentes de riesgo sísmico, donde la severidad de los impactos está directamente relacionada con las características del suelo, que puede amplificar las ondas sísmicas. El territorio peruano presenta una diversidad importante en la composición de sus suelos, con propiedades físicas y comportamientos dinámicos muy diferentes. A causa de que los suelos representan un desafío significativo para la estabilidad y seguridad de las infraestructuras civiles, los análisis se centran en resolver problemas científicos fundamentales relacionados con la mecánica de suelos. Por lo tanto, se puede enunciar que: la respuesta sísmica de un edificio se ve influenciada por la interacción entre tres elementos principales: el suelo, la cimentación y la estructura (De la Cruz et al., 2022).

### **2.3.9. Norma ASCE 7-10**

Es una norma americana que proporciona los requisitos mínimos de carga para el diseño de edificaciones y otras estructuras. Se presentan las cargas y las combinaciones apropiadas para ser utilizadas conjuntamente para el cálculo de la resistencia y tensión admisible (American Society of Civil Engineers, 2010).

### **2.3.10. Norma E.030: diseño sismorresistente**

Las normas sísmicas ofrecen directrices y obligaciones para edificar estructuras seguras frente a terremotos, siendo una forma de organizar la integración de los avances del saber en temas relacionados con el peligro sísmico, su comportamiento y la vulnerabilidad de las estructuras en la ingeniería aplicada. Para asegurar su relevancia continua, estas normativas necesitan ser revisadas, actualizadas y renovadas regularmente (Cevallos, 2022).

La Norma E.030 (Ver Anexo B) establece los requisitos mínimos para diseñar edificaciones que sean resistentes a los terremotos. Es de aplicación obligatoria en todo el país y se utiliza para el diseño de todas las nuevas construcciones, así como para reforzar las existentes y reparar las estructuras dañadas por los sismos. La filosofía subyacente en el diseño sismorresistente se basa en tres aspectos clave: prevenir la pérdida de vidas humanas, garantizar la continuidad de los servicios esenciales y reducir al mínimo los daños a la propiedad (Ministerio de Vivienda, 2020).

#### **2.3.11. Norma E.090: estructuras metálicas**

La Norma E.090 (Ver Anexo C) para el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas en edificaciones utiliza los principios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD). Su exigencia está regida por la propia norma y su utilización se extiende a todo el territorio peruano. En este contexto normativo, el término "acero estructural" se refiere a los componentes de acero dentro de sistemas estructurales de pórticos y reticulados que son esenciales para soportar las cargas de diseño. Se consideran tales elementos a columnas, vigas, bridas, puntales, montantes y otros que forman parte del sistema estructural de las edificaciones de acero (Ministerio de Vivienda, 2020).

#### **2.3.12. Norma E.020: cargas**

De acuerdo con la Norma E.020 (Ver Anexo D), las construcciones y todas sus partes deben tener la capacidad de soportar las cargas impuestas por su uso previsto. Estas cargas deben aplicarse según las combinaciones establecidas y no deben causar esfuerzos o deformaciones que excedan los límites indicados para cada material estructural en su normativa de diseño correspondiente. En ningún caso las cargas utilizadas en el diseño pueden ser inferiores a los valores mínimos establecidos por esta norma. Estas cargas mínimas se definen en condiciones de servicio. Además, esta norma se complementa con la N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente y las normas específicas de diseño de los distintos materiales estructurales (Ministerio de Vivienda, 2020).

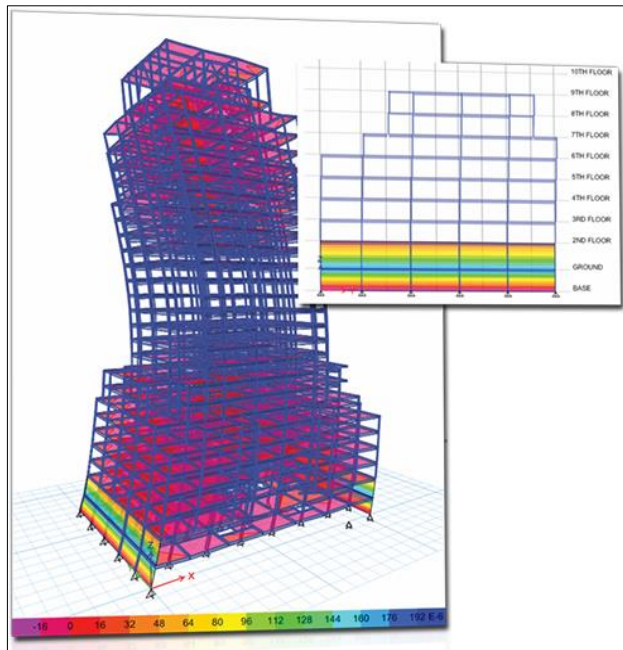
#### **2.3.13. Software ingenieril ETABS**

ETABS es un *software* para el análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Este software permite el modelado y visualización de elementos 3D, facilita el proceso de dimensionamiento de estructuras metálicas y de concreto armado (CSI Spain, 2024).

Con respecto a la caracterización sísmica (véase en la Figura 10), el *software* permite el cálculo el porcentaje de cortante basal, centros de masa y rigidez por piso, esfuerzos y desplazamientos entre pisos, desplazamientos absolutos por piso, fuerzas aplicadas por viento y sismo (CSI Spain, 2024).

### Figura 10

*Caracterización sísmica de edificios*



*Nota.* Extraído del folleto informativo de ETABS (CSI Spain, 2024).

La caracterización sísmica presentada por el *software* ETABS, es una de las cualidades por las que se explica su utilización masiva en este tipo de investigaciones.

#### 2.4. Definición de términos básicos

Sistema estructural *Diagrid*: el término “*Diagrid*” es el acrónimo en inglés de dos palabras, “diagonal” y “rejilla”, es decir, es un sistema estructural que adquiere su integridad estructural a través del uso de la triangulación (Boake, 2014).

Desplazamiento lateral: representan el desplazamiento horizontal medidos en referencia a entrepisos, techo u otros puntos característicos de la estructura (Crisafulli, 2018).

Desplazamiento máximo: consiste en el desplazamiento horizontal en el sentido más crítico (American Society of Civil Engineers, 2010).

Desplazamiento relativo: consiste en la diferencia entre el desplazamiento lateral en un nivel (x) y el nivel inferior (x-1) (Crisafulli, 2018).

Norma E.030: norma que establece las condiciones mínimas para el Diseño Sismorresistente de las edificaciones (Ministerio de Vivienda, 2020).

Norma E.090: norma de diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones según los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzo Permisibles (ASD) (Ministerio de Vivienda, 2020).

Anillos Perimetrales: elementos estructurales horizontales que se ubican a la altura de los sistemas de piso que forman anillos perimetrales que unen los componentes diagonales para conformación de los módulos en el sistema *Diagrid* (Quiroz et al., 2017).

Componentes Diagonales: Elementos estructurales que actúan como columnas inclinadas, elementos de arriostramiento; estas transportan cargas de gravedad y cargas laterales a través del módulo triangular (Lupaca, 2019).

Conexiones: están compuestas por la unión de cuatro columnas oblicuas en un solo punto. Las conexiones juegan un rol importante en todo el comportamiento estructural (Shi et al., 2021).

Configuración geométrica: consiste en el tamaño y forma de una edificación, así como, dimensiones y situación de los elementos estructurales y no estructurales (Jurado y Vergara, 2019).

Configuración en elevación: se refiere a la geometría en el plano vertical que generan cambios en la rigidez y masa entre pisos consecutivos (Jurado y Vergara, 2019).

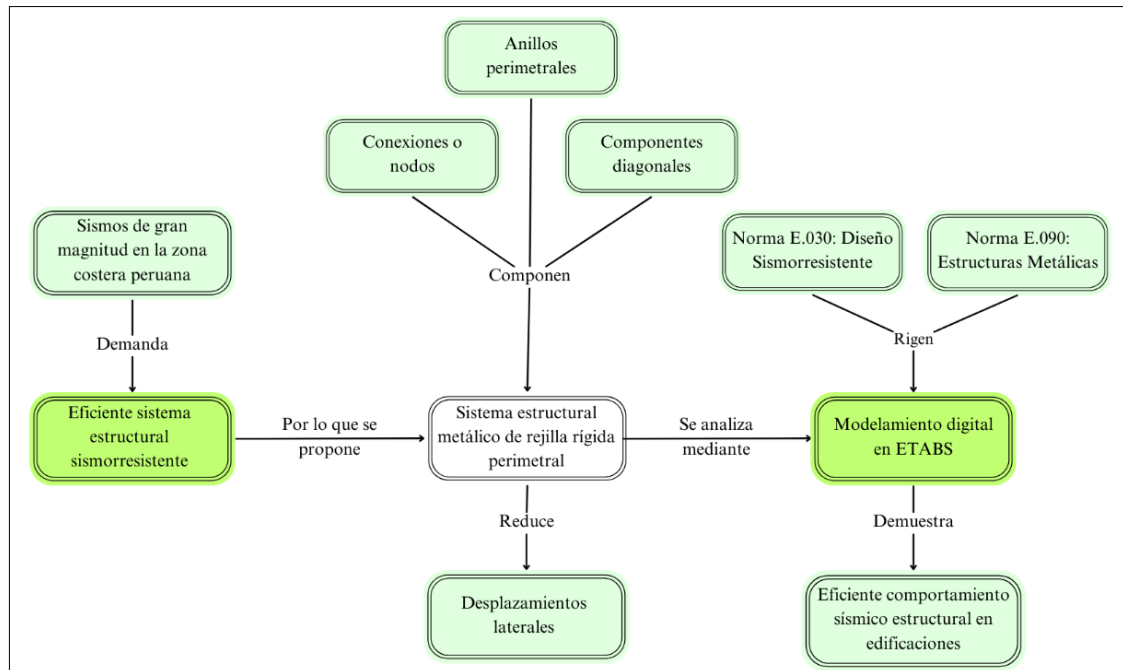
Configuración en planta: hace referencia a la distribución del espacio y la forma en el plano horizontal de una edificación (Jurado y Vergara, 2019).

## **2.5. Fundamentos teóricos que sustentan las hipótesis**

En la Figura 11, se muestra el mapa conceptual que sustenta las hipótesis de este estudio, utilizado además para la explicación resumida de lo que se propone hacer en la presente investigación, tomando en cuenta las causas y procedimientos que van a realizarse.

**Figura 11**

*Mapa conceptual*





## CAPÍTULO 3: SISTEMA DE HIPÓTESIS Y VARIABLES

### 3.1. Hipótesis

#### 3.1.1. *Hipótesis general*

Al implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral se reducirán los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.

#### 3.1.2. *Hipótesis específicas*

- a. Si se determinan los parámetros de diseño según la Norma E.090, se modelará una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral.
- b. Si se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral, se obtendrán los parámetros sismorresistentes a través del *software* ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.
- c. Al determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, se mejorará el desempeño sísmico estructural.

### 3.2. Sistema de variables

#### 3.2.1. *Definición conceptual y operacional de las variables*

##### 3.2.1.1. *Variable independiente: sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral*

Se utiliza la definición de Quiroz et al. (2017) “Es un sistema perimetral constituido por grandes armazones de acero (u otro material) dispuestos en módulos triangulares. Los elementos horizontales ubicados a la altura de los sistemas de piso forman anillos perimetrales que aseguran la integridad del sistema” (p.65).

Asimismo, cabe mencionar que existen diversos factores que influyen en la funcionalidad o performance del sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral o *Diagrid*, el más predominante de ellos comprende del ángulo de inclinación de las rejillas, el cual incide directamente en la forma geométrica de los módulos que conforman el sistema estructural en estudio.

##### 3.2.1.2. *Variable dependiente: desplazamientos laterales*

De acuerdo con Crisafulli (2018) sobre los desplazamientos laterales por sismo en edificaciones:

“Desplazamientos o deflexiones laterales de piso: representan los desplazamientos horizontales medidos en correspondencia con los entrepisos, techo u otros puntos característicos de la estructura” (p.56).

#### ***3.2.1.3. Dimensión independiente: módulo triangular***

Es la disposición de los miembros estructurales como triángulos perimetrales que dan lugar a un comportamiento estructural dominado por tensiones y deformaciones axiales (Terán-Gilmore et al., 2021). Estas configuraciones de marcos disponen redes de diamante a lo largo de la altura de los edificios. Los miembros diagonales se conectan a través de vigas anulares horizontales sin columnas verticales convencionales.

#### ***3.2.1.4. Dimensión Independiente: configuración geométrica***

Jurado y Vergara (2019) lo definen como el tamaño y la forma de una edificación, es decir, representa las propiedades y magnitudes que definen el diseño de una edificación. Sin embargo, existen otras variables que también influyen en su comportamiento sismorresistente como la naturaleza, dimensiones y situación de los elementos tanto estructurales, como no estructurales.

#### ***3.2.1.5. Dimensión dependiente: desplazamiento lateral por sismo***

Deformación horizontal que experimentan las estructuras causadas por acción de cargas sísmicas, indicador de estabilidad estructural, daño de elementos estructurales y no estructurales, y seguridad (Crisafulli, 2018).

### 3.2.2. Operacionalización de las variables

**Tabla 2**

*Operacionalización de la variable independiente: sistema estructural Diagrid*

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicadores	Índices	Unidad de medida	Escala	Instrumento	Herramientas	Ítems
V.I. Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral	Sistema constituido por grandes armazones de acero dispuestos en módulos triangulares y grandes vigas.	Es la disposición de los miembros estructurales como triángulos perimetrales.  Representa las propiedades y magnitudes que definen el diseño de una edificación	Módulo triangular	Anillos Perimetrales	Altura de Entrepiso	m	Cuantitativa			El instrumento se aplica para todos los indicadores
				Componentes Diagonales	Ángulo de inclinación	(°)	Cuantitativa			
			Configuración geométrica	Conexiones	Número de Nodos	Und.	Cuantitativa	Software ETABS v20	Norma E.090 Norma E.020	
			Configuración en elevación	Configuración en planta	Altura total	m	Cuantitativa			
					Área	m <sup>2</sup>	Cuantitativa			

**Tabla 3***Operacionalización de la variable dependiente: desplazamientos laterales*

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicadores	Índices	Unidad de medida	Escala	Instrumento	Herramientas	Ítems
V.D. Desplazamientos laterales	Representan los desplazamientos horizontales medidos en los diferentes entrepisos, techo u otros puntos clave de la estructura con referencia a la base de esta.	Deformación horizontal que experimentan las estructuras causadas por acción de cargas sísmicas.	Desplazamiento lateral por sismo	Desplazamiento máximo	Desplazamiento en el piso superior	m	Cuantitativa	<i>Software</i> ETABS	Norma E.030	El instrumento se aplica para todos los indicadores
				Desplazamiento relativo	Desplazamiento diferencial	m	Cuantitativa			

## **CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO**

### **4.1. Método de investigación**

El método de la investigación fue deductivo, debido a que se reconocieron las variables del estudio, se formularon las hipótesis para cada uno de los objetivos establecidos, se analizaron las variables y se propuso una solución al problema de investigación. La orientación fue aplicada, esto se debe a que se aplicó un nuevo sistema sismorresistente metálico de rejilla rígida perimetral con la finalidad de mejorar el performance sísmico-estructural de las edificaciones de considerable altura. El enfoque fue cuantitativo, debido a que se representó el comportamiento sismorresistente a través del parámetro de desplazamiento lateral, el cual se verá influenciado por el parámetro de grado de inclinación. El instrumento de recolección de datos fue retroactivo, debido a que los resultados fueron proporcionados por el *software* ETABS v20.

### **4.2. Tipo de investigación**

La investigación fue de tipo descriptiva, explicativa y correlacional; descriptiva, porque a lo largo de la investigación se describió la problemática y se identificaron las variables; explicativa, porque se explicaron las causas que originaron el problema; y correlacional, porque se estableció una relación entre los parámetros de ángulo de inclinación y desplazamiento lateral.

### **4.3. Nivel de investigación**

El nivel de la investigación fue descriptivo, dado que se midieron y cuantificaron los resultados mediante un análisis estadístico sencillo, este representó la relación entre los parámetros de ángulo de inclinación y desplazamiento lateral, obtenidos del comportamiento sismorresistente mediante la aplicación del sistema metálico de rejilla rígida perimetral en tres edificaciones de gran altura a través del *software* ETABS v20.

### **4.4. Diseño de la investigación**

El diseño de la investigación según el propósito del estudio fue experimental, esto se debe a que se manipuló la variable independiente: “Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral”, para influir en la variable dependiente: “Desplazamientos laterales”. Asimismo, según el número de mediciones, el diseño fue longitudinal, debido a que se pondrán a prueba tres propuestas de ángulo de inclinación. Finalmente, según la cronología de las observaciones, el diseño fue prospectivo, esto se

debe a que se cuantificó el comportamiento sísmico-estructural de la edificación planteada a través del *software* ETABS v20. El estudio de diseño fue de cohorte (causa-efecto), esto debido a que se implementa la variable independiente: “Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral”, con la finalidad de mejorar el comportamiento sísmico-estructural de las edificaciones de gran altura reduciendo los desplazamientos laterales producidos por las fuerzas sísmicas.

## **4.5. Población y muestra**

### ***4.5.1. Población***

La población de esta investigación comprendió de tres edificaciones de acero A36 con sistema estructural de rejilla rígida perimetral de 12 pisos ubicada en Lima Metropolitana, con un área en planta de 30mx30m y un ángulo de inclinación que oscila entre 45° y 75°.

### ***4.5.2. Muestra***

Se representó la muestra con las mismas edificaciones de la población, aplicando diferentes valores en cuanto al ángulo de inclinación, correspondientes al mínimo, máximo e intermedio del rango propuesto (45°-75°).

## **4.6. Herramientas, técnicas e instrumentos de recolección de datos**

### ***4.6.1. Instrumento de recolección de datos***

El instrumento de recolección de datos fue retrolectivo, debido a que los resultados y reportes técnicos fueron proporcionados por el *software* ETABS v20 y analizados mediante el programa Microsoft Excel.

### ***4.6.2. Métodos y técnicas***

En esta investigación se diseñaron y modelaron tres edificaciones en el *software* ETABS v20 de donde se extrajo los datos del comportamiento sismorresistente de las estructuras mediante el análisis estático y dinámico expresados mediante diagramas de desplazamientos laterales, tomando en cuenta la normatividad nacional vigente.

## **4.7. Descripción de procesamientos de análisis**

Para el procesamiento del análisis, en primer lugar, se diseñaron y modelaron las tres edificaciones utilizando el programa ETABS v20 y utilizando como referencia la norma técnica peruana E.090 y E.020. Esto se hizo con el fin de establecer las propiedades y parámetros necesarios para los elementos componentes de la estructura. Posteriormente, se determinaron los parámetros y factores sísmicos correspondientes mediante el uso de la tercera herramienta: la norma técnica peruana E.030, con el objetivo de evaluar la

sismorresistencia de la edificación. Finalmente, se exportaron las tablas y resultados obtenidos para llevar a cabo el análisis estadístico mediante el programa Microsoft Excel.

## CAPÍTULO 5: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1. Parametrización de diseño

#### 5.1.1. Parámetros de peligro sísmico iniciales (Norma E.030)

##### 5.1.1.1. Zonificación

Se estableció Lima Metropolitana como ubicación de los 3 arquetipos a presentar. Tomando en cuenta el mapa de zonificación sísmica (Figura 2), asimismo, se obtuvo el factor de zona Z, como se muestra en la Tabla 4.

**Tabla 4**

*Factor de zona Z*

Ubicación	Zona	Z
Lima Metropolitana	4	0.45

El factor de zona 4, se usó para los tres arquetipos planteados, tomando en cuenta además el Anexo II (Zonificación sísmica) presentado en la Norma E.030: Diseño Sismorresistente.

##### 5.1.1.2. Perfil de suelo

Por practicidad del desarrollo del estudio se escogió como perfil de suelo al S1, considerando que en el mapa de microzonificación el perfil de suelo predominante pertenece a la Zona I (Figura 12), zona dentro de la cual se encuentran los distritos que cuentan con las edificaciones más altas del país. El perfil de suelo de la Zona 1 se caracteriza por ser suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte ( $V_s$ ) entre 500 m/s a 1500 m/s, valores de SPT (N60) mayores a 50 o resistencia al corte de condiciones no drenada ( $S_u$ ) mayor a 100kPa, según el tipo de suelo y de acuerdo con la Tabla 5 extraída de la Norma E.030 (Ministerio de Vivienda, 2020).

**Tabla 5**

*Clasificación de los perfiles de suelo*

Perfil	$V_s$	N60	$S_u$
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

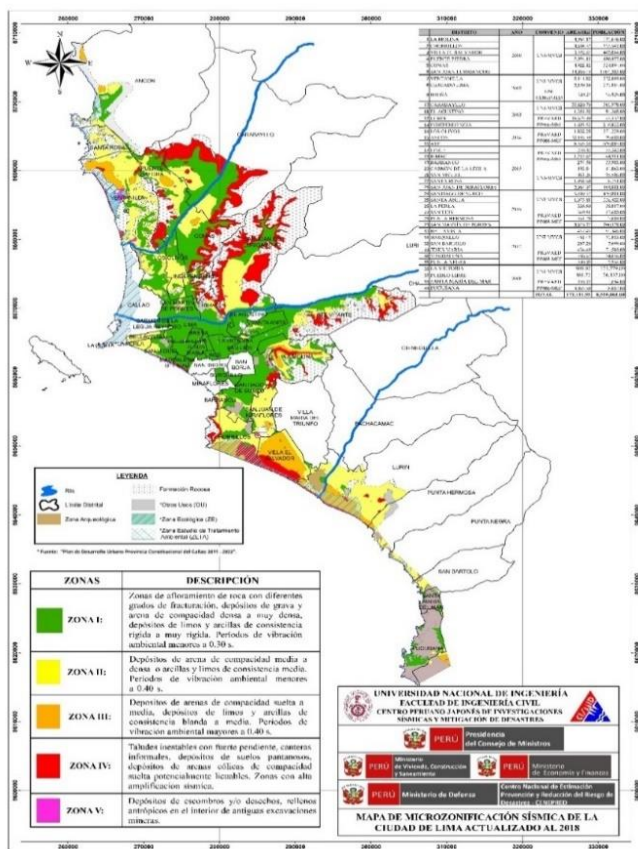


*Nota.* Clasificación de los perfiles de suelo, se muestran las características del perfil S1. Fuente: Ministerio de Vivienda (2020)

El perfil de suelo establecido para la presente investigación no correspondió a uno flexible, ni perteneció a un sitio cuyas condiciones fueran desfavorables para el análisis sísmico pertinente de los modelos estructurales planteados. Por otro lado, en la Figura 12, se muestra el mapa de microzonificación sísmica de Lima actualizado al año 2018.

**Figura 12**

*Mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Lima actualizado al año 2018*



*Nota.* Perfiles de suelo según zonas de microzonificación sísmica de Lima Metropolitana. Fuente: Sistema de información para la gestión del riesgo de desastres (2018).

La microzonificación sísmica en la ciudad de Lima aportó de manera significativa al desarrollo de la presente investigación, esto debido a la facilidad que generó al definir el tipo de suelo en el análisis sísmico a ejecutar.

### 5.1.1.3. Parámetros de sitio (*S*, *TP* y *TL*)

Tomando en cuenta los parámetros previamente hallados se determinaron el factor de amplificación ( $S = 1.0$ ) y periodos  $TP = 0.4$  y  $TL = 2.5$ . El factor de amplificación del suelo y los periodos  $TP$  y  $TL$ , se definieron de acuerdo con las Tablas 6 y 7, extraídas de la Norma E.030.

**Tabla 6**

*Factor de amplificación del suelo "S"*

Zona \ Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

*Nota.* Factor de amplificación del suelo "S" donde se refleja el valor 1.0 para un perfil de suelo S1 de la zona Z4. Fuente: Sistema de información para la gestión del riesgo de desastres (2018).

El factor de amplificación del suelo usado tanto para el análisis sísmico de los tres modelos estructurales planteados como para la elaboración del espectro de pseudo aceleraciones fue de 1.

**Tabla 7**

*Periodo TP y TL*

Periodo	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3	2.5	2	1.6

*Nota.* Factor de amplificación del suelo "S" donde se refleja el valor 1.0 para un perfil de suelo S1 de la zona Z4. Fuente: Sistema de información para la gestión del riesgo de desastres (2018).

Los periodos  $TP$  y  $TL$  de 0.4 y 2.5, fueron usados para el análisis sísmico de los tres modelos estructurales planteados.

#### 5.1.1.4. Factor de amplificación sísmica ( $C$ )

El valor del factor de amplificación sísmica se determina según las siguientes expresiones establecidas en la Norma E.030.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (1)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (2)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right) \quad (3)$$

Donde  $T$  corresponde al periodo de la estructura, que se define con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (4)$$

Si  $h_n$  es la altura total de la edificación ( $h_n=36\text{m}$ ) y  $C_T$  según los parámetros de la siguiente tabla según el tipo de estructura (Tabla 8), se determina que  $T=0.8\text{s}$

**Tabla 8**

*Parámetro  $C_T$  según tipo de estructura*

Tipo estructura	$C_T$
Pórticos de CA sin muros de corte Pórticos dúctiles de acero sin arriostramiento	35
Pórticos de CA con muros en asc. Pórticos de acero arriostrados	45
Edificios de albañilería y duales	60

*Nota.* Se determinó el valor  $C_T=45$  tomando en consideración que el sistema estructural de rejilla rígida perimetral es la combinación del sistema de pórtico y arriostres. Fuente: Ministerio de Vivienda (2020)

El parámetro  $C_T$  aplicado para este primer análisis, se determinó de acuerdo con el tipo de estructura más compatible con el sistema estructural en estudio (*Diagrid*).

#### 5.1.1.5. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( $R_0$ )

El valor de este parámetro se encuentra presentado en la Tabla 9 según lo establecido por la Norma E.030, Artículo 18.

**Tabla 9***Coefficiente básico de reducción (R0)*

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R <sub>0</sub> (*)
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

*Nota.* Ministerio de Vivienda (2020)

Sin embargo, tomando en consideración que ni la normativa peruana ni extranjera contempla este nuevo sistema estructural, se optó por recopilar el dato de los artículos científicos previamente listados en el Capítulo 2 (véase la Tabla 10). Posteriormente, se observó que tanto Baker y Llp (2010) como Asadi y Adeli (2018) presentan una metodología para hallar el coeficiente básico de reducción en base del método FEMA; mientras que Mohsenian et al. (2020) menciona que como propuesta práctica basándose en el código ASCE/SEI 7-10 que no varía según el número de pisos es 3.5. Finalmente, Roshani (2023) y Lotfy y El Madawy (2023) coinciden con Mohsenian et al. (2020), pero lo redondean a 4; mientras que Al Dughaihi et al. (2023), Sukrawa et al. (2019) y Saico (2021) se basan en Baker y Llp (2010).

**Tabla 10***Coefficientes básicos de reducción recopilados*

Artículos internacionales	Coefficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)	Método
Baker (2010)	3.64	FEMA
Asadi (2018)	4.76	FEMA
Mishra (2018)	5	IS-1893-2002
Aulakh (2021)	7.54	ATC-19
Sukrawa (2019)	4	Baker (2010)
Heshmati (2022)	4.5	
Shah (2020)	5	
Vhanmane (2020)	5	Indian Standard IS 1893 2016
Mohsenian (2020)	3.5	ASCE/SEI 7-10
Roshani (2023)	4	Mohsenian (2020)
Lotfy (2023)	4	Mohsenian (2020)
Rudrappa (2018)	3	
Terán (2021)	3	
Dughaiishi (2023)	3.64	Baker (2010)
Promedio	4	

*Nota.* El valor promedio del coeficiente de reducción básico ( $R_0$ ) es 4, valor el cual se utilizará para el desarrollo de esta sección.

El coeficiente básico de reducción a aplicarse es 4, este mismo valor fue el que se usó para correr la herramienta de diseño de secciones del *software* ETABS v20.

#### **5.1.1.6. Regularidad estructural**

Se realizó un análisis inicial de irregularidades tanto en altura ( $I_a$ ) como en planta ( $I_p$ ) como se muestra en la Tabla 11.

**Tabla 11***Regularidad estructural*

Irregularidad	Estado
Irregularidades en altura	
Piso blando	No hay información
Piso débil	No hay información
Extremas de rigidez o resistencia	No hay información
De masa o Peso	No hay información
Geométrica vertical	No presenta
Discontinuidad en sistemas resistentes	No presenta
Discontinuidad extrema	No presenta
Irregularidad en Planta	
Torsional	No hay información
Torsional extrema	No hay información
Esquinas entrantes	No presenta
Discontinuidad del diafragma	No presenta
Sistemas no paralelos	No presenta

*Nota.* Por motivo de practicidad en el desarrollo de la presente investigación, la configuración estructural propuesta se infiere lo más regular posible, por lo tanto,  $I_a$  e  $I_p$  es 1.

Se inició el análisis sísmico estático, considerando como estructura regular, de acuerdo con las especificaciones dentro de la Norma E.030, los tres modelos estructurales propuestos.

**5.1.1.7. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)**

Este valor se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad (5)$$

Tomando en cuenta los datos previamente obtenidos,  $R=4$ .

**5.1.1.8. Cortante en la base preliminar( $V_0$ )**

Para el cálculo de la fuerza cortante basal para cada arquetipo en cada dirección de análisis, se tomó la siguiente expresión del Artículo 28 de la Norma E.030:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad (6)$$

Reemplazando los datos obtenidos en los puntos previamente mencionados, el valor de  $\frac{Z.U.C.S}{R}$  es 0.1406.

### 5.1.2. Selección de material (A36)

Para los arquetipos modelados se seleccionó acero ASTM A36 (AASHTO M270 Grado 36); el cual, según el Ministerio de Vivienda (2020) en la Norma E0.90, es un acero estructural proveniente de la aleación de acero de carbono. En la Tabla 12, se muestran algunas de las propiedades físicas y mecánicas del acero en uso.

**Tabla 12**

*Propiedades físicas y mecánicas acero ASTM A36*

Propiedades	Valores
Límite elástico mínimo	250 Mpa
Límite de resistencia	400-550 Mpa
Alargamiento relativo mínimo (probeta de 200 mm)	20%
Módulo de Elasticidad	200 GPa)
Relación de Poisson	0.26

Para el análisis sísmico estructural de la presente investigación, se verificaron que las propiedades físicas y mecánicas del acero ASTM A36, coincidan con los valores mostrados.

### 5.1.3. Configuración estructural

Se modelaron 3 arquetipos de 12 pisos con un área de 30m x 30m; entre los cuales varían en su respectivo ángulo de inclinación del módulo del sistema *Diagrid*. Asimismo, se muestra en la Tabla 13 los parámetros geométricos planteados para cada arquetipo.

**Tabla 13**

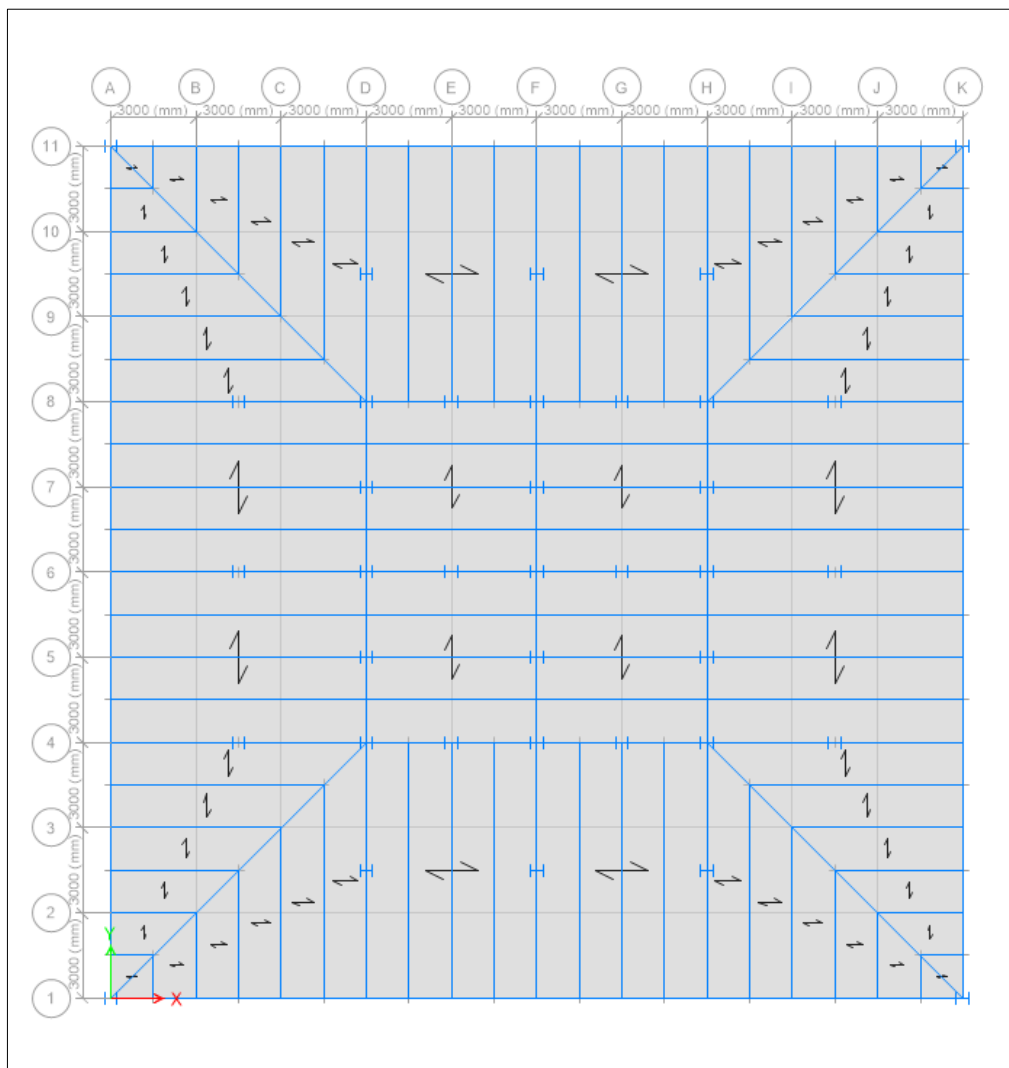
*Parámetros geométricos de los modelos planteados*

Arquetipo	A	B	C
Número de pisos	12	12	12
Dimensiones en planta	30m x 30m	30m x 30m	30m x 30m
Número de grillas en los ejes X y Y	11	11	11
Especio entre grillas	3m	3m	3m
Altura de entrepiso	3m	3m	3m
Altura total ( $h_n$ )	36m	36m	36m
Número de piso por módulo	1	2	2
Ángulo de inclinación de módulo	45°	63.43°	75.96°
Ancho de base de módulo	6m	6m	3m

La configuración geométrica detallada anteriormente, se realizó con el propósito de brindar mayor regularidad estructural a los tres arquetipos en estudio. En las Figuras 13-16, se puede apreciar la configuración estructural y geométrica en planta y en altura de los tres arquetipos propuestos para este estudio. Asimismo, en la Figura 17 se detalla la configuración geométrica del módulo componente del sistema estructural implementado para los modelos estructurales en análisis.

**Figura 13**

*Configuración en planta Arquetipo A, B y C*

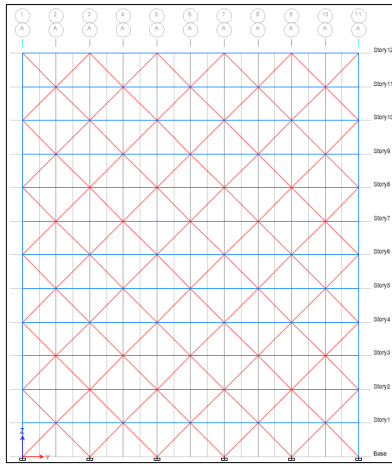


La configuración estructural en planta para cada piso de cada modelo estructural propuesto fue el mismo, esto se hizo con la finalidad de hacer mayor enfoque en la influencia del ángulo de inclinación de los elementos diagonales sobre el comportamiento sísmico estructural de cada edificación.



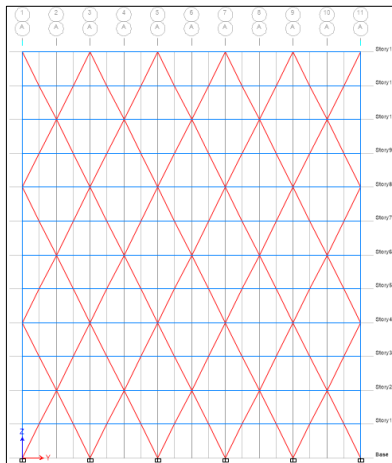
**Figura 14**

*Configuración en elevación Arquetipo A*



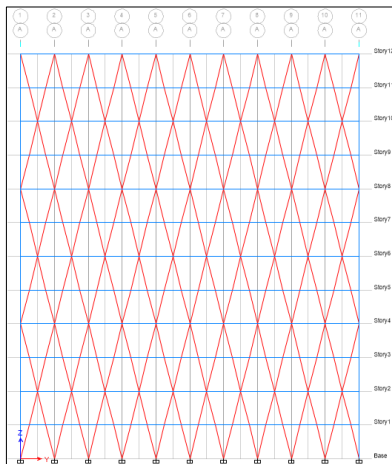
**Figura 15**

*Configuración en elevación Arquetipo B*



**Figura 16**

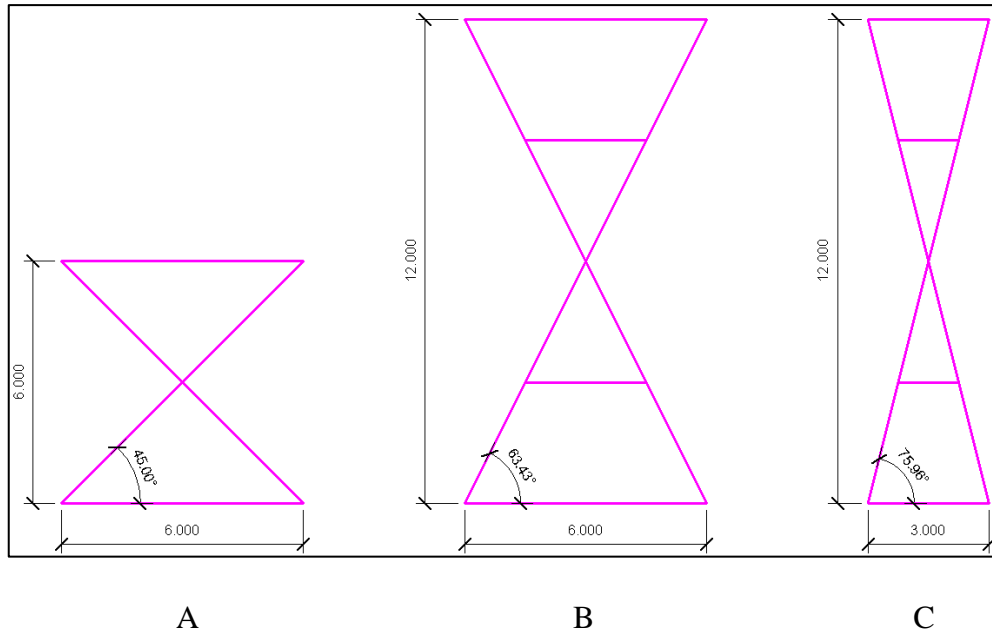
*Configuración en elevación Arquetipo C*



La configuración estructural en altura de los tres arquetipos a analizar fue la misma en cuanto a la altura total, por ende, al número de pisos y altura de entrepiso para cada modelo. Por otro lado, los tres arquetipos difieren notoriamente en la configuración estructural y geométrica de la rejilla rígida perimetral implementada.

**Figura 17**

*Geometría del módulo de la rejilla rígida perimetral*



*Nota.* Se detalla la geometría en elevación del módulo de cada rejilla rígida perimetral para cada arquetipo donde la figura A pertenece al arquetipo A, la figura B al arquetipo B, la figura C al arquetipo C.

El módulo componente de la rejilla rígida perimetral para los tres casos en estudio, difiere en el ángulo de inclinación aplicado, sin embargo, la geometría del módulo del Arquetipo A coincide con la del Arquetipo B en el ancho de la base, del mismo modo, la geometría del módulo del Arquetipo B y del Arquetipo C, coinciden en la altura y por ende en el mismo número de pisos.

#### **5.1.4. Definición y asignación de cargas (Norma E.020)**

##### **5.1.4.1. Definición de patrones de carga.**

Antes de asignar las cargas correspondientes a la edificación en el *software*, fue imprescindible definir los patrones de carga, los cuales corresponden a la carga muerta (Dead), carga viva (Live), carga viva de techo (Roof Live) y carga sísmica (Seismic) para cada dirección de análisis. Para el caso de este último tipo de carga, para su aplicación

fue necesario el cálculo del coeficiente sísmico o coeficiente de cortante basal. Adicionalmente, cabe mencionar que el patrón de carga sísmica (Seismic), se creó para ambas direcciones de análisis, y los valores fluctuaron de acuerdo con el coeficiente sísmico calculado.

#### **5.1.4.2. Asignación de cargas.**

Para el proceso de asignación de cargas, haciendo uso de la Norma E.020: Cargas, se asignó una carga muerta (Dead) de 100 kgf/m<sup>2</sup> para todos los paños de losa colaborante (AD-600) en cada piso, este valor representa el peso del contrapiso de 10cm de espesor. Asimismo, se asignó una carga constante viva de techo (Roof Live) de 100 kgf/m<sup>2</sup> para el último nivel de la edificación, la norma técnica peruana justifica este valor debido a que el techo cuenta con una inclinación menor a 3° con respecto a la horizontal. Finalmente, se asignaron las cargas vivas (Live) de 300 kgf/m<sup>2</sup> para cada paño de losa en todos los niveles de la edificación sin contar el techo, este valor representa la suma entre el peso de 100 kgf/m<sup>2</sup> correspondiente a la tabiquería y el peso de 200 kgf/m<sup>2</sup> que le corresponde a la edificación por su tipo de uso (vivienda) según la normatividad nacional. En esa misma línea, en la Tabla 14, puede apreciarse el resumen de los valores de los tipos de cargas asignados a las losas de cada modelo estructural.

**Tabla 14**

*Tipos de cargas asignadas*

Tipo de carga	Valor (kgf/m <sup>2</sup> )
Muerta (D)	100
Viva (L)	300
Viva de Techo (L <sub>r</sub> )	100

*Nota.* Valores asignados según el tipo de carga, de acuerdo con la Norma E.020: Cargas.

Los tres modelos estructurales planteados, compartieron tanto la configuración geométrica en planta como la asignación de cargas descritas previamente.

#### **5.1.5. Definición de las combinaciones de carga (Norma E.090)**

Para la creación de las combinaciones de carga a aplicar en los modelamientos propuestos, se hizo uso de la Norma E.090: Estructuras Metálicas. Dentro de la misma, de acuerdo con el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), se

propone un total de seis combinaciones de cargas, de los cuales sumando sus derivaciones se aplicaron un total de 19 combinaciones para este análisis en particular. Asimismo, dentro del *software* se crearon 2 combinaciones adicionales complementarias de este análisis, estas comprenden de la combinación de carga “Peso”, con la cual se estimó el peso total para cada arquetipo, y la “Envolvente”, la cual integra todas las combinaciones de carga definidas anteriormente, esto con el objetivo de evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras en las condiciones más críticas. En esa misma línea, en la Tabla 15, se muestra en resumen las combinaciones de cargas usadas para el proceso de diseño y su etiqueta.

**Tabla 15**

*Combinaciones de cargas*

Número de Combinación	Combinación de Cargas
C1	1.4D
C2	1.2D+1.6L+0.5L <sub>r</sub>
C3	1.2D+1.6L <sub>r</sub> +0.5L
C4	1.2D+0.5L+0.5L <sub>r</sub>
C5	1.2D+1S <sub>x</sub> +0.5L
C5-2	1.2D-1S <sub>x</sub> +0.5L
C5-3	1.2D+1S <sub>y</sub> +0.5L
C5-4	1.2D-1S <sub>y</sub> +0.5L
C6	0.9D+S <sub>x</sub>
C6-2	0.9D-S <sub>x</sub>
C6-3	0.9D+S <sub>y</sub>
C6-4	0.9D-S <sub>y</sub>

*Nota.* Combinaciones de cargas según el método LRFD, de acuerdo con la Norma E.090: Estructuras Metálicas.

De esta manera, se resaltó la imprescindibilidad del uso de las Norma E.090 (Estructuras Metálicas) y Norma E.020 (Cargas) en el proceso de diseño de edificaciones de acero y/o con sistema estructural de rejilla rígida perimetral (*Diagrid*).

### **5.1.6. Dimensionamiento de las secciones**

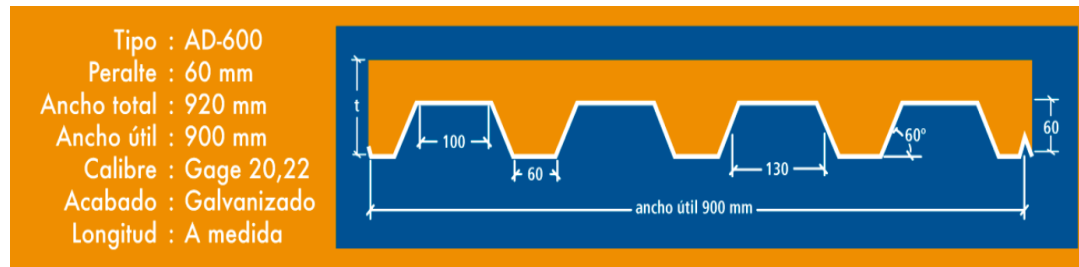
#### **5.1.6.1. Losa colaborante (AD-600)**

Para la definición de esta sección, se establecieron las propiedades técnicas dentro del *software* de acuerdo con la ficha técnica proporcionada por la empresa productora de la

losa colaborante comercial de perfil tipo AD-600. Este tipo de losa se usó para los tres modelamientos analizados en esta investigación. En la Figura 18, se pueden apreciar algunas de las características técnicas del perfil usado.

### Figura 18

#### *Características técnicas del perfil tipo AD-600*



*Nota.* Imagen extraída de ACERO-DECK

Cabe mencionar que, se hizo uso de la losa colaborante descrita anteriormente debido a los beneficios más comunes de su aplicación, primordialmente en el proceso constructivo (facilidad de montaje e instalación).

#### **5.1.6.2. Columnas, vigas y elementos diagonales (Diagrid)**

Para el dimensionamiento de los elementos verticales, horizontales y diagonales de los tres modelamientos propuestos, en primer lugar, fue necesario crear e importar una lista de autoselección para cada tipo de elemento estructural, de este modo el *software* elegiría la sección óptima en cada análisis de diseño y control.

Para las vigas principales y rejillas rígidas perimetrales, se importó la lista de autoselección “A-LatBm-1” proveniente del propio *software*, de material de acero A36. Del mismo modo, para las columnas se importó la lista “A-LatCol-1”, seleccionando dentro de la misma, las secciones más pesadas en comparación a las de las vigas. Los grupos de columnas y rejillas rígidas perimetrales en cuestión fueron analizados mediante la herramienta de diseño “*Steel Frame Design*” del *software*. Por otro lado, para las vigas compuestas secundarias, se importó la lista de autoselección “A-CompBm-1”, dichas secciones junto a las de las vigas principales, fueron analizadas mediante la herramienta de diseño “*Composite Beam Design*”. Asimismo, cabe mencionar que el sistema estructural de rejillas rígidas perimetrales o “*Diagrid*”, fue aquel diseñado con el objetivo fundamental de resistir la carga sísmica, por otro lado, fue el sistema de vigas y columnas,

diseñado para resistir y transmitir las cargas gravitacionales de los tres arquetipos propuestos.

Consecuentemente, se crearon y se asignaron los grupos de diseño a cada elemento estructural de cada modelamiento, esto con el objetivo de agilizar el proceso de diseño de acero del *software*. Asimismo, se seleccionaron las combinaciones de diseño creadas anteriormente y se cambiaron algunas especificaciones técnicas como el tipo de sistema estructural y el coeficiente básico de reducción dentro de las preferencias del código de diseño AISC 360-10 en la sección de “*View Preferences*”. Finalmente, se corrieron los análisis para cada modelamiento y se obtuvieron las secciones óptimas para cada elemento estructural.

a) Primer modelamiento, Arquetipo A (ángulo de inclinación 45°)

En la Tabla 16, se muestran las secciones establecidas para los elementos estructurales componentes del Arquetipo A y de este modo proceder con su análisis sísmico estructural.

**Tabla 16**

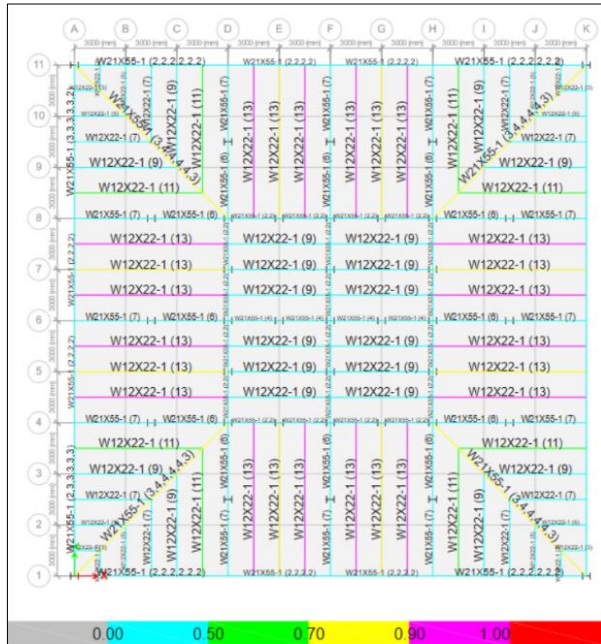
*Secciones para cada elemento estructural – Arquetipo A*

Tipo de elemento estructural	Sección
Vigas Principales	W21x55-1
Vigas Secundarias	W12x22-1
Columnas	W14x550-1
Rejillas Rígidas Perimetrales ( <i>Diagrid</i> )	W8x48-1

El perfil usado para las columnas estructurales del Arquetipo A, resultó ser el más pesado de los tres modelos estructurales. En esa misma línea, en las Figuras 19-21, se aprecian las secciones de las vigas principales, vigas secundarias, columnas y rejillas rígidas perimetrales usadas para proseguir con el análisis sísmico del Arquetipo A, asimismo, remarca a través de una escala de colores la verificación de cada uno de los elementos estructurales componentes del modelo.

**Figura 19**

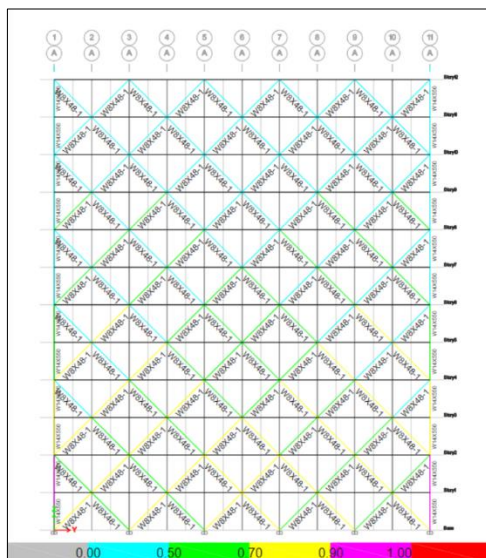
*Secciones de las vigas principales y compuestas secundarias del primer modelamiento (vista en planta)*



El perfil W12x22-1, fue usado para todas las vigas secundarias componentes del Arquetipo A.

**Figura 20**

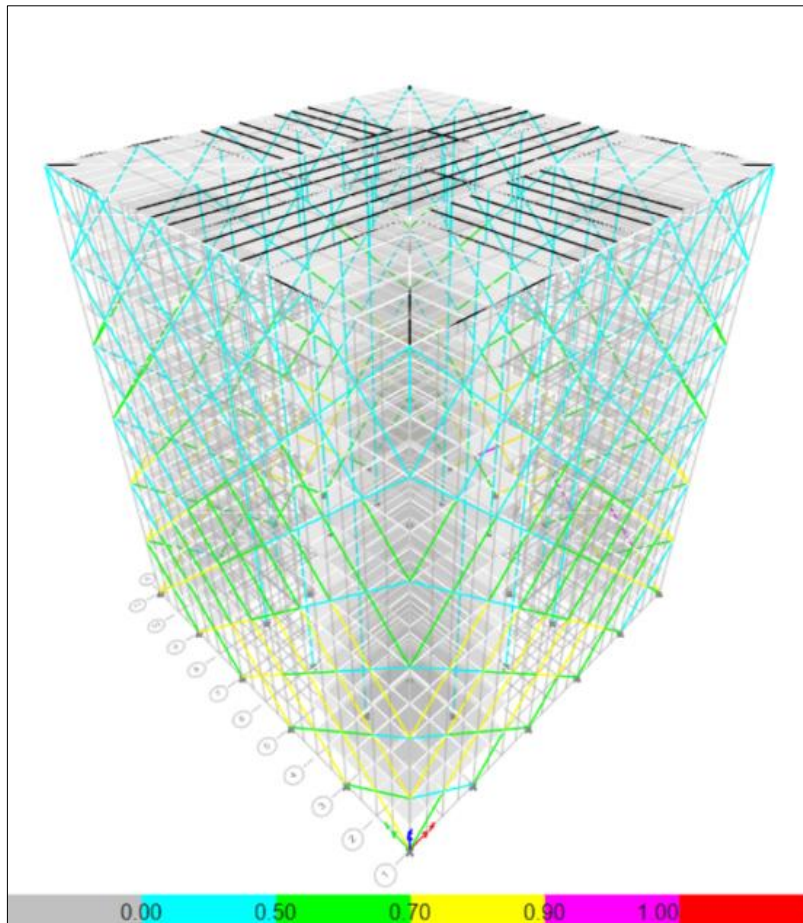
*Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del primer modelamiento (vista en elevación)*



El perfil W8x48-1, fue usado para todos los elementos diagonales componentes del Arquetipo A, del mismo modo, el perfil W14x550-1 fue seleccionado como el óptimo para las columnas de este modelo estructural.

**Figura 21**

*Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del primer modelamiento (vista en 3D)*



La vista en 3D del Arquetipo A, proporcionó una observación menos minuciosa en comparación a las vistas anteriores, sin embargo, de manera resumida contribuyó con la verificación de los elementos estructurales.

b) Segundo modelamiento, Arquetipo B (ángulo de inclinación 63.44°)

En la Tabla 17, se muestran las secciones establecidas para los elementos estructurales componentes del Arquetipo B y de este modo proceder con su análisis sísmico estructural.

**Tabla 17**

*Secciones para cada elemento estructural – Arquetipo B*

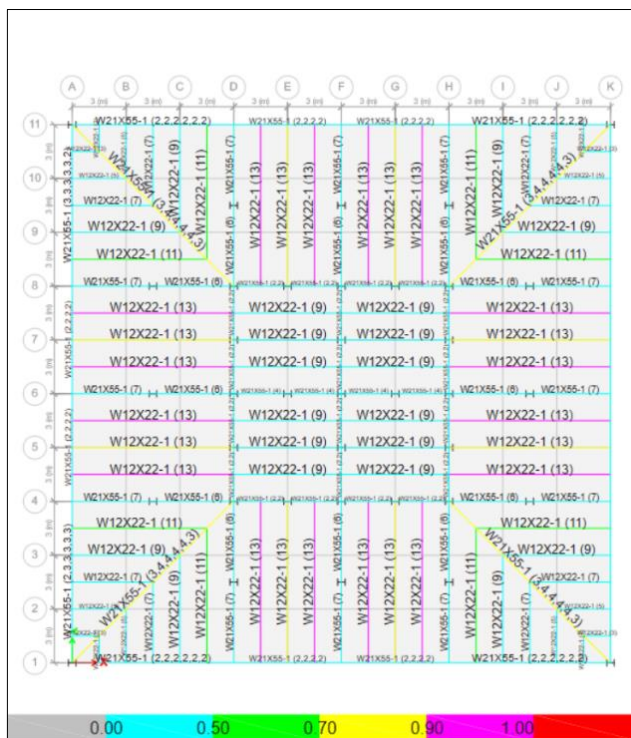


Tipo de elemento estructural	Sección
Vigas Principales	W21x55-1
Vigas Secundarias	W12x22-1
Columnas	W14x257-1
Rejillas Rígidas Perimetrales ( <i>Diagrid</i> )	W24x84-1

El perfil usado para las rejillas rígidas perimetrales del Arquetipo B resultó ser el más pesado de los tres modelos estructurales. En esa misma línea, en las Figuras 22-24, se aprecian las secciones de las vigas principales, vigas secundarias, columnas y rejillas rígidas perimetrales usadas para proseguir con el análisis sísmico del Arquetipo B, asimismo, remarca a través de una escala de colores la verificación de cada uno de los elementos estructurales componentes del modelo.

**Figura 22**

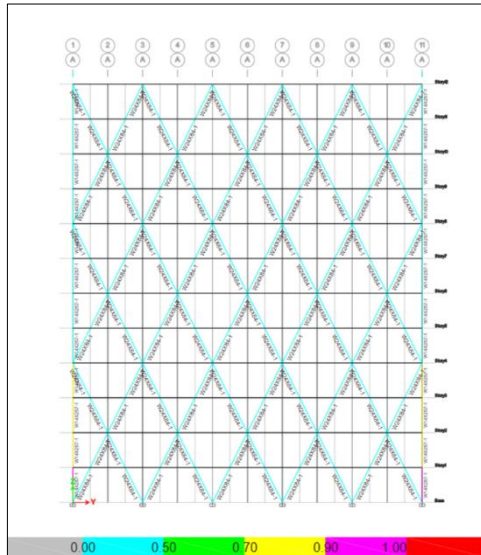
*Secciones de las vigas principales y compuestas secundarias del segundo modelamiento (vista en planta)*



El perfil W12x22-1, fue usado para todas las vigas secundarias componentes del Arquetipo B.

### Figura 23

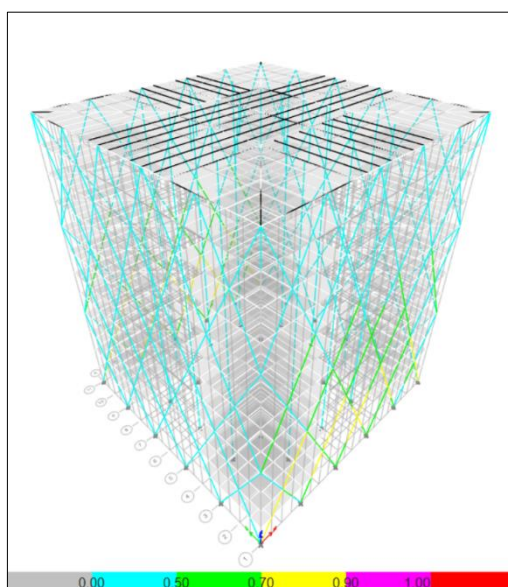
*Secciones de las columnas y rejillas rígidas  
perimetrales del segundo modelamiento  
(vista en elevación)*



El perfil W24x84-1, fue usado para todos los elementos diagonales componentes del Arquetipo B, del mismo modo, el perfil W14x257-1 fue seleccionado como el óptimo para las columnas de este modelo estructural.

### Figura 24

*Secciones de las columnas y rejillas rígidas  
perimetrales del segundo modelamiento  
(vista en 3D)*



La vista en 3D del Arquetipo B, proporcionó una observación menos minuciosa en comparación a las vistas anteriores, sin embargo, de manera resumida contribuyó con la verificación de los elementos estructurales.

c) Tercer modelamiento, Arquetipo C (ángulo de inclinación 75.96°)

En la Tabla 18, se muestran las secciones establecidas para los elementos estructurales componentes del Arquetipo C y de este modo proceder con su análisis sísmico estructural.

**Tabla 18**

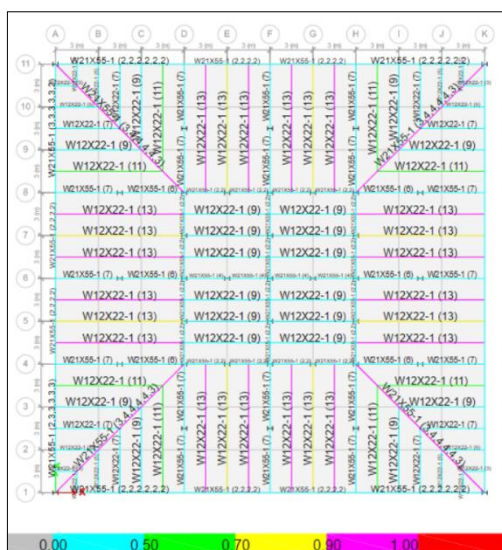
*Secciones para cada elemento estructural – Arquetipo C*

Tipo de elemento estructural	Sección
Vigas Principales	W21x55-1
Vigas Secundarias	W12x22-1
Columnas	W-14x145-1
Rejillas Rígidas Perimetrales ( <i>Diagrid</i> )	W-24x76-1

En las Figuras 25-27, se aprecian las secciones de las vigas principales, vigas secundarias, columnas y rejillas rígidas perimetrales usadas para proseguir con el análisis sísmico del Arquetipo C, asimismo, remarca a través de una escala de colores la verificación de cada uno de los elementos estructurales componentes del modelo.

**Figura 25**

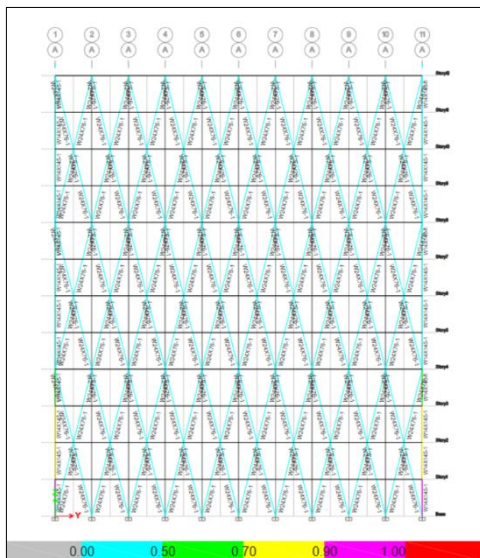
*Secciones de las vigas principales y compuestas secundarias del tercer modelamiento (vista en planta)*



El perfil W12x22-1, fue usado para todas las vigas secundarias componentes del Arquetipo B.

### Figura 26

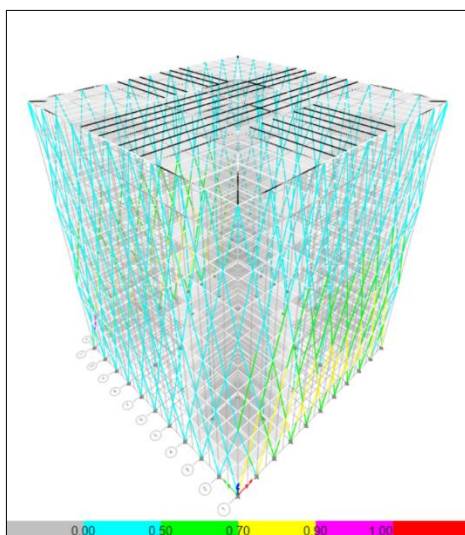
*Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del tercer modelamiento (vista en elevación)*



El perfil W24x76-1, fue usado para todos los elementos diagonales componentes del Arquetipo C, del mismo modo, el perfil W14x145-1 fue seleccionado como el óptimo para las columnas de este modelo estructural.

### Figura 27

*Secciones de las columnas y rejillas rígidas perimetrales del tercer modelamiento (vista en 3D)*



La vista en 3D del Arquetipo C, proporcionó una observación menos minuciosa en comparación a las vistas anteriores, sin embargo, de manera resumida contribuyó con la verificación de los elementos estructurales.

## 5.2. Análisis sismorresistente

Para el análisis sismorresistente estático y dinámico modal espectral de los tres arquetipos planteados, se realizaron los procedimientos planteados a continuación (Ver Anexos E, F y G).

### 5.2.1. Análisis estático

#### 5.2.1.1. Estimación del peso

Para la estimación del peso de la estructura se utilizó el *software* ETABS v20, a través del cual se utilizó una combinación de cargas considerando tanto la carga muerta como un 25% de las cargas vivas previamente establecidas tomando en cuenta el Artículo 26 de la Norma E.030. De ese modo, en la Tabla 19, se muestra el peso total por piso de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 19**

*Peso total por piso de Arquetipos A, B y C*

Piso Número	Arquetipo A tonf	Arquetipo B tonf	Arquetipo C tonf
12	514.79	471.17	464.07
11	492.51	448.89	441.80
10	492.51	448.89	441.80
9	492.51	448.89	441.80
8	492.51	448.89	441.80
7	492.51	448.89	441.80
6	492.51	448.89	441.80
5	492.51	448.89	441.80
4	492.51	448.89	441.80
3	492.51	448.89	441.80
2	492.51	448.89	441.80
1	492.51	448.89	441.80
Peso total (tonf)	5932.419	5408.986	5323.855

El Arquetipo A, resultó ser el más pesado de los tres modelos estructurales, esto se debe a la configuración estructural y geométrica, tanto en altura como en planta.

#### 5.2.1.2. Fuerza cortante basal

Para el cálculo de la fuerza cortante basal para cada arquetipo en cada dirección de análisis, se tomó la expresión (6), indicada en la sección 5.1.1.8. Asimismo, se recopilaron

los valores de los parámetros de peligro sísmico detallados anteriormente para cada arquetipo en las dos direcciones analizadas en la Tabla 19, de este modo, junto a los pesos totales por piso descritos en la Tabla 20, se procedió a calcular la fuerza cortante basal (V) para cada modelamiento.

**Tabla 20**

*Parámetros de análisis sísmico y valores de la fuerza cortante basal (V) de los Arquetipos A, B y C*

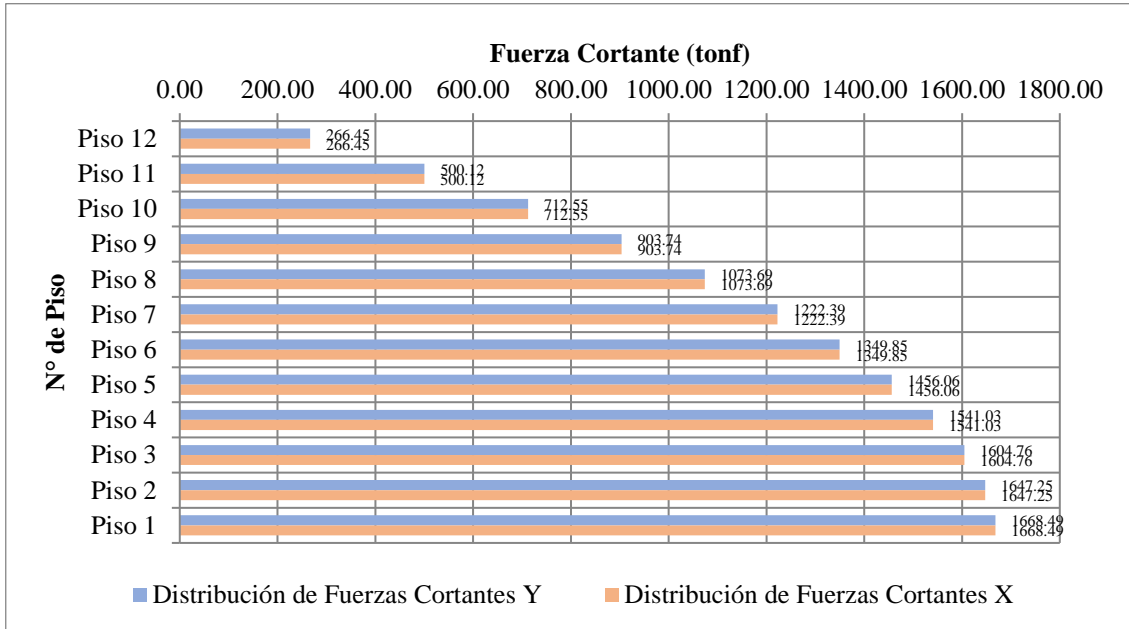
Parámetro de Peligro Sísmico	Arquetipo A		Arquetipo B		Arquetipo C	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Periodo (T)	0.196	0.200	0.202	0.203	0.241	0.242
Factor de Zona (Z)			0.45			
Factor de Uso (U)			1			
Factor de Amplificación Sísmica (C)	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Factor de Suelo (S)			1			
Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)			4			
Coefficiente Sísmico (ZUCS/R)	0.2813	0.2813	0.2813	0.2813	0.2813	0.2813
Fuerza Cortante Basal (V) en tonf	1668.49	1668.49	1521.28	1521.28	1497.33	1497.33

Los Arquetipos A, B y C, compartieron muchos de los parámetros de análisis sísmico planteados inicialmente, sin embargo, divergen en cuanto al periodo, por lo que los valores de fuerza cortante basal resultaron diferentes. Asimismo, como se muestra en las Figuras 28-30, se determinaron a través del análisis estático, tomando en cuenta los parámetros presentados en la Tabla 20, las fuerzas cortantes basales o acumuladas para cada piso de los tres arquetipos propuestos, denotando además que fue el Arquetipo A el

cual absorbió mayor cortante en el primer piso en comparación a los otros modelos estructurales.

**Figura 28**

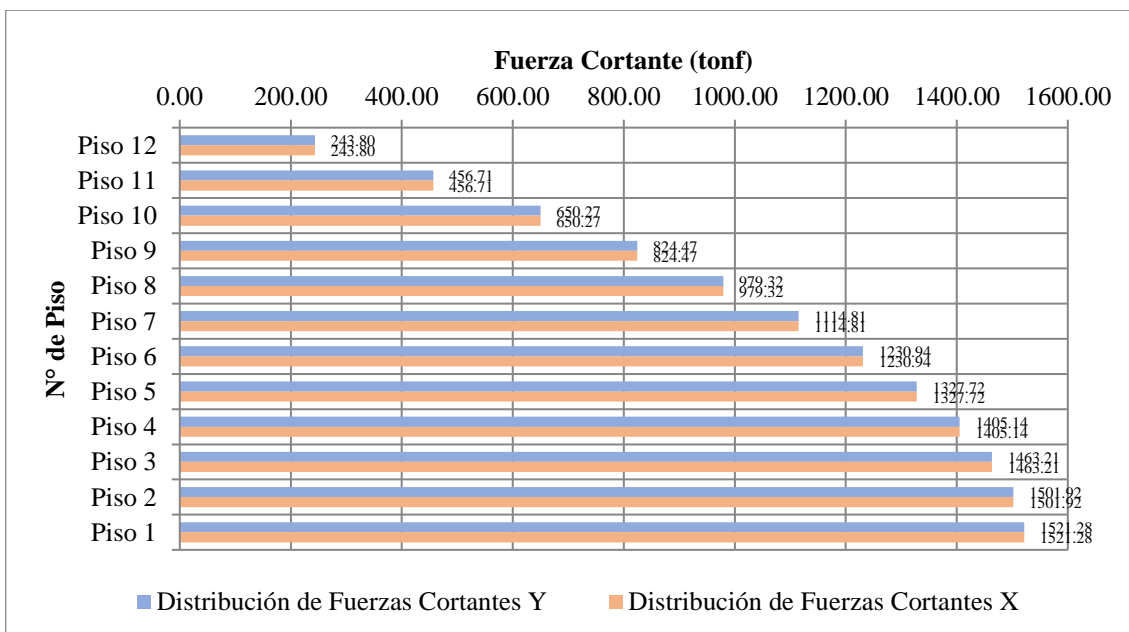
*Fuerzas cortantes acumuladas por piso del Arquetipo A en tonf*



Las fuerzas cortantes acumuladas del Arquetipo A en la dirección de análisis X y Y, no difieren, esto debido a que compartieron el mismo coeficiente sísmico en su evaluación.

**Figura 29**

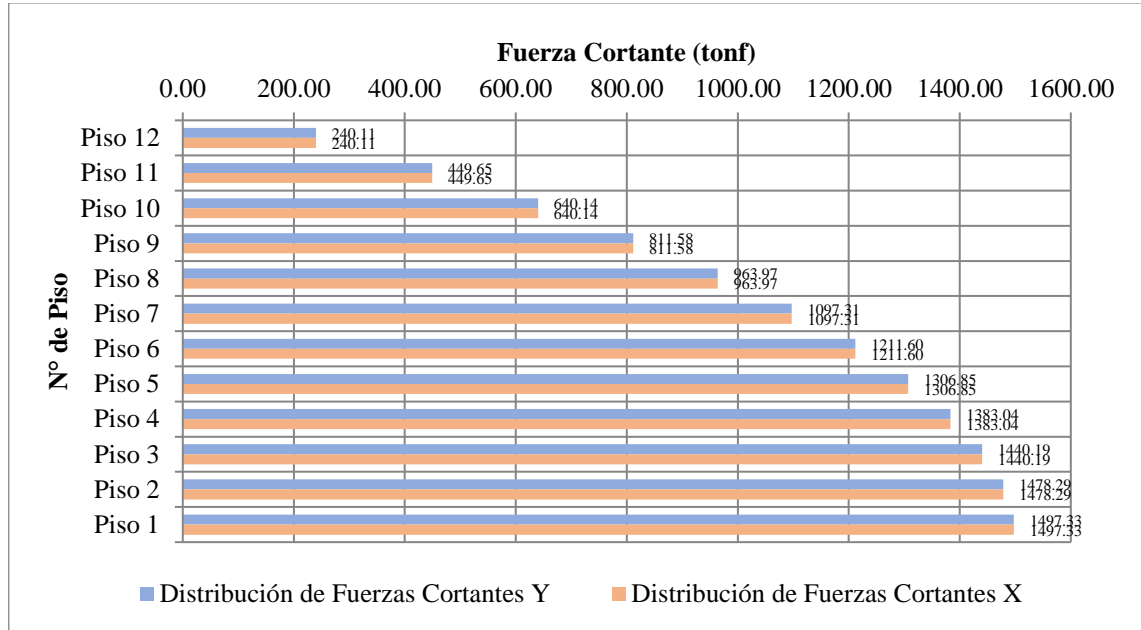
*Fuerzas cortantes acumuladas por piso del Arquetipo B en tonf*



Las fuerzas cortantes acumuladas del Arquetipo B en la dirección de análisis X y Y, no difieren, como el caso expuesto previamente, esto debido a que en ambas direcciones se aplicó el mismo coeficiente sísmico en su evaluación.

**Figura 30**

*Fuerzas cortantes acumuladas por piso del Arquetipo C en tonf*



Las fuerzas cortantes acumuladas del Arquetipo C en la dirección de análisis X y Y, no difieren, como el caso descrito anteriormente, esto debido a que en ambas direcciones se aplicó el mismo coeficiente sísmico en su evaluación.

**5.2.1.3. Distribución de fuerzas sísmicas.**

Para la distribución de las fuerzas sísmicas se tomó las siguientes expresiones del Artículo 28 de la Norma E.030:

$$F_i = \alpha_1 \times V \tag{7}$$

$$\alpha_1 = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \tag{8}$$

Donde n es el número de pisos, y k el exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración (T). Cabe mencionar que el presente análisis aplica en ambas direcciones, esto se evidencia a través de las Figuras 31-33. Por otro lado, en las Tablas 21-23, se muestran los cálculos de la distribución de las fuerzas sísmicas en los Arquetipos A, B, y C.



**Tabla 21**

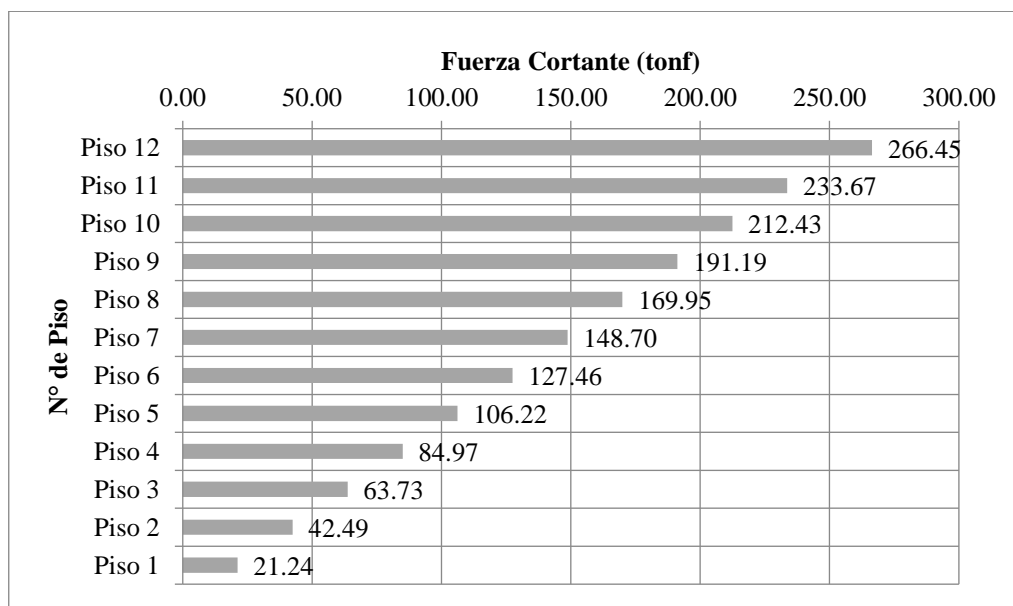
*Cálculo de distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y del Arquetipo A*

Piso	Pi (tonf)	hei (m)	hi (m)	Pi.hi <sup>k</sup>	$\alpha_i$	Fi (tonf)
Piso 12	514.79	3.00	36	18532.33	0.16	266.45
Piso 11	492.51	3.00	33	16252.90	0.14	233.67
Piso 10	492.51	3.00	30	14775.36	0.13	212.43
Piso 9	492.51	3.00	27	13297.82	0.11	191.19
Piso 8	492.51	3.00	24	11820.29	0.10	169.95
Piso 7	492.51	3.00	21	10342.75	0.09	148.70
Piso 6	492.51	3.00	18	8865.22	0.08	127.46
Piso 5	492.51	3.00	15	7387.68	0.06	106.22
Piso 4	492.51	3.00	12	5910.14	0.05	84.97
Piso 3	492.51	3.00	9	4432.61	0.04	63.73
Piso 2	492.51	3.00	6	2955.07	0.03	42.49
Piso 1	492.51	3.00	3	1477.54	0.01	21.24
Totales	5932.419			116049.72		

La distribución de fuerzas sísmicas en el Arquetipo A, resultaron ser las mayores en comparación a los otros modelos estructurales propuestos, siendo la fuerza sísmica en el último piso la de mayor valor (266.45 tonf). De este modo, acumulando dichas fuerzas, se obtuvieron las fuerzas cortantes basales descritas en la Figura 28.

**Figura 31**

*Distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y Arquetipo A*



La distribución de las fuerzas sísmicas del Arquetipo A es la misma para ambas direcciones de análisis, habiendo sido la cortante en el último piso (266.45 tonf) la mayor en comparación a los otros modelos estructurales.

**Tabla 22**

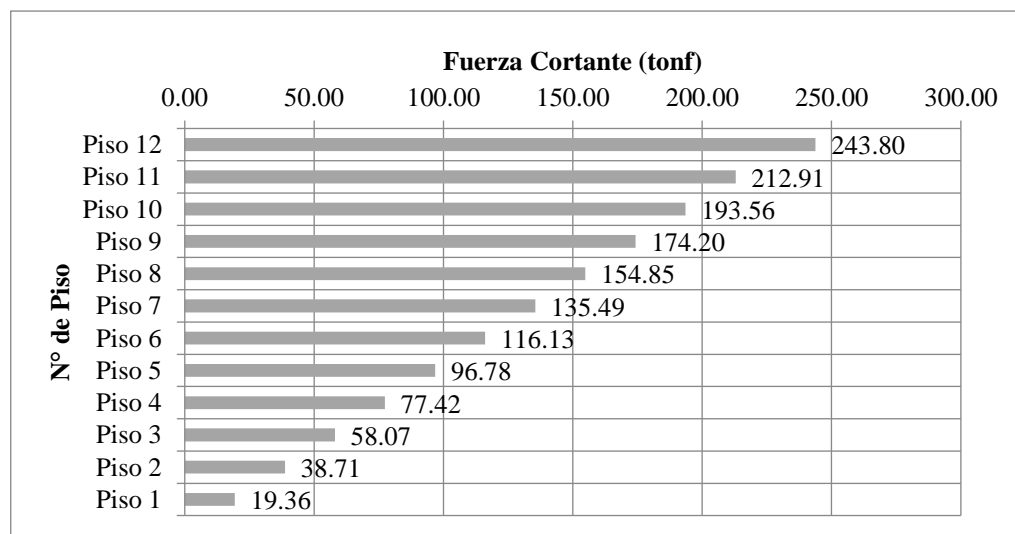
*Cálculo de distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y del Arquetipo B*

Piso	Pi (tonf)	hei (m)	hi (m)	Pi.hi <sup>k</sup>	$\alpha_i$	Fi (tonf)
Piso 12	471.17	3.00	36	16962.03	0.16	243.80
Piso 11	448.89	3.00	33	14813.46	0.14	212.91
Piso 10	448.89	3.00	30	13466.78	0.13	193.56
Piso 9	448.89	3.00	27	12120.10	0.11	174.20
Piso 8	448.89	3.00	24	10773.42	0.10	154.85
Piso 7	448.89	3.00	21	9426.74	0.09	135.49
Piso 6	448.89	3.00	18	8080.07	0.08	116.13
Piso 5	448.89	3.00	15	6733.39	0.06	96.78
Piso 4	448.89	3.00	12	5386.71	0.05	77.42
Piso 3	448.89	3.00	9	4040.03	0.04	58.07
Piso 2	448.89	3.00	6	2693.36	0.03	38.71
Piso 1	448.89	3.00	3	1346.68	0.01	19.36
Totales	5408.986			105842.77		

La distribución de fuerzas sísmicas en el Arquetipo B se obtuvo como fuerza sísmica en el último piso: 243.80 tonf. Adicionalmente, acumulando dichas fuerzas, se obtuvieron las fuerzas cortantes basales descritas en la Figura 29.

**Figura 32**

*Distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y Arquetipo B*



La distribución de las fuerzas sísmicas del Arquetipo B es la misma para ambas direcciones de análisis.

**Tabla 23**

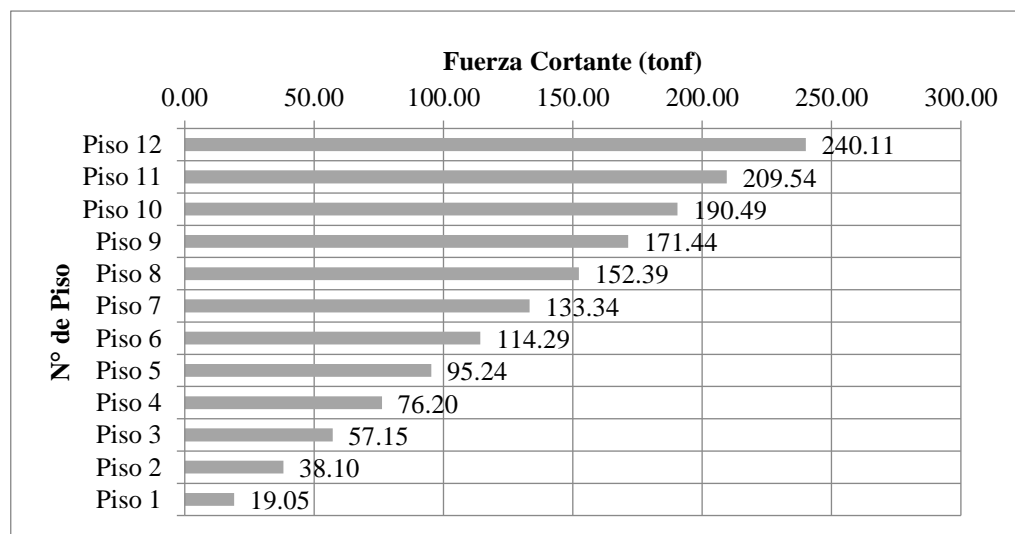
*Cálculo de distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y del Arquetipo C*

Piso	Pi (tonf)	hei (m)	hi (m)	Pi.hi <sup>k</sup>	$\alpha_i$	Fi (tonf)
Piso 12	464.07	3.00	36	16706.64	0.16	240.11
Piso 11	441.80	3.00	33	14579.34	0.14	209.54
Piso 10	441.80	3.00	30	13253.95	0.13	190.49
Piso 9	441.80	3.00	27	11928.55	0.11	171.44
Piso 8	441.80	3.00	24	10603.16	0.10	152.39
Piso 7	441.80	3.00	21	9277.76	0.09	133.34
Piso 6	441.80	3.00	18	7952.37	0.08	114.29
Piso 5	441.80	3.00	15	6626.97	0.06	95.24
Piso 4	441.80	3.00	12	5301.58	0.05	76.20
Piso 3	441.80	3.00	9	3976.18	0.04	57.15
Piso 2	441.80	3.00	6	2650.79	0.03	38.10
Piso 1	441.80	3.00	3	1325.39	0.01	19.05
Totales	5323.855			104182.71		

La distribución de fuerzas sísmicas en el Arquetipo C, resultaron ser las menores en comparación a los otros modelos estructurales propuestos, siendo la fuerza sísmica en el último piso: 240.11 tonf. De este modo, acumulando dichas fuerzas, se obtuvieron las fuerzas cortantes basales descritas en la Figura 30.

**Figura 33**

*Distribución de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y Arquetipo C*



La distribución de las fuerzas sísmicas del Arquetipo C es la misma para ambas direcciones de análisis.

#### 5.2.1.4. Desplazamientos totales por piso (centros de masa de diafragma)

Habiendo analizado estáticamente los tres arquetipos de sistema metálico estructural de rejilla rígida perimetral, a continuación, en la Tabla 24, se presentaron los datos extraídos del *software* utilizado en cuanto a los desplazamientos totales por piso de los centros de masa de cada diafragma. Asimismo, cabe mencionar que los desplazamientos mostrados no son los reales, los mismos se presentaron con el único fin de hacer una preevaluación de la respuesta sísmica de los tres modelamientos, puesto que lo que se hizo en esta sección fue apenas un análisis parcial de la presente investigación.

**Tabla 24**

*Desplazamientos totales por centros de masa de diafragma en los Arquetipos A, B y C en mm*

Piso	Diafragma	Arquetipo A		Arquetipo B		Arquetipo C	
		Desp. en X (mm)	Desp. en Y (mm)	Desp. en X (mm)	Desp. en Y (mm)	Desp. en X (mm)	Desp. en Y (mm)
12	D12	4.58	4.68	4.76	4.80	6.64	6.69
11	D11	4.39	4.50	4.61	4.68	6.45	6.52
10	D10	4.15	4.27	4.35	4.39	6.15	6.21
9	D9	3.86	3.98	4.06	4.12	5.77	5.83
8	D8	3.52	3.63	3.69	3.74	5.28	5.34
7	D7	3.13	3.24	3.30	3.35	4.74	4.81
6	D6	2.70	2.81	2.84	2.89	4.13	4.19
5	D5	2.25	2.35	2.39	2.44	3.49	3.55
4	D4	1.77	1.87	1.89	1.94	2.78	2.84
3	D3	1.27	1.38	1.39	1.44	2.06	2.11
2	D2	0.77	0.88	0.86	0.90	1.31	1.37
1	D1	0.29	0.36	0.32	0.36	0.54	0.61

En primera instancia, habiendo aplicado el análisis estático a los tres arquetipos propuestos, se puede observar que los desplazamientos máximos en los centros de masa de diafragma, presentados en el último piso en cada dirección de análisis, pertenecen al

Arquetipo C, seguido por los Arquetipos B y A, siendo los desplazamientos laterales en A los de menor valor.

## 5.2.2. Análisis dinámico modal espectral

### 5.2.2.1. Espectro inelástico de pseudo aceleraciones ( $S_a$ )

Para determinar estos valores se asignó valores a T desde 0s a 5s incrementando cada 0.1s. Asimismo, con estos valores se calculó el factor de amplificación sísmica (C) con las fórmulas previamente mencionadas según la Norma E.030, Artículo 14. Eventualmente, usando la fórmula presentada en el Artículo 29.2.1. de la norma en mención, se procedieron a calcular las pseudo aceleraciones en función al periodo establecido.

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (9)$$

A continuación, en la Tabla 25 se muestran los parámetros sísmicos para el cálculo del espectro inelástico de pseudo aceleraciones usado para el análisis dinámico modal espectral de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 25**

*Parámetros sísmicos para el cálculo del espectro inelástico de pseudo aceleraciones – Arquetipos A, B, y C*

Parámetros sísmicos	Valores
Z	0.45
U	1.00
S	1.00
T <sub>p</sub>	0.40
T <sub>L</sub>	2.50
R <sub>0x</sub>	4.00
R <sub>0y</sub>	4.00
I <sub>a</sub>	1.00
I <sub>p</sub>	1.00
ZUS/R <sub>x</sub>	0.1125
ZUS/R <sub>y</sub>	0.1125

Tanto los parámetros de sitio, establecidos mediante la Norma E.030, como la regularidad estructural en planta y en altura en ambas direcciones de análisis, fueron los mismos. De esta manera, como se muestra en la Tabla 26, se procedió con la aplicación de la Fórmula 9 y se calcularon las pseudo aceleraciones componentes del espectro inelástico.

**Tabla 26**

*Espectro inelástico de pseudo aceleraciones en las direcciones X y Y – Arquetipos A, B, y C*

T	C	Sax	Say
0	2.50	0.28125	0.28125
0.1	2.50	0.28125	0.28125
0.2	2.50	0.28125	0.28125
0.3	2.50	0.28125	0.28125
0.4	2.50	0.28125	0.28125
0.5	2.00	0.225	0.225
0.6	1.67	0.1875	0.1875
0.7	1.43	0.16071429	0.16071429
0.8	1.25	0.140625	0.140625
0.9	1.11	0.125	0.125
1	1.00	0.1125	0.1125
1.1	0.91	0.10227273	0.10227273
1.2	0.83	0.09375	0.09375
1.3	0.77	0.08653846	0.08653846
1.4	0.71	0.08035714	0.08035714
1.5	0.67	0.075	0.075
1.6	0.63	0.0703125	0.0703125
1.7	0.59	0.06617647	0.06617647
1.8	0.56	0.0625	0.0625
1.9	0.53	0.05921053	0.05921053
2	0.50	0.05625	0.05625
2.1	0.48	0.05357143	0.05357143
2.2	0.45	0.05113636	0.05113636
2.3	0.43	0.04891304	0.04891304
2.4	0.42	0.046875	0.046875
2.5	0.40	0.045	0.045
2.6	0.37	0.04160503	0.04160503
2.7	0.34	0.03858025	0.03858025
2.8	0.32	0.03587372	0.03587372
2.9	0.30	0.03344233	0.03344233
3	0.28	0.03125	0.03125
3.1	0.26	0.02926639	0.02926639
3.2	0.24	0.02746582	0.02746582
3.3	0.23	0.02582645	0.02582645
3.4	0.22	0.02432958	0.02432958
3.5	0.20	0.02295918	0.02295918
3.6	0.19	0.02170139	0.02170139
3.7	0.18	0.02054419	0.02054419
3.8	0.17	0.01947715	0.01947715
3.9	0.16	0.01849112	0.01849112
4	0.16	0.01757813	0.01757813
4.1	0.15	0.01673111	0.01673111
4.2	0.14	0.01594388	0.01594388

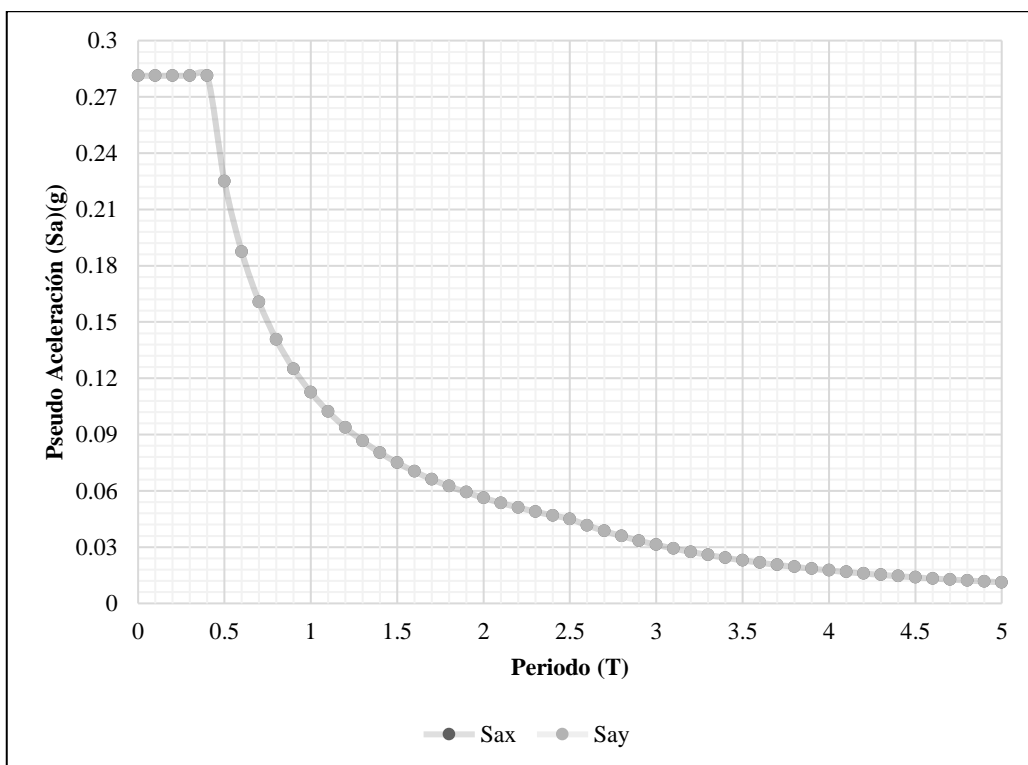
4.3	0.14	0.01521092	0.01521092
4.4	0.13	0.01452738	0.01452738
4.5	0.12	0.01388889	0.01388889
4.6	0.12	0.01329159	0.01329159
4.7	0.11	0.01273201	0.01273201
4.8	0.11	0.01220703	0.01220703
4.9	0.10	0.01171387	0.01171387
5	0.10	0.01125	0.01125

*Nota.* Cabe mencionar, como los parámetros sísmicos son los mismos para los tres Arquetipos, los valores del espectro inelástico de pseudo aceleraciones tampoco varían entre modelos.

Los valores de pseudo aceleraciones, junto a los periodos, se digitaron dentro de la función de espectro, herramienta del *software* ETABS v20. Asimismo, en la Figura 34, se muestra el espectro de pseudo aceleraciones aplicado para el análisis dinámico modal espectral de los Arquetipos A, B y C en ambas direcciones de análisis.

### Figura 34

*Espectro de pseudo aceleraciones en las direcciones X y Y - Arquetipos A, B y C*



El espectro de pseudo aceleraciones aplicado para el análisis dinámico de la presente investigación, se comparte para la evaluación de cada arquetipo y para cada dirección de análisis, esto debido a los mismos parámetros sísmicos y de regularidad estructural.

### 5.2.2.2. Modos de vibración, periodos naturales y masas participantes

Para la determinación de los modos de vibración se procedió a configurar un caso de carga modal en el *software*, de este modo se establecieron 3 modos de vibración por cada piso de la estructura, determinando así 36 modos para cada arquetipo. Consiguientemente, se verificó que la suma de las masas participantes de los mismos superara el 90% de la masa total de la estructura para cada modelamiento en ambas direcciones de análisis de acuerdo con la Norma E.030, de esta manera además se establecieron los modos más predominantes de acuerdo con su masa participativa y se determinaron los periodos correspondientes para cada dirección. En la Tabla 27, se muestran los modos de vibración, periodos naturales y masas participativas de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 27**

*Modos de vibración, periodos naturales y masas participativas de los Arquetipos A, B y C*

Modo	Arquetipo A			Arquetipo B			Arquetipo C		
	T (sec)	UX	UY	T (sec)	UX	UY	T (sec)	UX	UY
1	0.200	0.000	0.806	0.203	0.000	0.807	0.242	0.000	0.820
2	0.196	0.795	0.000	0.202	0.802	0.000	0.241	0.815	0.000
3	0.111	0.000	0.000	0.114	0.000	0.000	0.142	0.000	0.000
4	0.066	0.000	0.112	0.070	0.000	0.111	0.082	0.000	0.104
5	0.065	0.112	0.000	0.068	0.111	0.000	0.081	0.104	0.000
6	0.039	0.000	0.034	0.043	0.000	0.030	0.049	0.000	0.034
7	0.037	0.000	0.000	0.041	0.032	0.000	0.048	0.034	0.000
8	0.037	0.035	0.000	0.040	0.000	0.000	0.048	0.000	0.000
9	0.029	0.000	0.017	0.034	0.000	0.011	0.037	0.000	0.015
10	0.026	0.019	0.000	0.031	0.014	0.000	0.036	0.016	0.000
11	0.023	0.000	0.000	0.031	0.000	0.002	0.031	0.000	0.009
12	0.023	0.000	0.010	0.027	0.000	0.000	0.030	0.000	0.000
13	0.020	0.012	0.000	0.027	0.000	0.038	0.029	0.009	0.000
14	0.019	0.000	0.006	0.026	0.006	0.000	0.027	0.000	0.015
15	0.017	0.000	0.000	0.025	0.000	0.000	0.025	0.000	0.000
17	0.016	0.008	0.000	0.023	0.000	0.000	0.024	0.013	0.000
18	0.016	0.000	0.005	0.022	0.007	0.000	0.023	0.000	0.000

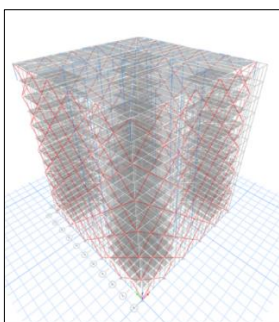


19	0.014	0.000	0.000	0.022	0.000	0.000	0.023	0.004	0.000
20	0.014	0.000	0.004	0.021	0.025	0.000	0.020	0.000	0.001
21	0.013	0.006	0.000	0.020	0.000	0.000	0.020	0.000	0.000
22	0.013	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000	0.019	0.000	0.001
23	0.012	0.000	0.003	0.017	0.000	0.000	0.018	0.001	0.000
24	0.012	0.000	0.000	0.017	0.000	0.000	0.018	0.000	0.000
25	0.012	0.004	0.000	0.016	0.000	0.000	0.018	0.000	0.001
26	0.011	0.000	0.001	0.016	0.001	0.000	0.017	0.000	0.000
27	0.011	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	0.017	0.001	0.000
28	0.011	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000
29	0.011	0.000	0.001	0.014	0.001	0.000	0.016	0.000	0.000
30	0.011	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000	0.015	0.001	0.000
31	0.011	0.002	0.000	0.013	0.000	0.000	0.014	0.001	0.000
32	0.011	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000
33	0.011	0.000	0.000	0.013	0.001	0.000	0.014	0.000	0.000
34	0.010	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000
35	0.010	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000
36	0.010	0.001	0.000	0.012	0.001	0.000	0.013	0.000	0.000
$\Sigma$ Masa Total		99.280 %	99.730 %		99.930 %	99.983 %		99.980 %	99.960 %

Las masas participativas de los dos primeros modos de cada arquetipo planteado suman más del 75% de la masa total, siendo los más predominantes de los 36 modos de vibración, representando en su totalidad más del 90% de la masa total de cada estructura. En esa misma línea, en las Figuras 35-40, se aprecian las vistas en 3D de las primeras y segundas formas de modo de los Arquetipos A, B y C.

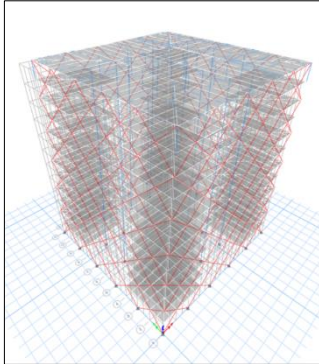
### Figura 35

*Primera forma de modo del Arquetipo A*



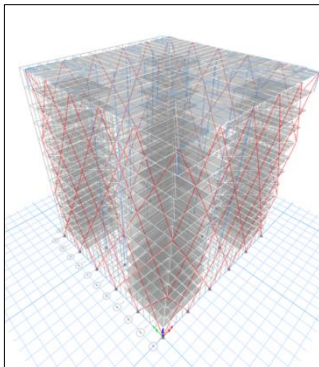
**Figura 36**

*Segunda forma de modo  
del Arquetipo A*



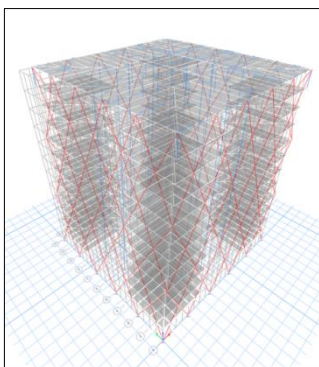
**Figura 37**

*Primera forma de modo  
del Arquetipo B*



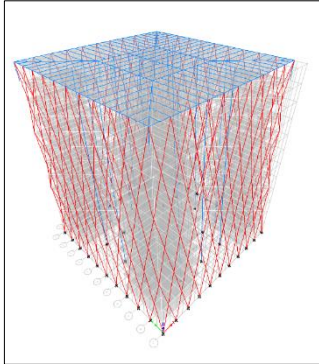
**Figura 38**

*Segunda forma de modo  
del Arquetipo B*



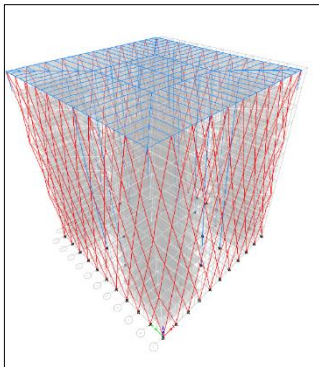
### **Figura 39**

*Primera forma de modo  
del Arquetipo C*



### **Figura 40**

*Segunda forma de modo  
del Arquetipo C*



Cabe mencionar que, se mostraron únicamente las primeras y segundas formas de modo de los tres modelos estructurales propuestos debido a que fueron los más predominantes de los 36 modos calculados para cada arquetipo.

#### **5.2.2.3. Verificación de irregularidades en planta y en altura**

Según la norma E.030 las estructuras se clasifican de regulares e irregulares con el fin de cumplir las restricciones del Artículo 21 donde se menciona que las estructuras pertenecientes a la categoría de edificaciones comunes, como en este caso de estudio, ubicadas en zona 4 y 3 no deben presentar irregularidades extremas.

Para el cálculo de la verificación de irregularidades, en el *software* ETABS v20 se crearon nuevos casos de carga tanto en la dirección en X como en Y, llamados “Sismo X” y “Sismo Y”, en los mismos además se cargó y estableció el espectro de pseudo

aceleraciones calculado anteriormente, para consecuentemente con el análisis sísmico dinámico y obtener los datos de desplazamientos y fuerzas cortantes.

a) Irregularidad en altura

La irregularidad de rigidez (piso blando) se da cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% del promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Mientras la irregularidad en condición extrema (piso débil) se da cuando la resistencia de un entrepiso a fuerzas cortantes es inferior al 80% al del entrepiso inmediato superior. En las Tablas 28-33, se muestran los análisis de irregularidades de rigidez en las direcciones de análisis X y Y de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 28***Irregularidad de rigidez del Arquetipo A en dirección X*

Piso	Desp. Absoluto (mm)	Desp. Absoluto (m)	Desp. Relativo (m)	Vx (tonf)	Rigidez Lateral Ki (tonf/m)	Caso I	Caso II	Verificación			
								Caso I	Caso II	Irregularidad Extrema	
12	7.323	0.003587	0.000142	189.5893	1335135.915						
11	7.288	0.003445	0.000175	372.3127	2127501.143	159%		No Presenta		No Presenta	
10	6.816	0.00327	0.000222	539.954	2432225.225	114%		No Presenta		No Presenta	
9	6.076	0.003048	0.000262	692.2044	2642001.527	109%	134%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
8	5.589	0.002786	0.000301	829.224	2754897.010	104%	115%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
7	4.969	0.002485	0.000332	951.0095	2864486.446	104%	110%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
6	4.174	0.002153	0.000359	1057.5671	2945869.359	103%	107%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
5	3.553	0.001794	0.000379	1148.4116	3030109.763	103%	106%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
4	2.844	0.001415	0.000394	1222.8232	3103612.183	102%	105%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
3	1.98	0.001021	0.000401	1279.3354	3190362.594	103%	105%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
2	1.171	0.00062	0.000384	1316.2086	3427626.563	107%	110%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
1	0.423	0.000236	0.000236	1331.817	5643292.373	165%	174%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de rigidez del Arquetipo A en la dirección X es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de rigidez presentadas en la Norma E.030 (Caso I, II e irregularidad extrema), en la dirección de análisis X, el Arquetipo A demostró ser regular. Asimismo, cabe mencionar, que se realizó este análisis de irregularidad con los resultados de desplazamientos laterales en el centro de masa de diafragma y fuerzas cortantes de entrepiso.

**Tabla 29***Irregularidad de rigidez del Arquetipo A en dirección Y*

Piso	Desp. Absoluto (mm)	Desp. Absoluto (m)	Desp. Relativo (m)	Vy (tonf)	Rigidez Lateral Ki (tonf/m)	Caso I	Caso II	Verificación			
								Caso I	Caso II	Irregularidad Extrema	
12	3.689	0.003689	0.000133	187.5052	1409813.534						
11	3.556	0.003556	0.000173	370.9423	2144175.145	152%		No Presenta		No Presenta	
10	3.383	0.003383	0.000223	539.5683	2419588.789	113%		No Presenta		No Presenta	
9	3.16	0.00316	0.000263	692.8506	2634412.928	109%	132%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
8	2.897	0.002897	0.000304	831.0617	2733755.592	104%	114%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
7	2.593	0.002593	0.000334	954.2051	2856901.497	105%	110%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
6	2.259	0.002259	0.000362	1062.3773	2934743.923	103%	107%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
5	1.897	0.001897	0.000382	1155.0877	3023789.791	103%	106%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
4	1.515	0.001515	0.000398	1231.7915	3094953.518	102%	105%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
3	1.117	0.001117	0.000404	1291.119	3195839.109	103%	106%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
2	0.713	0.000713	0.000416	1331.5685	3200885.817	100%	103%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
1	0.297	0.000297	0.000297	1350.0001	4545454.882	142%	144%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de rigidez del Arquetipo A en la dirección Y es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de rigidez presentadas en la Norma E.030 (Caso I, II e irregularidad extrema), en la dirección de análisis Y, el Arquetipo A demostró ser regular.

**Tabla 30***Irregularidad de rigidez del Arquetipo B en dirección X*

Piso	Desp. Absoluto (mm)	Desp. Absoluto (m)	Desp. Relativo (m)	Vx (tonf)	Rigidez Lateral Ki (tonf/m)	Caso I	Caso II	Verificación			
								Caso I	Caso II	Irregularidad Extrema	
12	7.323	0.003746	0.000116	175.3974	1512046.552						
11	7.288	0.00363	0.000196	344.1633	1755935.204	116%		No Presenta		No Presenta	
10	6.816	0.003434	0.000215	497.0705	2311955.814	132%		No Presenta		No Presenta	
9	6.076	0.003219	0.000283	636.6665	2249704.947	97%	121%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
8	5.589	0.002936	0.000305	761.8253	2497787.869	111%	119%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
7	4.969	0.002631	0.000353	873.4765	2474437.677	99%	105%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
6	4.174	0.002278	0.000355	970.9093	2734955.775	111%	114%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
5	3.553	0.001923	0.000394	1055.1934	2678155.838	98%	104%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
4	2.844	0.001529	0.000401	1124.3197	2803789.776	105%	107%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
3	1.98	0.001128	0.000434	1178.4256	2715266.359	97%	99%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
2	1.171	0.000694	0.000436	1213.3255	2782856.651	102%	102%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
1	0.423	0.000258	0.000258	1228.568	4761891.473	171%	172%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de rigidez del Arquetipo B en la dirección X es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de rigidez presentadas en la Norma E.030 (Caso I, II e irregularidad extrema), en la dirección de análisis X, el Arquetipo B demostró ser regular.

**Tabla 31***Irregularidad de rigidez del Arquetipo B en dirección Y*

Piso	Desp. Absoluto (mm)	Desp. Absoluto (m)	Desp. Relativo (m)	Vx (tonf)	Rigidez Lateral Ki (tonf/m)	Caso I	Caso II	Verificación			
								Caso I	Caso II	Irregularidad Extrema	
12	3.788	0.003788	9.4E-05	173.4632	1845353.191						
11	3.694	0.003694	0.000214	343.8784	1606908.411	87%		No Presenta		No Presenta	
10	3.48	0.00348	0.000206	497.0019	2412630.583	150%		No Presenta		No Presenta	
9	3.274	0.003274	0.000293	637.0752	2174318.089	90%	111%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
8	2.981	0.002981	0.000298	762.5196	2558790.604	118%	124%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
7	2.683	0.002683	0.000362	874.7698	2416491.16	94%	101%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
6	2.321	0.002321	0.000347	972.6847	2803125.937	116%	118%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
5	1.974	0.001974	0.000403	1057.7956	2624802.978	94%	101%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
4	1.571	0.001571	0.0004	1127.721	2819302.5	107%	108%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
3	1.171	0.001171	0.000433	1183.0785	2732282.91	97%	99%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
2	0.738	0.000738	0.000444	1219.3007	2746172.748	101%	101%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
1	0.294	0.000294	0.000294	1236.5339	4205897.619	153%	152%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de rigidez del Arquetipo B en la dirección Y es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de rigidez presentadas en la Norma E.030 (Caso I, II e irregularidad extrema), en la dirección de análisis Y, el Arquetipo B demostró ser regular.



**Tabla 32***Irregularidad de rigidez del Arquetipo C en dirección X*

Piso	Desp. Absoluto (mm)	Desp. Absoluto (m)	Desp. Relativo (m)	Vx (tonf)	Rigidez Lateral Ki (tonf/m)	Caso I	Caso II	Verificación			
								Caso I	Caso II	Irregularidad Extrema	
12	7.323	0.00526	0.00013	172.5286	1327143.077						
11	7.288	0.00513	0.00023	336.2458	1461938.261	110%					
10	6.816	0.0049	0.00029	486.9307	1679071.379	115%		No Presenta		No Presenta	
9	6.076	0.00461	0.00037	625.4355	1690366.216	101%	113%	No Presenta		No Presenta	
8	5.589	0.00424	0.00041	750.7058	1830989.756	108%	114%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
7	4.969	0.00383	0.00048	863.2359	1798408.125	98%	104%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
6	4.174	0.00335	0.00051	962.2457	1886756.275	105%	106%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
5	3.553	0.00284	0.00057	1047.8643	1838358.421	97%	100%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
4	2.844	0.00227	0.00058	1118.3773	1928236.724	105%	105%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
3	1.98	0.00169	0.00062	1173.2216	1892292.903	98%	100%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
2	1.171	0.00107	0.00062	1210.0379	1951674.032	103%	103%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
1	0.423	0.00045	0.00045	1226.9944	2726654.222	140%	142%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de rigidez del Arquetipo C en la dirección X es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de rigidez presentadas en la Norma E.030 (Caso I, II e irregularidad extrema), en la dirección de análisis X, el Arquetipo C demostró ser regular.

**Tabla 33***Irregularidad de rigidez del Arquetipo C en dirección Y*

Piso	Desp. Absoluto (mm)	Desp. Absoluto (m)	Desp. Relativo (m)	Vx (tonf)	Rigidez Lateral Ki (tonf/m)	Caso I	Caso II	Verificación			
								Caso I	Caso II	Irregularidad	Extrema
12	5.32	0.00532	0.00013	171.5317	1319474.615						
11	5.19	0.00519	0.00023	336.112	1461356.522	111%					
10	4.96	0.00496	0.00028	486.974	1739192.857	119%		No Presenta		No Presenta	
9	4.68	0.00468	0.00038	625.8615	1647003.947	95%	109%	No Presenta		No Presenta	
8	4.3	0.0043	0.00041	751.4598	1832828.78	111%	113%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
7	3.89	0.00389	0.00048	864.4651	1800968.958	98%	104%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
6	3.41	0.00341	0.00051	963.9811	1890159.02	105%	107%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
5	2.9	0.0029	0.00057	1050.3015	1842634.211	97%	100%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
4	2.33	0.00233	0.00059	1121.5842	1900990.169	103%	103%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
3	1.74	0.00174	0.00061	1177.3662	1930108.525	102%	103%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
2	1.13	0.00113	0.00063	1215.4879	1929345.873	100%	102%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta
1	0.5	0.0005	0.0005	1234.2237	2468447.4	128%	129%	No Presenta	No Presenta	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de rigidez del Arquetipo C en la dirección Y es  $I_a=1$

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de rigidez presentadas en la Norma E.030 (Caso I, II e irregularidad extrema), en la dirección de análisis Y, el Arquetipo C demostró ser regular. De este modo, habiendo realizado el análisis de irregularidades en las dos direcciones de análisis, se demostró que los Arquetipos A, B y C son regulares en altura de acuerdo su rigidez.

Por otro lado, las irregularidades de resistencia se dan cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. En el caso de irregularidad extrema, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. De esta manera, en las Tablas 34-39, se muestran los análisis de irregularidades de resistencia en las direcciones de análisis X y Y de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 34**

*Irregularidad de resistencia del Arquetipo A en dirección X*

Piso	Carga	Ubicación	Vx(tonf)	Caso I	Verificación	Irregularidad Extrema
12	Sismo X	Bottom	189.5893			
11	Sismo X	Bottom	372.3127	196%	No Presenta	No Presenta
10	Sismo X	Bottom	539.954	145%	No Presenta	No Presenta
9	Sismo X	Bottom	692.2044	128%	No Presenta	No Presenta
8	Sismo X	Bottom	829.224	120%	No Presenta	No Presenta
7	Sismo X	Bottom	951.0095	115%	No Presenta	No Presenta
6	Sismo X	Bottom	1057.5671	111%	No Presenta	No Presenta
5	Sismo X	Bottom	1148.4116	109%	No Presenta	No Presenta
4	Sismo X	Bottom	1222.8232	106%	No Presenta	No Presenta
3	Sismo X	Bottom	1279.3354	105%	No Presenta	No Presenta
2	Sismo X	Bottom	1316.2086	103%	No Presenta	No Presenta
1	Sismo X	Bottom	1331.817	101%	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de resistencia del Arquetipo A en la dirección X es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de resistencia presentadas en la Norma E.030 (Caso I e irregularidad extrema), en la dirección de análisis X, el Arquetipo A demostró ser regular. Asimismo, cabe mencionar, que se realizó este análisis de irregularidad únicamente con los resultados de fuerzas cortantes de entrepiso.

**Tabla 35***Irregularidad de resistencia del Arquetipo A en dirección Y*

Piso	Carga	Ubicación	Vy(tonf)	Caso I	Verificación	Irregularidad Extrema
12	Sismo Y	Bottom	187.5052			
11	Sismo Y	Bottom	370.9423	198%	No Presenta	No Presenta
10	Sismo Y	Bottom	539.5683	145%	No Presenta	No Presenta
9	Sismo Y	Bottom	692.8506	128%	No Presenta	No Presenta
8	Sismo Y	Bottom	831.0617	120%	No Presenta	No Presenta
7	Sismo Y	Bottom	954.2051	115%	No Presenta	No Presenta
6	Sismo Y	Bottom	1062.3773	111%	No Presenta	No Presenta
5	Sismo Y	Bottom	1155.0877	109%	No Presenta	No Presenta
4	Sismo Y	Bottom	1231.7915	107%	No Presenta	No Presenta
3	Sismo Y	Bottom	1291.119	105%	No Presenta	No Presenta
2	Sismo Y	Bottom	1331.5685	103%	No Presenta	No Presenta
1	Sismo Y	Bottom	1350.0001	101%	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de resistencia del Arquetipo A en la dirección Y es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de resistencia presentadas en la Norma E.030 (Caso I e irregularidad extrema), en la dirección de análisis Y, el Arquetipo A demostró ser regular.

**Tabla 36***Irregularidad de resistencia del Arquetipo B en dirección X*

Piso	Carga	Ubicación	Vx(tonf)	Caso I	Verificación	Irregularidad Extrema
12	Sismo X	Bottom	175.3974			
11	Sismo X	Bottom	344.1633	196%	No Presenta	No Presenta
10	Sismo X	Bottom	497.0705	144%	No Presenta	No Presenta
9	Sismo X	Bottom	636.6665	128%	No Presenta	No Presenta
8	Sismo X	Bottom	761.8253	120%	No Presenta	No Presenta
7	Sismo X	Bottom	873.4765	115%	No Presenta	No Presenta
6	Sismo X	Bottom	970.9093	111%	No Presenta	No Presenta
5	Sismo X	Bottom	1055.1934	109%	No Presenta	No Presenta
4	Sismo X	Bottom	1124.3197	107%	No Presenta	No Presenta
3	Sismo X	Bottom	1178.4256	105%	No Presenta	No Presenta
2	Sismo X	Bottom	1213.3255	103%	No Presenta	No Presenta
1	Sismo X	Bottom	1228.568	101%	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de resistencia del Arquetipo B en la dirección X es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de resistencia presentadas en la Norma E.030 (Caso I e irregularidad extrema), en la dirección de análisis X, el Arquetipo B demostró ser regular.

**Tabla 37***Irregularidad de resistencia del Arquetipo B en dirección Y*

Piso	Carga	Ubicación	Vy(tonf)	Caso I	Verificación	Irregularidad Extrema
12	Sismo Y	Bottom	173.4632			
11	Sismo Y	Bottom	343.8784	198%	No Presenta	No Presenta
10	Sismo Y	Bottom	497.0019	145%	No Presenta	No Presenta
9	Sismo Y	Bottom	637.0752	128%	No Presenta	No Presenta
8	Sismo Y	Bottom	762.5196	120%	No Presenta	No Presenta
7	Sismo Y	Bottom	874.7698	115%	No Presenta	No Presenta
6	Sismo Y	Bottom	972.6847	111%	No Presenta	No Presenta
5	Sismo Y	Bottom	1057.7956	109%	No Presenta	No Presenta
4	Sismo Y	Bottom	1127.721	107%	No Presenta	No Presenta
3	Sismo Y	Bottom	1183.0785	105%	No Presenta	No Presenta
2	Sismo Y	Bottom	1219.3007	103%	No Presenta	No Presenta
1	Sismo Y	Bottom	1236.5339	101%	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de resistencia del Arquetipo B en la dirección Y es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de resistencia presentadas en la Norma E.030 (Caso I e irregularidad extrema), en la dirección de análisis Y, el Arquetipo B demostró ser regular.

**Tabla 38***Irregularidad de resistencia del Arquetipo C en dirección X*

Piso	Carga	Ubicación	Vx(tonf)	Caso I	Verificación	Irregularidad Extrema
12	Sismo X	Bottom	172.5286			
11	Sismo X	Bottom	336.2458	195%	No Presenta	No Presenta
10	Sismo X	Bottom	486.9307	145%	No Presenta	No Presenta
9	Sismo X	Bottom	625.4355	128%	No Presenta	No Presenta
8	Sismo X	Bottom	750.7058	120%	No Presenta	No Presenta
7	Sismo X	Bottom	863.2359	115%	No Presenta	No Presenta
6	Sismo X	Bottom	962.2457	111%	No Presenta	No Presenta
5	Sismo X	Bottom	1047.8643	109%	No Presenta	No Presenta
4	Sismo X	Bottom	1118.3773	107%	No Presenta	No Presenta
3	Sismo X	Bottom	1173.2216	105%	No Presenta	No Presenta
2	Sismo X	Bottom	1210.0379	103%	No Presenta	No Presenta
1	Sismo X	Bottom	1226.9944	101%	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de resistencia del Arquetipo C en la dirección X es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de resistencia presentadas en la Norma E.030 (Caso I e irregularidad extrema), en la dirección de análisis X, el Arquetipo C demostró ser regular.

**Tabla 39***Irregularidad de resistencia del Arquetipo C en dirección Y*

Piso	Carga	Ubicación	Vy(tonf)	Caso I	Verificación	Irregularidad Extrema
12	Sismo Y	Bottom	171.5317			
11	Sismo Y	Bottom	336.112	196%	No Presenta	No Presenta
10	Sismo Y	Bottom	486.974	145%	No Presenta	No Presenta
9	Sismo Y	Bottom	625.8615	129%	No Presenta	No Presenta
8	Sismo Y	Bottom	751.4598	120%	No Presenta	No Presenta
7	Sismo Y	Bottom	864.4651	115%	No Presenta	No Presenta
6	Sismo Y	Bottom	963.9811	112%	No Presenta	No Presenta
5	Sismo Y	Bottom	1050.3015	109%	No Presenta	No Presenta
4	Sismo Y	Bottom	1121.5842	107%	No Presenta	No Presenta
3	Sismo Y	Bottom	1177.3662	105%	No Presenta	No Presenta
2	Sismo Y	Bottom	1215.4879	103%	No Presenta	No Presenta
1	Sismo Y	Bottom	1234.2237	102%	No Presenta	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de resistencia del Arquetipo C en la dirección Y es  $I_a=1$ .

De acuerdo con las condiciones de irregularidad de resistencia presentadas en la Norma E.030 (Caso I e irregularidad extrema), en la dirección de análisis Y, el Arquetipo C demostró ser regular. De este modo, habiendo realizado el análisis de irregularidades en las dos direcciones de análisis, se demostró que los Arquetipos A, B y C son regulares en altura de acuerdo su resistencia. Por otro lado, la irregularidad de masa se da cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. De esta manera, en las Tablas 40-42, se muestran los análisis de irregularidades de masa de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 40***Irregularidad de masa del Arquetipo A*

Piso	Output case	Ubicación	Peso Piso (Tonf)	Caso 1	Verificación
12	Peso (D+0.25L)	Bottom	514.79		
11	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51		
10	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
9	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
8	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
7	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
6	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
5	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
4	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
3	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
2	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta
1	Peso (D+0.25L)	Bottom	492.51	1.00	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de masa del Arquetipo A es  $I_a = 1$ .

De acuerdo con la condición de irregularidad de masa presentada en la Norma E.030 (Caso I), el Arquetipo A demostró ser regular. Asimismo, cabe mencionar, que se realizó este análisis de irregularidad únicamente con los resultados de pesos totales por piso, calculados mediante la combinación de peso estipulada en la normativa, de acuerdo con el tipo de uso de la estructura.

**Tabla 41**

*Irregularidad de masa del Arquetipo B*

Piso	Output case	Ubicación	Peso Piso (Tonf)	Caso 1	Verificación
12	Peso (D+0.25L)	Bottom	471.17		
11	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89		
10	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
9	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
8	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
7	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
6	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
5	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
4	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
3	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
2	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta
1	Peso (D+0.25L)	Bottom	448.89	1.00	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de masa del Arquetipo B es  $I_a = 1$ .

De acuerdo con la condición de irregularidad de masa presentada en la Norma E.030 (Caso I), el Arquetipo B demostró ser regular.

**Tabla 42**

*Irregularidad de masa del Arquetipo C*

Piso	Output case	Ubicación	Peso Piso (Tonf)	Caso 1	Verificación
12	Peso (D+0.25L)	Bottom	464.07		
11	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80		
10	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
9	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
8	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
7	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
6	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
5	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
4	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
3	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
2	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta
1	Peso (D+0.25L)	Bottom	441.80	1.00	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de masa del Arquetipo C es  $I_a = 1$ .

De acuerdo con la condición de irregularidad de masa presentada en la Norma E.030 (Caso I), el Arquetipo C demostró ser regular. De este modo, habiendo realizado el análisis de irregularidades, se demostró que los Arquetipos A, B y C son regulares en altura de acuerdo su masa. Por otro lado, la irregularidad de geometría vertical se da cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. En esa misma línea, en la Tabla 43, se muestra la verificación de irregularidad de geometría vertical de los Arquetipos A, B y C.

**Tabla 43**

*Irregularidad de Geometría Vertical de los Arquetipos A, B y C*

Dirección	L1 (m)	L2 (m)	L1/L2	Verificación
XY	25	25	1	No Presenta

*Nota.* El valor para la irregularidad de geometría vertical de los Arquetipos A, B y C es  $I_a = 1$ .

Siendo el área de planta, cuadrada e igual en cada piso de los arquetipos planteados, se demostró que los Arquetipos A, B y C, son regulares en altura de acuerdo con su geometría vertical. Por otro lado, en el caso de discontinuidad en los sistemas resistentes, cabe aclarar, no aplica para el sistema estructural ya que no se contempla cambio de orientación o por desplazamiento del eje, por lo tanto, el valor de la irregularidad  $I_a = 1$ .

Finalmente, los valores de irregularidad en altura se eligieron en base al menor valor de todos los previamente determinados; tanto en la dirección X y Y, el valor de  $I_a$  es 1 para todos los arquetipos (A, B y C).

b) Irregularidad en planta

Irregularidad torsional se da cuando el máximo desplazamiento relativo en un extremo del edificio, incluyendo excentricidad accidental, es 1.3 veces mayor que el promedio del desplazamiento relativo de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Cabe mencionar, este criterio se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible (0.005) indicado en el artículo 32 de la Norma E0.30. De esta



manera, en la Tabla 44 y 45, se muestran el análisis de irregularidades torsionales en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo A.

**Tabla 44***Irregularidad torsional del Arquetipo A en dirección X*

Piso	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Prom Drift	Ratio	Verificación	Irregularidad Extrema	50% Drift Permissible	Criterio
12	Driftx	Max	D12	0.000175	0.000148	1.179	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
11	Driftx	Max	D11	0.000219	0.000196	1.113	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
10	Driftx	Max	D10	0.000257	0.000236	1.086	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
9	Driftx	Max	D9	0.000295	0.000281	1.05	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
8	Driftx	Max	D8	0.000334	0.000317	1.052	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
7	Driftx	Max	D7	0.000355	0.000345	1.028	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
6	Driftx	Max	D6	0.000387	0.000375	1.033	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
5	Driftx	Max	D5	0.000396	0.000388	1.021	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
4	Driftx	Max	D4	0.000416	0.000406	1.026	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
3	Driftx	Max	D3	0.000415	0.000401	1.035	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
2	Driftx	Max	D2	0.000405	0.000389	1.043	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
1	Driftx	Max	D1	0.00028	0.000258	1.084	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica

*Nota.* El máximo desplazamiento de cada entrepiso no es mayor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto, este criterio no aplica y el valor de la irregularidad en la dirección X del Arquetipo A es  $I_p = 1$ .

En el Arquetipo A, dirección Y, no aplica la condición de irregularidad torsional ya que ninguno de los valores del máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso supera el 50% del desplazamiento permisible (0.005); pese a que los valores obtenidos no presentan irregularidad. Asimismo, cabe mencionar, que se realizó este análisis de irregularidad con los resultados de distorsiones de entrepiso en el centro de masa de diafragma.

**Tabla 45***Irregularidad torsional del Arquetipo A en dirección Y*

Piso	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Prom Drift	Ratio	Verificación	Irregularidad Extrema	50% Drift Permissible	Criterio
12	Driftx	Max	D12	0.000166	1.41E-04	1.181	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
11	Driftx	Max	D11	0.000218	0.000195	1.118	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
10	Driftx	Max	D10	0.000259	0.000238	1.088	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
9	Driftx	Max	D9	0.000297	0.000283	1.051	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
8	Driftx	Max	D8	0.000337	0.00032	1.052	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
7	Driftx	Max	D7	0.000358	0.000348	1.029	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
6	Driftx	Max	D6	0.000391	0.000378	1.033	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
5	Driftx	Max	D5	0.000402	0.000393	1.024	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
4	Driftx	Max	D4	0.00042	0.00041	1.026	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
3	Driftx	Max	D3	0.00042	0.000408	1.031	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
2	Driftx	Max	D2	0.000436	0.000421	1.036	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
1	Driftx	Max	D1	0.000332	0.000314	1.056	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica

*Nota.* El máximo desplazamiento de cada entrepiso no es mayor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto, este criterio no aplica y el valor de la irregularidad en la dirección Y del Arquetipo A es  $I_p = 1$ .

En el Arquetipo A, dirección Y, no aplica la condición de irregularidad torsional ya que ninguno de los valores del máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso supera el 50% del desplazamiento permisible (0.005); pese a que los valores obtenidos no presentan irregularidad.

En la Tabla 46, se observan los resultados obtenidos respecto al análisis de irregularidad torsional del Arquetipo B en la dirección X.

**Tabla 46***Irregularidad torsional del Arquetipo B en dirección X*

Piso	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Prom Drift	Ratio	Verificación	Irregularidad Extrema	50% Drift Permissible	Criterio
12	Driftx	Max	D12	0.00013	0.000114	1.147	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
11	Driftx	Max	D11	0.000227	0.000214	1.057	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
10	Driftx	Max	D10	0.000233	0.000218	1.068	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
9	Driftx	Max	D9	0.000316	0.000302	1.043	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
8	Driftx	Max	D8	0.000326	0.000313	1.041	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
7	Driftx	Max	D7	0.000376	0.000367	1.026	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
6	Driftx	Max	D6	0.00037	0.000362	1.021	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
5	Driftx	Max	D5	0.00042	0.000406	1.035	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
4	Driftx	Max	D4	0.000431	0.000417	1.033	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
3	Driftx	Max	D3	0.000448	0.000441	1.016	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
2	Driftx	Max	D2	0.000452	0.000444	1.017	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
1	Driftx	Max	D1	0.000282	0.00027	1.044	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica

*Nota.* El máximo desplazamiento de cada entrepiso no es mayor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto, este criterio no aplica y el valor de la irregularidad en la dirección X del Arquetipo B es  $I_p = 1$ .

En el Arquetipo B, dirección X, no aplica la condición de irregularidad torsional ya que ninguno de los valores del máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso supera el 50% del desplazamiento permisible (0.005); pese a que los valores obtenidos no presentan irregularidad.

En la Tabla 47 se observa los resultados obtenidos respecto al análisis de irregularidad torsional del Arquetipo B en la dirección Y.

**Tabla 47***Irregularidad torsional del Arquetipo B en dirección Y*

Piso	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Prom Drift	Ratio	Verificación	Irregularidad Extrema	50% Drift Permissible	Criterio
12	Driftx	Max	D12	0.000108	9.30E-05	1.168	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
11	Driftx	Max	D11	0.000243	0.000232	1.047	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
10	Driftx	Max	D10	0.000223	0.000209	1.065	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
9	Driftx	Max	D9	0.000324	0.000312	1.041	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
8	Driftx	Max	D8	0.000321	0.000308	1.041	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
7	Driftx	Max	D7	0.000384	0.000375	1.023	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
6	Driftx	Max	D6	0.000364	0.000357	1.019	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
5	Driftx	Max	D5	0.000428	0.000413	1.036	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
4	Driftx	Max	D4	0.000434	0.000418	1.038	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
3	Driftx	Max	D3	0.000451	0.000443	1.019	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
2	Driftx	Max	D2	0.00046	0.00045	1.022	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
1	Driftx	Max	D1	0.000316	0.000305	1.036	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica

*Nota.* El máximo desplazamiento de cada entrepiso no es mayor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto, este criterio no aplica y el valor de la irregularidad en la dirección Y del Arquetipo B es  $I_p = 1$ .

En el Arquetipo B, dirección Y, no aplica la condición de irregularidad torsional ya que ninguno de los valores del máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso supera el 50% del desplazamiento permisible (0.005); pese a que los valores obtenidos no presentan irregularidad.

En la Tabla 48 se observa los resultados obtenidos respecto al análisis de irregularidad torsional del Arquetipo C en la dirección X.

**Tabla 48***Irregularidad torsional del Arquetipo C en dirección X*

Piso	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Prom Drift	Ratio	Verificación	Irregularidad Extrema	50% Drift Permissible	Criterio
12	Driftx	Max	D12	0.00015	0.00014	1.063	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
11	Driftx	Max	D11	0.00025	0.00024	1.029	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
10	Driftx	Max	D10	0.00031	0.0003	1.031	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
9	Driftx	Max	D9	0.0004	0.00039	1.022	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
8	Driftx	Max	D8	0.00044	0.00043	1.018	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
7	Driftx	Max	D7	0.00051	0.0005	1.02	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
6	Driftx	Max	D6	0.00053	0.00052	1.015	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
5	Driftx	Max	D5	0.00059	0.00058	1.018	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
4	Driftx	Max	D4	0.00062	0.0006	1.027	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
3	Driftx	Max	D3	0.00063	0.00062	1.016	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
2	Driftx	Max	D2	0.00065	0.00064	1.022	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
1	Driftx	Max	D1	0.00048	0.00046	1.04	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica

*Nota.* El máximo desplazamiento de cada entrepiso no es mayor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto, este criterio no aplica y el valor de la irregularidad en la dirección X del Arquetipo C es  $I_p = 1$ .

En el Arquetipo C, dirección X, no aplica la condición de irregularidad torsional ya que ninguno de los valores del máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso supera el 50% del desplazamiento permisible (0.005); pese a que los valores obtenidos no presentan irregularidad.

En la Tabla 49 se observa los resultados obtenidos respecto al análisis de irregularidad torsional del Arquetipo C en la dirección X.

**Tabla 49***Irregularidad torsional del Arquetipo C en dirección Y*

Piso	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Prom Drift	Ratio	Verificación	Irregularidad Extrema	50% Drift Permissible	Criterio
12	Driftx	Max	D12	0.00014	0.00013	1.064	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
11	Driftx	Max	D11	0.00026	0.00025	1.026	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
10	Driftx	Max	D10	0.0003	0.00029	1.029	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
9	Driftx	Max	D9	0.0004	0.00039	1.02	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
8	Driftx	Max	D8	0.00044	0.00043	1.018	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
7	Driftx	Max	D7	0.00051	0.0005	1.019	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
6	Driftx	Max	D6	0.00053	0.00052	1.015	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
5	Driftx	Max	D5	0.00059	0.00058	1.017	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
4	Driftx	Max	D4	0.00062	0.00061	1.028	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
3	Driftx	Max	D3	0.00063	0.00062	1.018	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
2	Driftx	Max	D2	0.00065	0.00064	1.021	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica
1	Driftx	Max	D1	0.00053	0.00052	1.03	No Presenta	No Presenta	0.005	No Aplica

*Nota.* El máximo desplazamiento de cada entrepiso no es mayor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto, este criterio no aplica y el valor de la irregularidad en la dirección Y del Arquetipo C es  $I_p = 1$ .

En el Arquetipo C, dirección Y, no aplica la condición de irregularidad torsional ya que ninguno de los valores del máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso supera el 50% del desplazamiento permisible (0.005); pese a que los valores obtenidos no presentan irregularidad. Respecto a las irregularidades de esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma y sistemas no paralelos no aplica dichos criterios a la geometría de las estructuras planteadas y, por lo tanto, el valor de  $I_p$  para ambas direcciones es 1.

En consecuencia, a partir de los valores obtenidos en las tablas previamente descritas, los valores de las irregularidades de las Arquetipos A, B y C se resumen en la Tabla 50.

**Tabla 50**

*Valores de las irregularidades de los Arquetipos A, B y C*

Arquetipo	Irregularidad en altura ( $I_a$ )		Irregularidad en planta ( $I_p$ )	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
A	1	1	1	1
B	1	1	1	1
C	1	1	1	1

Finalmente, los valores de irregularidad en planta se eligieron en base al menor valor de todos los previamente determinados; tanto en la dirección X y Y, el valor de  $I_p$  es 1 para todos los arquetipos (A, B y C).

#### **5.2.2.4. Fuerzas cortantes, distorsiones y desplazamientos laterales**

a) Distorsiones, desplazamientos relativos y desplazamientos globales reales

Según el Artículo 32 de la Norma E0.30 para el tratamiento de resultados de distorsión de entrepiso se evalúan considerando como límite máximo 0.010. Se obtuvieron los resultados para los casos de sismo tanto en X como en Y de los tres arquetipos, Ver Tabla 51 para el caso del Arquetipo A.

**Tabla 51**

*Distorsiones de entrepiso para las direcciones X y Y*

*Arquetipo A*

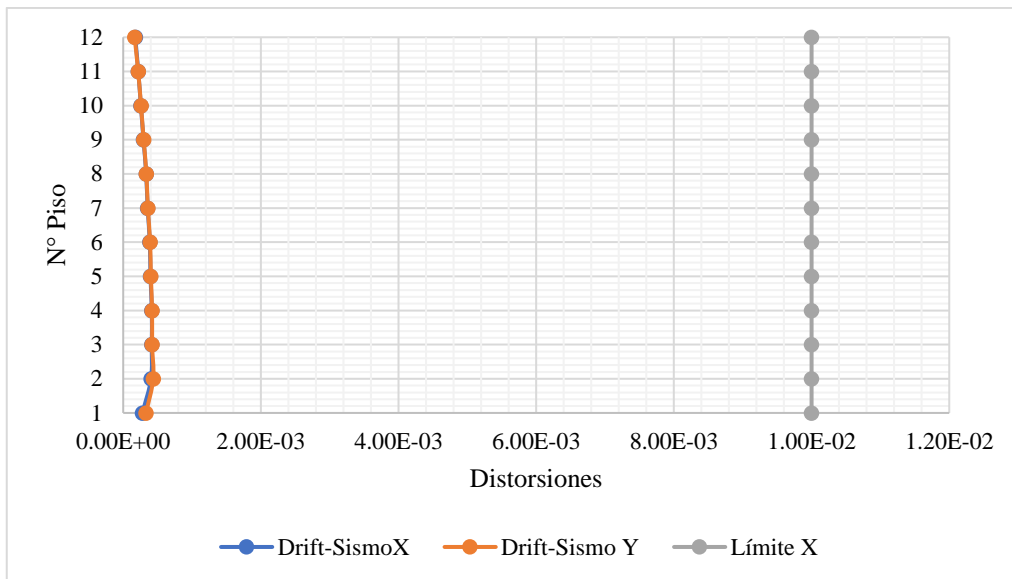
Piso	Distorsión Sismo X	Distorsión Sismo Y	Límite X	Límite Y
12	1.75E-04	1.66E-04	0.01	0.01
11	0.000219	0.000218	0.01	0.01
10	0.000257	0.000259	0.01	0.01
9	0.000295	0.000297	0.01	0.01
8	0.000334	0.000337	0.01	0.01
7	0.000355	0.000358	0.01	0.01
6	0.000387	0.000391	0.01	0.01
5	0.000396	0.000402	0.01	0.01
4	0.000416	0.00042	0.01	0.01
3	0.000415	0.00042	0.01	0.01
2	0.000405	0.000436	0.01	0.01
1	0.00028	0.000332	0.01	0.01

Los valores límite de la distorsión de entrepiso tanto en X como en Y equivale a 0.01, mientras que los valores obtenidos en el Arquetipo A no superan dicho valor, variando de 0.0000175 a 0.000416 en la dirección X y de 0.0000166 a 0.000436 en la dirección Y (Ver Figura 41).



**Figura 41**

*Distorsiones por piso en X y Y Arquetipo A*



Las distorsiones de entrepiso del Arquetipo A, cumplieron de manera evidente de acuerdo con el límite estipulado por la Norma E.030 (0.010), siendo 0.000436 la distorsión máxima en ambas direcciones de análisis.

En la Tabla 52, se obtuvieron los resultados para los casos de sismo tanto en X como en Y del Arquetipo B.

**Tabla 52**

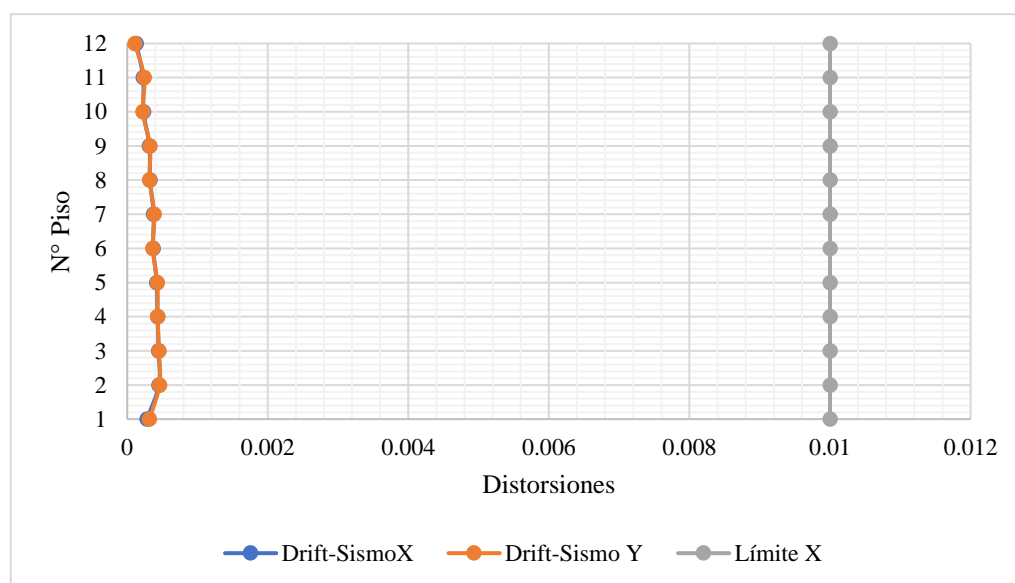
*Distorsiones de entrepiso para las direcciones X y Y Arquetipo B*

Piso	Distorsión Sismo X	Distorsión Sismo Y	Límite X	Límite Y
12	0.00013	0.000108	0.01	0.01
11	0.000227	0.000243	0.01	0.01
10	0.000233	0.000223	0.01	0.01
9	0.000316	0.000324	0.01	0.01
8	0.000326	0.000321	0.01	0.01
7	0.000376	0.000384	0.01	0.01
6	0.00037	0.000364	0.01	0.01
5	0.00042	0.000428	0.01	0.01
4	0.000431	0.000434	0.01	0.01
3	0.000448	0.000451	0.01	0.01
2	0.000452	0.00046	0.01	0.01
1	0.000282	0.000316	0.01	0.01

De igual manera, los valores límite de la distorsión de entrepiso tanto en X como en Y equivale a 0.01, mientras que los valores obtenidos en el Arquetipo B no superan dicho valor, variando de 0.000130 a 0.000452 en la dirección X y de 0.00108 a 0.000460 en la dirección Y (Ver Figura 42).

**Figura 42**

*Distorsiones por piso en X y Y Arquetipo B*



Las distorsiones de entrepiso del Arquetipo B cumplieron de modo evidente, como el caso previamente mencionado, de acuerdo con el límite estipulado por la Norma E.030 (0.010), siendo 0.00046 la distorsión máxima en ambas direcciones de análisis.

En la Tabla 53, se obtuvieron los resultados para los casos de sismo tanto en X como en Y del Arquetipo C.

**Tabla 53**

*Distorsiones de entrepiso para las direcciones X y Y Arquetipo C*

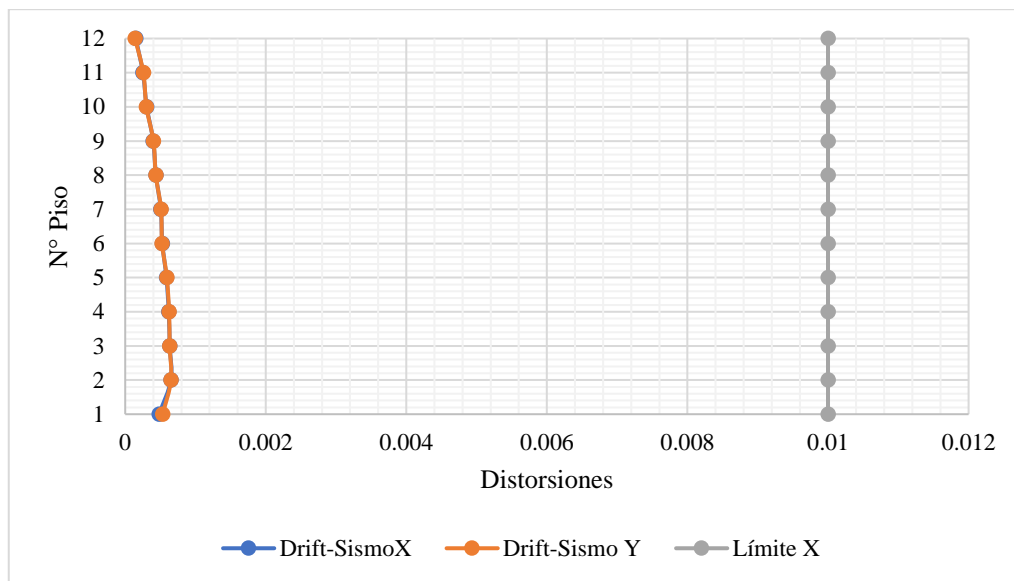
Piso	Distorsión Sismo X	Distorsión Sismo Y	Límite X	Límite Y
12	0.000151	0.000141	0.01	0.01
11	0.000252	0.000258	0.01	0.01
10	0.000307	0.000302	0.01	0.01
9	0.000398	0.000402	0.01	0.01
8	0.000438	0.000436	0.01	0.01
7	0.000506	0.00051	0.01	0.01
6	0.000529	0.000526	0.01	0.01

5	0.000587	0.000592	0.01	0.01
4	0.00062	0.000625	0.01	0.01
3	0.000634	0.000633	0.01	0.01
2	0.000651	0.000652	0.01	0.01
1	0.000483	0.000534	0.01	0.01

Al igual que en los otros dos arquetipos, los valores límite de la distorsión de entrepiso tanto en X como en Y equivale a 0.01, mientras que los valores obtenidos en el Arquetipo B no superan dicho valor, variando de 0.000151 a 0.000651 en la dirección X y de 0.00141 a 0.0006652 en la dirección Y (Ver Figura 43).

### Figura 43

*Distorsiones por piso en X y Y Arquetipo C*



Las distorsiones de entrepiso del Arquetipo C cumplieron de modo evidente, como el caso previamente descrito, de acuerdo con el límite estipulado por la Norma E.030 (0.010), siendo 0.000652 la distorsión máxima en ambas direcciones de análisis y en comparación con los resultados de los otros dos modelos propuestos.

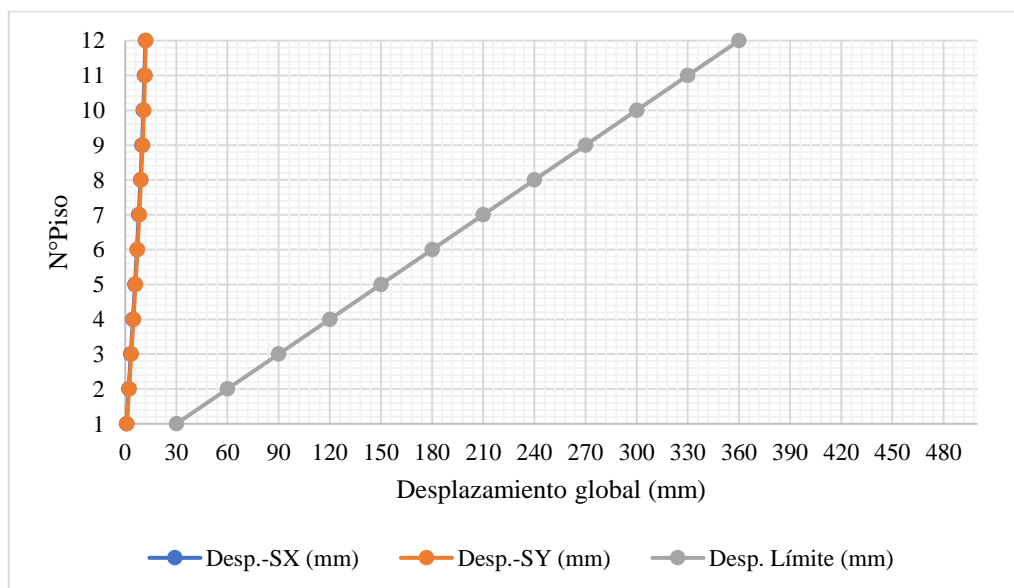
Posteriormente, se calcula los desplazamientos relativos multiplicando las distorsiones por la altura de entrepiso tanto en la dirección X como en Y, de igual manera, se multiplica el mismo valor al límite de distorsiones. El cálculo de los desplazamientos globales se realiza con los valores acumulados.

En la Tabla 54 se muestra el cálculo de los desplazamientos relativos y globales reales tanto en la dirección X y Y para el Arquetipo A.

**Tabla 54***Desplazamiento relativos y globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo A*

Piso	Altura (m)	Desp. X (mm)	Desp. SX (mm)	Desp. Y (mm)	Desp.SY (mm)	Lím. (mm)	Desp. Límite (mm)
12	3	0.525	11.802	0.498	12.108	30	360
11	3	0.657	11.277	0.654	11.61	30	330
10	3	0.771	10.62	0.777	10.956	30	300
9	3	0.885	9.849	0.891	10.179	30	270
8	3	1.002	8.964	1.011	9.288	30	240
7	3	1.065	7.962	1.074	8.277	30	210
6	3	1.161	6.897	1.173	7.203	30	180
5	3	1.188	5.736	1.206	6.03	30	150
4	3	1.248	4.548	1.260	4.824	30	120
3	3	1.245	3.3	1.260	3.564	30	90
2	3	1.215	2.055	1.308	2.304	30	60
1	3	0.840	0.84	0.996	0.996	30	30

Se calcula los desplazamientos relativos multiplicando las distorsiones por la altura de entrepiso (3m) tanto en la dirección X como en Y representados en la columna de “Desp. X”, dando valores entre 0.525 y 1.248, y “Desp. Y”, dando valores entre 0.498 y 1.308. El cálculo de los desplazamientos globales se realiza con los valores acumulados (“Desp. SX” y “Desp. SY”). Asimismo, considerando las columnas “Lím.”. y “Desp. Límite” se representa el gráfico de la Figura 44.

**Figura 44***Desplazamientos globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo A*

Los desplazamientos globales reales del Arquetipo A, cumplieron notoriamente de acuerdo con el límite calculado en base a lo descrito en la Norma E.030 (30mm), siendo 12.108mm el desplazamiento total en el último piso el valor máximo en ambas direcciones de análisis.

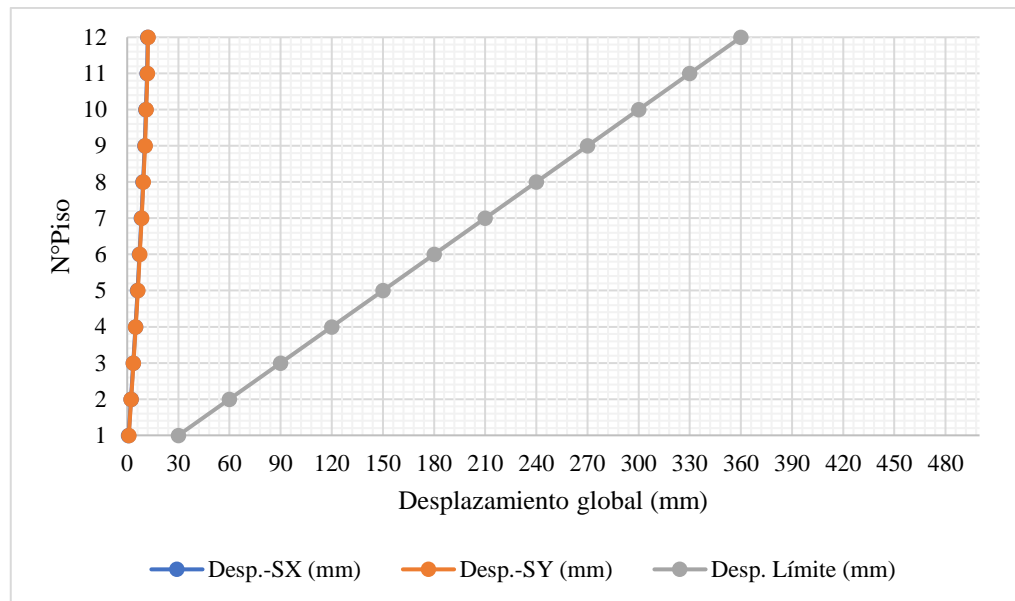
En la Tabla 55 se muestra el cálculo de los desplazamientos relativos y globales reales tanto en la dirección X y Y para el Arquetipo B.

**Tabla 55**

*Desplazamiento relativos y globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo B*

Piso	Altura (m)	Desp. X (mm)	Desp. SX (mm)	Desp. Y (mm)	Desp.SY (mm)	Lím. (mm)	Desp. Límite (mm)
12	3	0.390	12.033	0.324	12.168	30	360
11	3	0.681	11.643	0.729	11.844	30	330
10	3	0.699	10.962	0.669	11.115	30	300
9	3	0.948	10.263	0.972	10.446	30	270
8	3	0.978	9.315	0.963	9.474	30	240
7	3	1.128	8.337	1.152	8.511	30	210
6	3	1.110	7.209	1.092	7.359	30	180
5	3	1.260	6.099	1.284	6.267	30	150
4	3	1.293	4.839	1.302	4.983	30	120
3	3	1.344	3.546	1.353	3.681	30	90
2	3	1.356	2.202	1.380	2.328	30	60
1	3	0.846	0.846	0.948	0.948	30	30

Se calcula los desplazamientos relativos multiplicando las distorsiones por la altura de entrepiso (3m) tanto en la dirección X como en Y representados en la columna de “Desp. X”, dando valores entre 0.390 y 1.356, y “Desp. Y”, dando valores entre 0.324 y 1.380. El cálculo de los desplazamientos globales se realiza con los valores acumulados (“Desp. SX” y “Desp. SY”). Asimismo, considerando las columnas “Lím.” y “Desp. Límite” se representa el gráfico de la Figura 45.

**Figura 45***Desplazamientos globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo B*

Los desplazamientos globales reales del Arquetipo B, cumplieron notoriamente de acuerdo con el límite calculado tomando en cuenta la Norma E.030 (30mm), siendo 12.168mm el desplazamiento total en el último piso el valor máximo en ambas direcciones de análisis.

En la Tabla 56 se muestra el cálculo de los desplazamientos relativos y globales reales tanto en la dirección X y Y para el Arquetipo C.

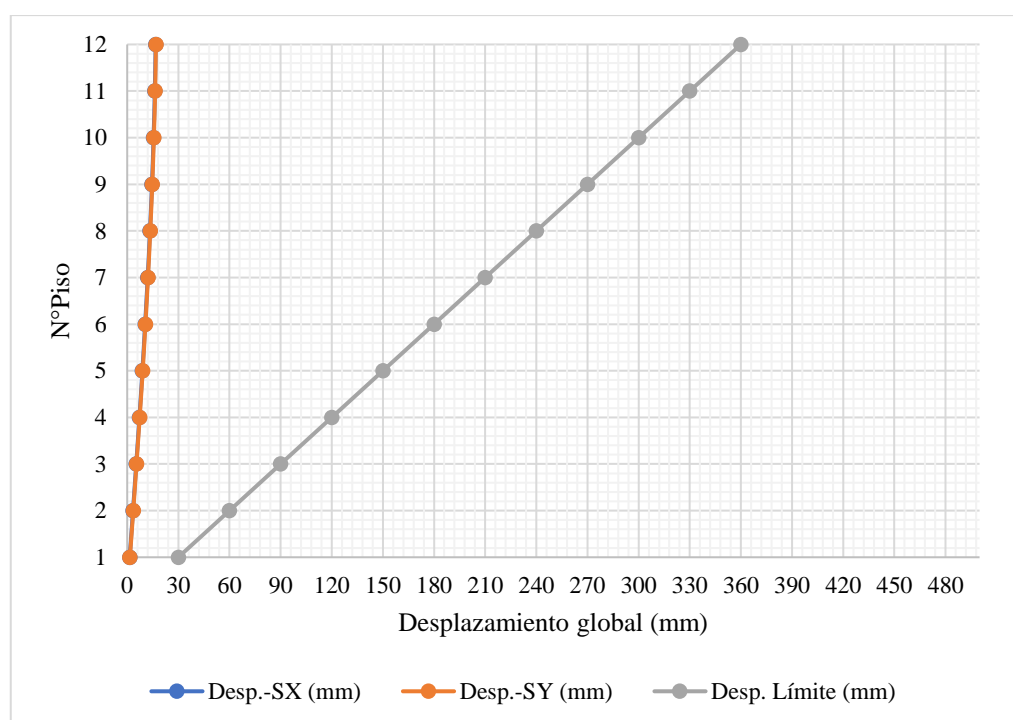
**Tabla 56***Desplazamiento relativos y globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo C*

Piso	Altura (m)	Desp. X (mm)	Desp. SX (mm)	Desp. Y (mm)	Desp.SY (mm)	Lím. (mm)	Desp. Límite (mm)
12	3	0.453	16.668	0.423	16.833	30	360
11	3	0.756	16.215	0.774	16.41	30	330
10	3	0.921	15.459	0.906	15.636	30	300
9	3	1.194	14.538	1.206	14.73	30	270
8	3	1.314	13.344	1.308	13.524	30	240
7	3	1.518	12.03	1.530	12.216	30	210
6	3	1.587	10.512	1.578	10.686	30	180
5	3	1.761	8.925	1.776	9.108	30	150
4	3	1.860	7.164	1.875	7.332	30	120
3	3	1.902	5.304	1.899	5.457	30	90
2	3	1.953	3.402	1.956	3.558	30	60
1	3	1.449	1.449	1.602	1.602	30	30

Se calcula los desplazamientos relativos multiplicando las distorsiones por la altura de entrepiso (3m) tanto en la dirección X como en Y representados en la columna de “Desp. X”, dando valores entre 0.453 y 1.953, y “Desp. Y”, dando valores entre 0.423 y 1.956. El cálculo de los desplazamientos globales se realiza con los valores acumulados (“Desp. SX” y “Desp. SY”). Asimismo, considerando las columnas “Lím.” y “Desp. Límite” se representa el gráfico de la Figura 46.

**Figura 46**

*Desplazamientos globales reales para las direcciones X y Y Arquetipo C*



Los desplazamientos globales reales del Arquetipo C cumplieron notoriamente de acuerdo con el límite calculado en base a lo descrito en la Norma E.030 (30mm), siendo 16.833mm el desplazamiento total en el último piso el valor máximo en ambas direcciones de análisis y en comparación a los otros dos modelos estructurales propuestos.

#### b) Fuerzas cortantes

Para la estimación de fuerzas cortantes en cada entrepiso de los tres modelamientos propuestos, fue necesario actualizar dentro del *software*, en el caso de carga (“Load Case”) de fuerza sísmica usado para el análisis dinámico, el espectro de pseudo aceleraciones ( $S_a$ ) calculado anteriormente. Asimismo, se consideró la excentricidad

accidental de factor 0.05 para cada diafragma en las dos direcciones de análisis y consecuentemente se procedió a correr el análisis estructural en el *software*, para eventualmente se extraer los resultados presentados en la Tabla 57.

**Tabla 57**

*Fuerzas cortantes de entrepiso de los Arquetipos A, B y C en las direcciones de análisis X y Y*

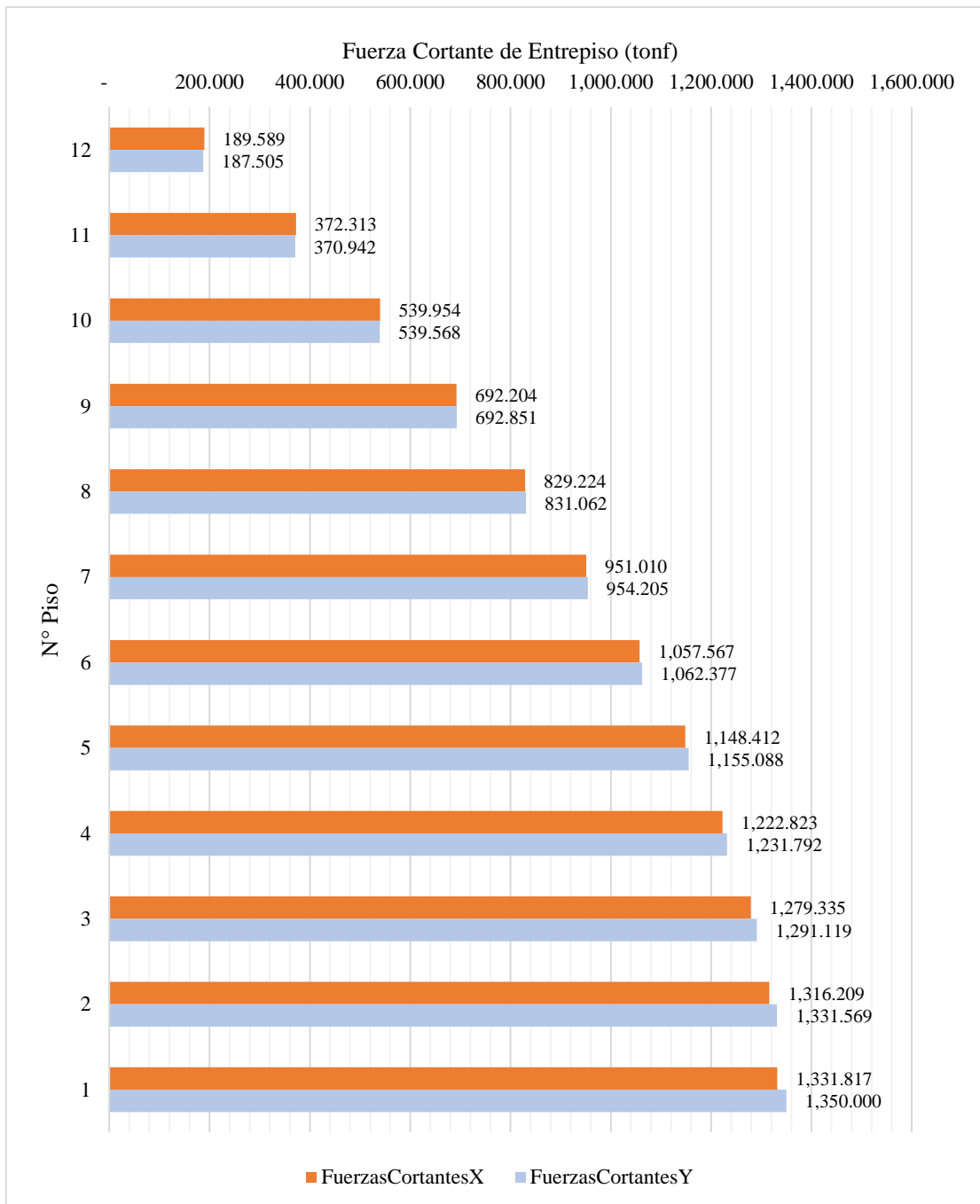
Piso	Arquetipo A		Arquetipo B		Arquetipo C	
	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
12	189.5893	187.5052	175.3974	173.4632	172.5286	171.5317
11	372.3127	370.9423	344.1633	343.8784	336.2458	336.112
10	539.9540	539.5683	497.0705	497.0019	486.9307	486.974
9	692.2044	692.8506	636.6665	637.0752	625.4355	625.8615
8	829.2240	831.0617	761.8253	762.5196	750.7058	751.4598
7	951.0095	954.2051	873.4765	874.7698	863.2359	864.4651
6	1057.5671	1062.3773	970.9093	972.6847	962.2457	963.9811
5	1148.4116	1155.0877	1055.1934	1057.7956	1047.8643	1050.3015
4	1222.8232	1231.7915	1124.3197	1127.721	1118.3773	1121.5842
3	1279.3354	1291.1190	1178.4256	1183.0785	1173.2216	1177.3662
2	1316.2086	1331.5685	1213.3255	1219.3007	1210.0379	1215.4879
1	1331.8170	1350.0001	1228.568	1236.5339	1226.9944	1234.2237

Las fuerzas cortantes para cada entrepiso se representan tanto en la dirección X como en Y, se observa un comportamiento descendiente de la fuerza cortante. Asimismo, fue la cortante en el primer piso del Arquetipo A (1350.000tonf) la de mayor valor en comparación con los otros modelos estructurales propuestos y en ambas direcciones de estudio (ver Figura 47).



**Figura 47**

*Fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo A*

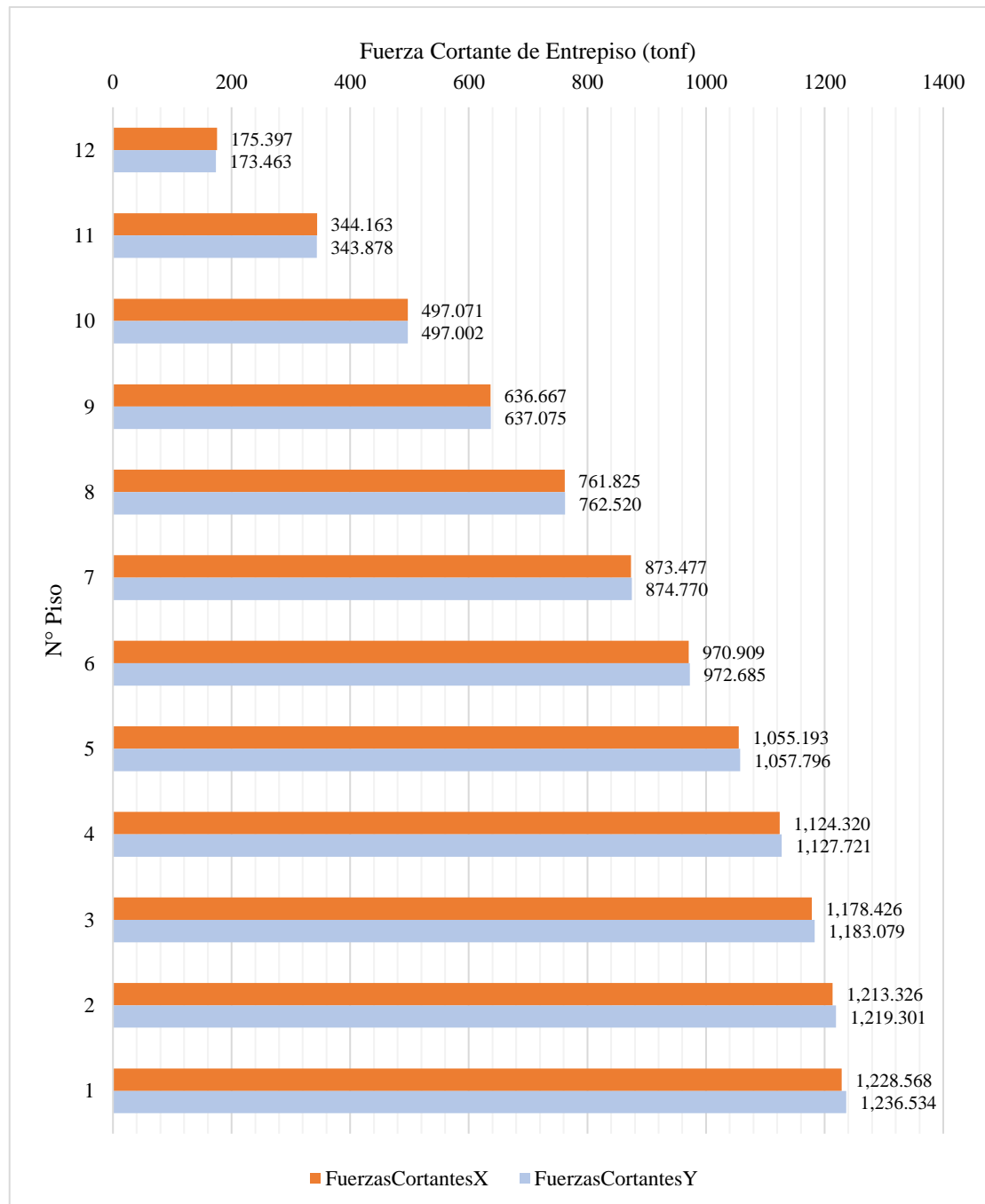


Las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso del Arquetipo A calculadas a través del análisis dinámico modal espectral, difieren menudamente en ambas direcciones de análisis, esta diferencia se generó a raíz del periodo aplicado de acuerdo con el análisis modal en cada dirección.

En la figura 48, de igual forma, se representan comparativamente los resultados de las fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones X y Y del Arquetipo B.

**Figura 48**

*Fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo B*

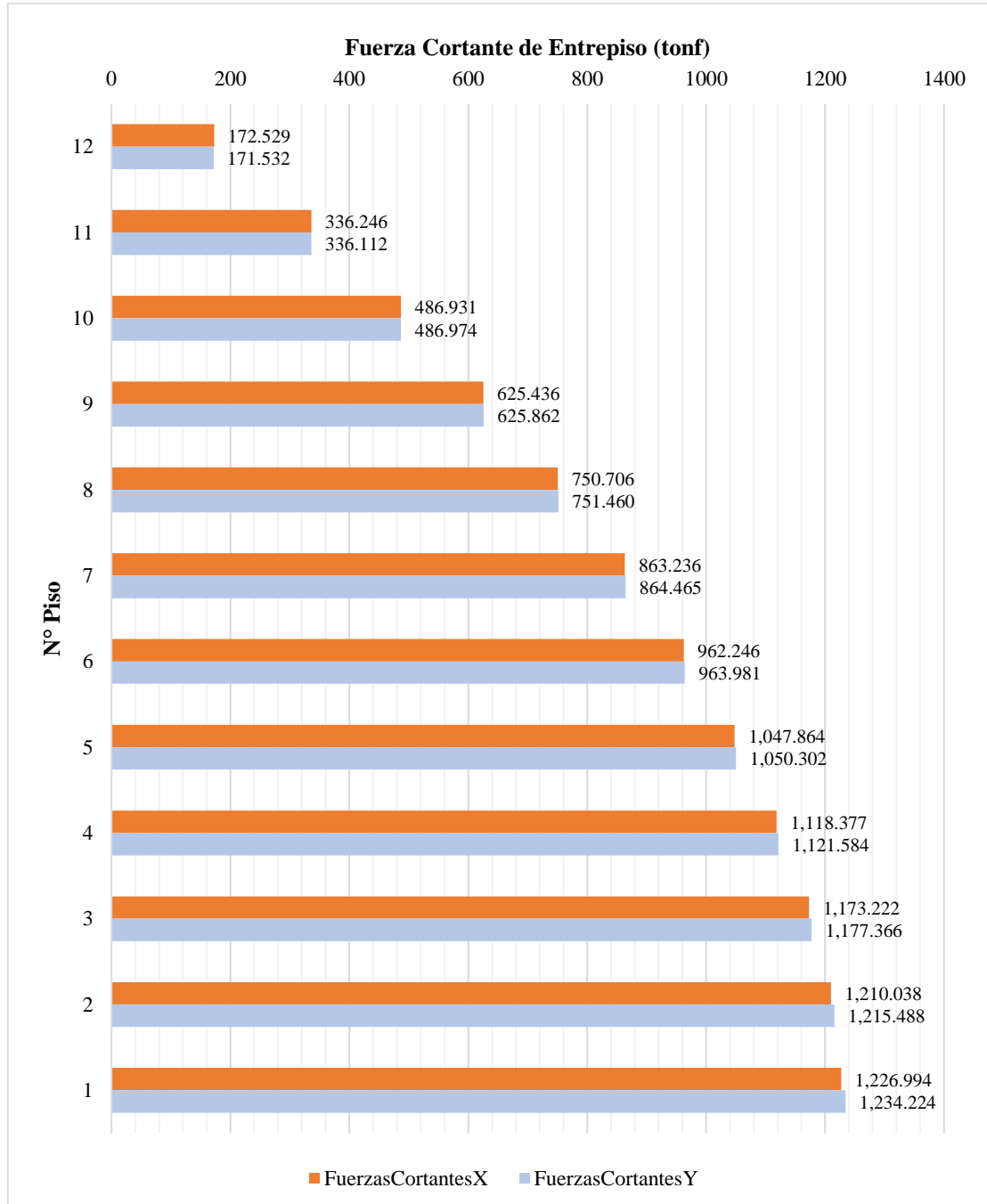


Las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso del Arquetipo B calculadas a través del análisis dinámico modal espectral, difieren menudamente en ambas direcciones de análisis, esta diferencia se generó a raíz del periodo aplicado de acuerdo con el análisis modal en cada dirección. Siendo la dirección Y en la que se presenta el mayor valor de fuerza cortante en la base, 1, 236.534 tonf.

En la figura 49, se representan comparativamente los resultados de las fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones X y Y del Arquetipo C.

**Figura 49**

*Fuerzas cortantes de entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo C*



Las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso del Arquetipo C calculadas a través del análisis dinámico modal espectral, difieren menudamente en ambas direcciones de análisis, esta diferencia se generó a raíz del periodo aplicado de acuerdo con el análisis

modal en cada dirección. Siendo la dirección Y en la que se presenta el mayor valor de fuerza cortante en la base, 1, 234.224 tonf.

#### 5.2.2.5. Comparación con el análisis estático y escalamiento de las fuerzas cortantes

Al haber calculado una nueva fuerza cortante basal (V) mediante el método de fuerzas equivalentes para cada modelo propuesto, se procedió a comparar las fuerzas cortantes de los primeros entresijos para realizar la verificación de la fuerza cortante mínima para estructuras regulares de acuerdo con la Norma E.030: Diseño Sismorresistente. De este modo, se escalaron las fuerzas cortantes obtenidas por el método dinámico modal espectral, alterando en el software el caso de carga (“Load Case”) de fuerza sísmica mediante el factor de amplificación calculado (ver Tabla 58) para cada arquetipo en las dos direcciones de análisis.

**Tabla 58**

*Verificación de la fuerza cortante mínima y cálculo del factor de amplificación para cada Arquetipo en las direcciones de análisis X y Y*

Arquetipo	Cortante Basal por A. Estático (tonf)		80% Cortante Basal por A. Estático (tonf)		Cortante del Primer Entresijo por A. Dinámico (tonf)		Factor de Amplificación	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
A	1668.49	1668.49	1334.79	1331.82	1331.82	1350.00	1.00	0.99
B	1521.28	1521.28	1217.02	1217.02	1228.57	1236.53	0.99	0.98
C	1497.33	1497.33	1197.87	1197.87	1226.99	1234.22	0.98	0.97

El factor de amplificación de los tres arquetipos considerando las dos direcciones, varían entre 0.98 a 1, siendo el Arquetipo A el que presenta los mayores factores de amplificación y el Arquetipo C, lo menores. Con los datos presentados, se escalaron las fuerzas cortantes obtenidas por el método dinámico modal espectral (Ver Tabla 59).

**Tabla 59**

*Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y de los Arquetipos A, B y C*

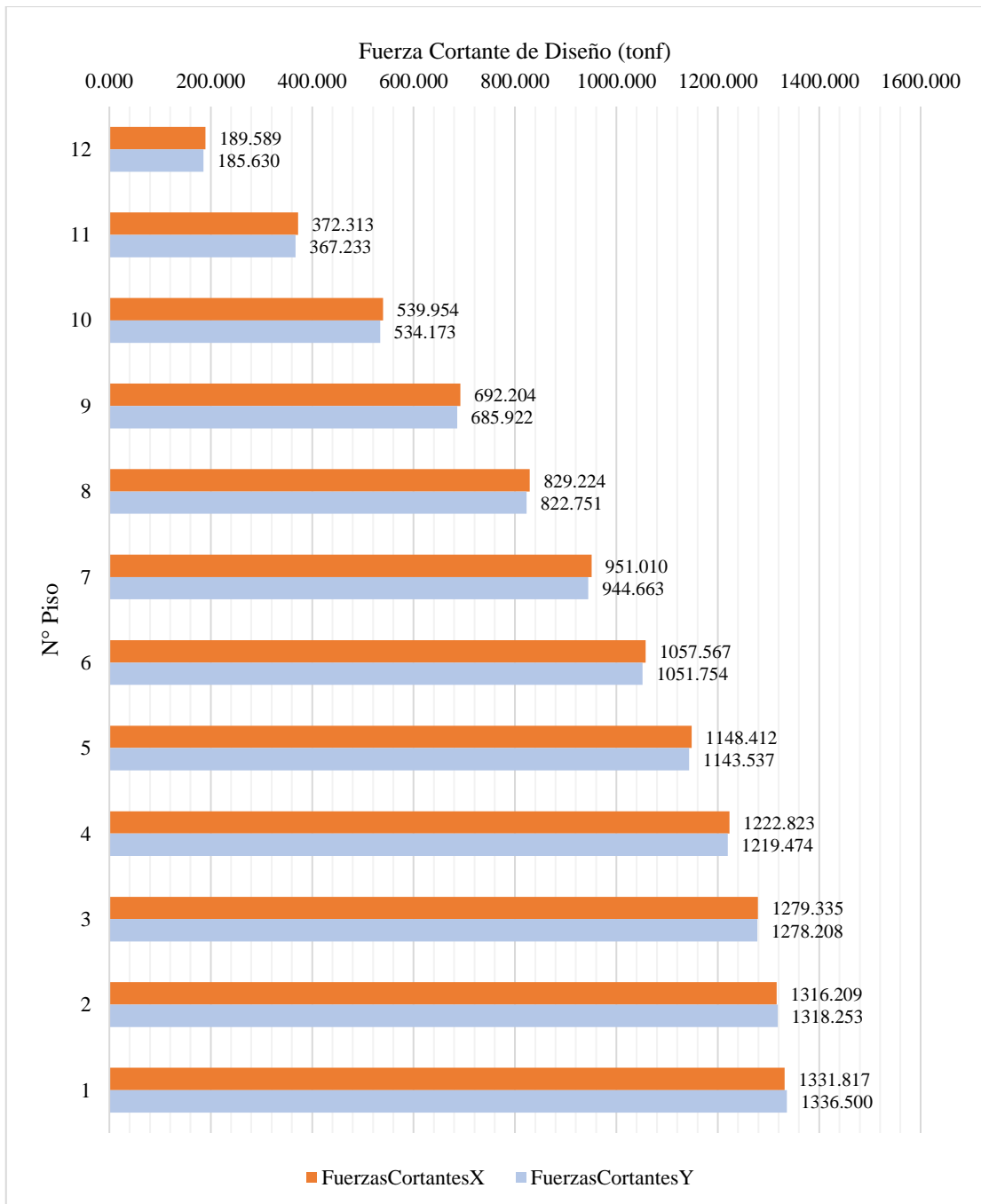
Piso	Arquetipo A		Arquetipo B		Arquetipo C	
	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
12	189.589	185.630	173.643	169.994	169.078	166.386
11	372.313	367.233	340.722	337.001	329.521	326.029
10	539.954	534.173	492.100	487.062	477.192	472.365
9	692.204	685.922	630.300	624.334	612.927	607.086
8	829.224	822.751	754.207	747.270	735.692	728.916
7	951.010	944.663	864.742	857.275	845.972	838.531
6	1057.567	1051.754	961.200	953.231	943.001	935.062
5	1148.412	1143.537	1044.641	1036.640	1026.908	1018.792
4	1222.823	1219.474	1113.076	1105.167	1096.010	1087.937
3	1279.335	1278.208	1166.641	1159.417	1149.758	1142.045
2	1316.209	1318.253	1201.192	1194.915	1185.838	1179.023
1	1331.817	1336.500	1216.282	1211.804	1202.455	1197.197

En el Arquetipo A, el mayor valor de fuerza cortante es 1336.500 tonf y se encuentra en la dirección Y, en el Arquetipo B, el máximo valor es 1216.282 tonf en la dirección X, y en el Arquetipo C, el valor es 1202.455 tonf en la dirección X.

En la Figura 50 se representan los valores del Arquetipo A previamente enunciados y se comparan en las direcciones X y Y.

**Figura 50**

*Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo A*

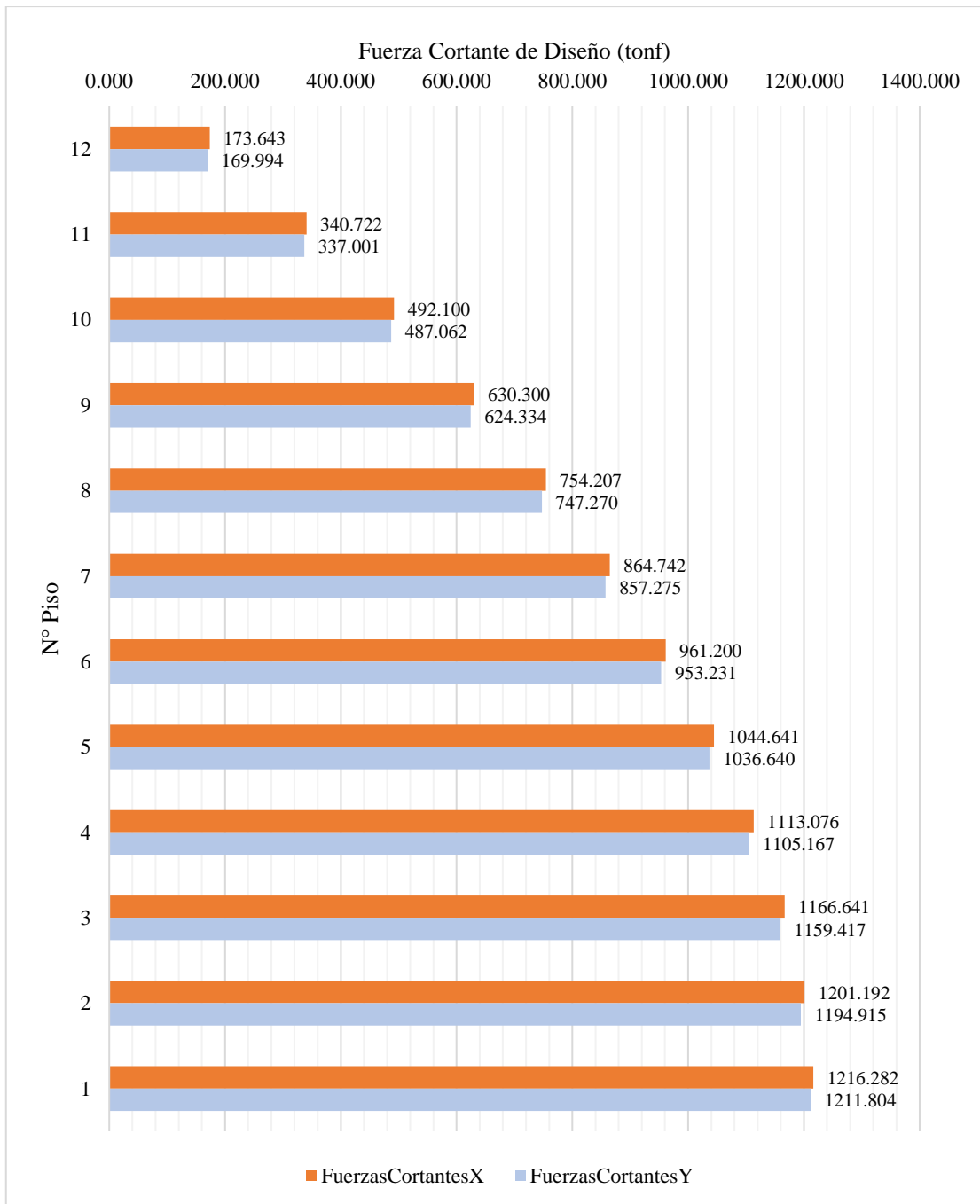


Las fuerzas cortantes de diseño del Arquetipo A, fueron escaladas con un factor de amplificación 1 (Dirección X) y 0.99 (Dirección Y), de acuerdo con la fuerza cortante basal calculada mediante el análisis estático.

De igual manera, en la Figura 51 se representan los valores del Arquetipo B previamente enunciados y se comparan en las direcciones X y Y.

**Figura 51**

*Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo B*

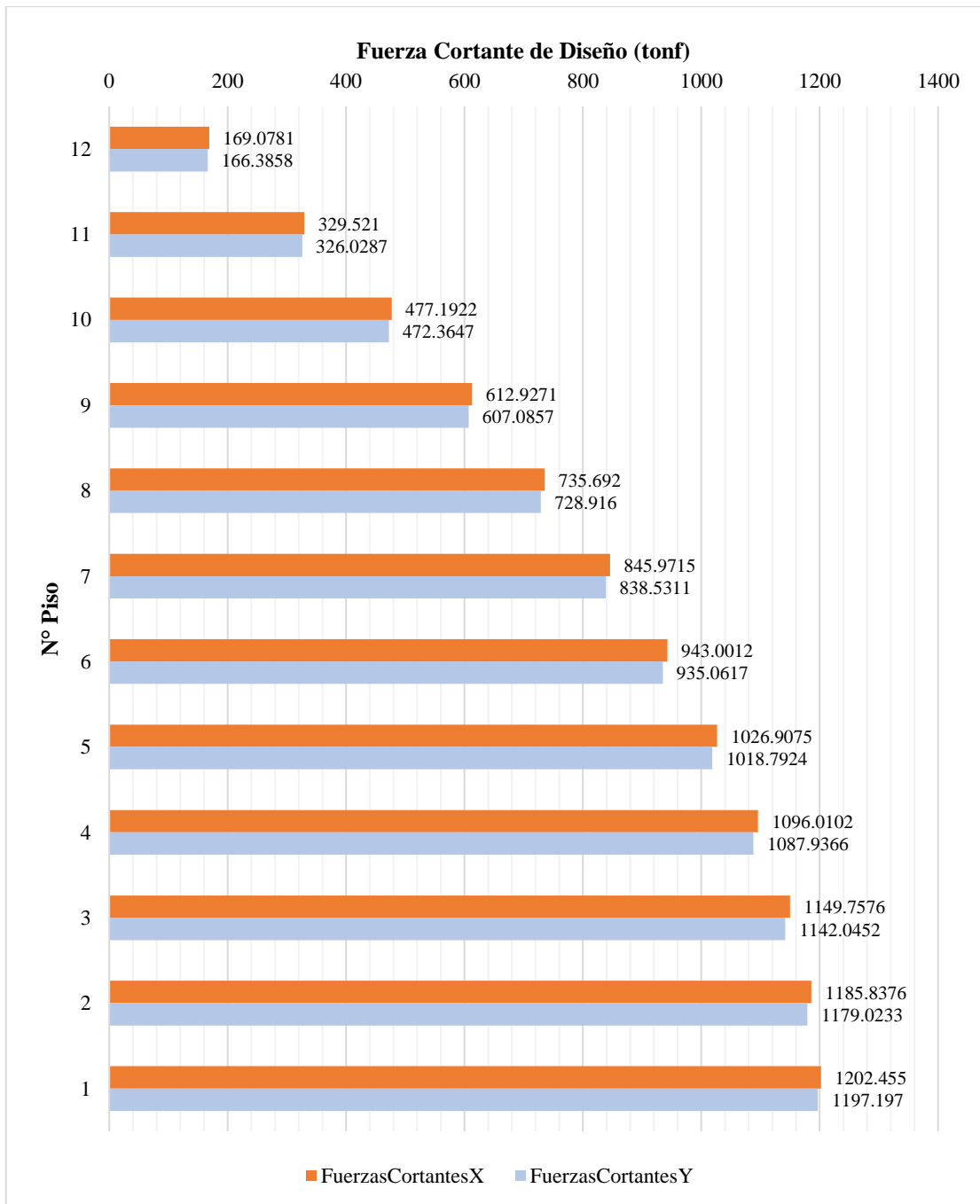


Las fuerzas cortantes de diseño del Arquetipo B fueron escaladas con un factor de amplificación 0.99 (Dirección X) y 0.98 (Dirección Y), de acuerdo con la fuerza cortante basal calculada mediante el análisis estático.

En la Figura 52 se representan los valores del Arquetipo C previamente enunciados y se comparan en las direcciones X y Y.

**Figura 52**

*Fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso en las direcciones de análisis X y Y del Arquetipo C*



Las fuerzas cortantes de diseño del Arquetipo C fueron escaladas con un factor de amplificación 0.98 (Dirección X) y 0.97 (Dirección Y), de acuerdo con la fuerza cortante basal calculada mediante el análisis estático.



### 5.2.2.6. Verificación y control de deflexiones en las vigas de mayor longitud.

Al término del análisis dinámico modal espectral y habiendo establecido definitivamente el valor correspondiente al coeficiente sísmico se procedió a controlar las contraflechas o deflexiones en las vigas más alargadas (12.73m) y por lo tanto más críticas de los tres modelos estructurales propuestos. A continuación, de acuerdo con las restricciones de la Norma E.090, se extrajeron y verificaron los resultados en cuanto a las deflexiones máximas de las vigas principales con mayor longitud de vano, aplicando la combinación de carga más crítica (Ver Anexo H), en la Tabla 60 se exponen los resultados de la verificación de las vigas de mayor longitud del Arquetipo A.

**Tabla 60**

*Verificación y control de deflexiones de las vigas principales de 12.73m en los 12 pisos del Arquetipo A*

Piso	Etiqueta	Combo Crítico	Contraflecha (mm)	Restricción Norma E.090		Verificación
				Viga Soldada (mm)	Viga Empernada (mm)	
12	B42	C3	6.739	19	13.58	Cumple
	B43	C3	6.739	19	13.58	Cumple
	B44	C3	6.739	19	13.58	Cumple
	B45	C3	6.739	19	13.58	Cumple
11	B42	C2	6.738	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.738	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.738	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.738	19	13.58	Cumple
10	B42	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.736	19	13.58	Cumple
9	B42	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.736	19	13.58	Cumple
8	B45	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.736	19	13.58	Cumple

	B43	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.737	19	13.58	Cumple
7	B43	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.736	19	13.58	Cumple
6	B43	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.737	19	13.58	Cumple
5	B43	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.736	19	13.58	Cumple
4	B43	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.737	19	13.58	Cumple
3	B43	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.737	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.736	19	13.58	Cumple
2	B43	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.736	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.734	19	13.58	Cumple
1	B43	C2	6.734	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.734	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.734	19	13.58	Cumple

---

Se verifica que las vigas de mayor longitud de 12.73m del Arquetipo A presentan contraflechas menores a los límites establecidos variando entre 6.734 mm a 6.739 mm tanto para el caso de vigas soldadas como empernadas.

En la Tabla 61 se exponen los resultados de la verificación de las vigas de mayor longitud del Arquetipo B.

**Tabla 61**

*Verificación y control de deflexiones de las vigas principales de 12.73m en los 12 pisos del Arquetipo B*

Piso	Etiqueta	Combo Crítico	Contraflecha (mm)	Restricción Norma E.090		Verificación
				Viga Soldada (mm)	Viga Empernada (mm)	
12	B42	C3	6.868	19	13.58	Cumple
	B43	C3	6.868	19	13.58	Cumple
	B44	C3	6.868	19	13.58	Cumple
	B45	C3	6.868	19	13.58	Cumple
11	B42	C2	6.867	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.867	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.867	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.867	19	13.58	Cumple
10	B42	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.866	19	13.58	Cumple
9	B42	C2	6.868	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.868	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.868	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.868	19	13.58	Cumple
8	B42	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.866	19	13.58	Cumple

7	B42	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.866	19	13.58	Cumple
6	B42	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.866	19	13.58	Cumple
5	B42	C2	6.869	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.869	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.869	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.869	19	13.58	Cumple
4	B42	C2	6.865	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.865	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.865	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.865	19	13.58	Cumple
3	B42	C2	6.865	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.865	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.865	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.865	19	13.58	Cumple
2	B42	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.866	19	13.58	Cumple
1	B42	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.866	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.866	19	13.58	Cumple

Se verifica que las vigas de mayor longitud de 12.73m del Arquetipo B presentan contraflechas menores a los límites establecidos variando entre 6.865 mm a 6.869 mm tanto para el caso de vigas soldadas como empernadas.

En la Tabla 62 se exponen los resultados de la verificación de las vigas de mayor longitud del Arquetipo C.

**Tabla 62**

*Verificación y control de deflexiones de las vigas principales de 12.73m en los 12 pisos del Arquetipo C*

Piso	Etiqueta	Combo Crítico	Contraflecha (mm)	Restricción Norma E.090		Verificación
				Viga Soldada (mm)	Viga Empernada (mm)	
12	B42	C3	6.923	19	13.58	Cumple
	B43	C3	6.923	19	13.58	Cumple
	B44	C3	6.923	19	13.58	Cumple
	B45	C3	6.923	19	13.58	Cumple
11	B42	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.921	19	13.58	Cumple
10	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
9	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
8	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
7	B42	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B43	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.921	19	13.58	Cumple

	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
6	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
5	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
4	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.921	19	13.58	Cumple
3	B43	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.921	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
2	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B42	C2	6.922	19	13.58	Cumple
1	B43	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B44	C2	6.922	19	13.58	Cumple
	B45	C2	6.922	19	13.58	Cumple

Se verifica que las vigas de mayor longitud de 12.73m del Arquetipo C presentan contraflechas menores a los límites establecidos variando entre 6.921 mm a 6.923 mm tanto para el caso de vigas soldadas como empernadas.

### 5.3. Comparación de resultados

En esta sección, se analizan y comparan los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico modal espectral y el proceso de diseño de secciones de acero realizado por el *software* ETABS v.20 (Ver Anexo I). En primera instancia, se compararon las secciones de acero de todos los elementos estructurales (ver Tabla 63).

**Tabla 63***Secciones de acero de cada elemento estructural de los Arquetipos A, B y C*

Tipo de elemento estructural	Arquetipo A	Arquetipo B	Arquetipo C
Vigas Principales	W 21x55-1	W21x55-1	W21x55-1
Vigas Secundarias	W 12x22-1	W12x22-1	W12x22-1
Columnas	W 14x550-1	W14x257-1	W14x145-1
Rejillas Rígidas Perimetrales ( <i>Diagrid</i> )	W 8x48-1	W24x84-1	W24x76-1

Se puede observar que los tres arquetipos comparten las mismas secciones tanto en las vigas principales como las secundarias. Mientras que, en el caso de las columnas, las secciones comparten el mismo peralte, pero se diferencian en el peso. Las secciones de las columnas del Arquetipo A son más pesadas, mientras que las del Arquetipo C, son las más livianas. Por otro lado, las secciones de las rejillas rígidas perimetrales son distintas en peraltes y pesos.

En la Tabla 64 se recopilan los pesos totales de los tres modelamientos propuestos y analizados.

**Tabla 64***Pesos totales de los Arquetipos A, B y C*

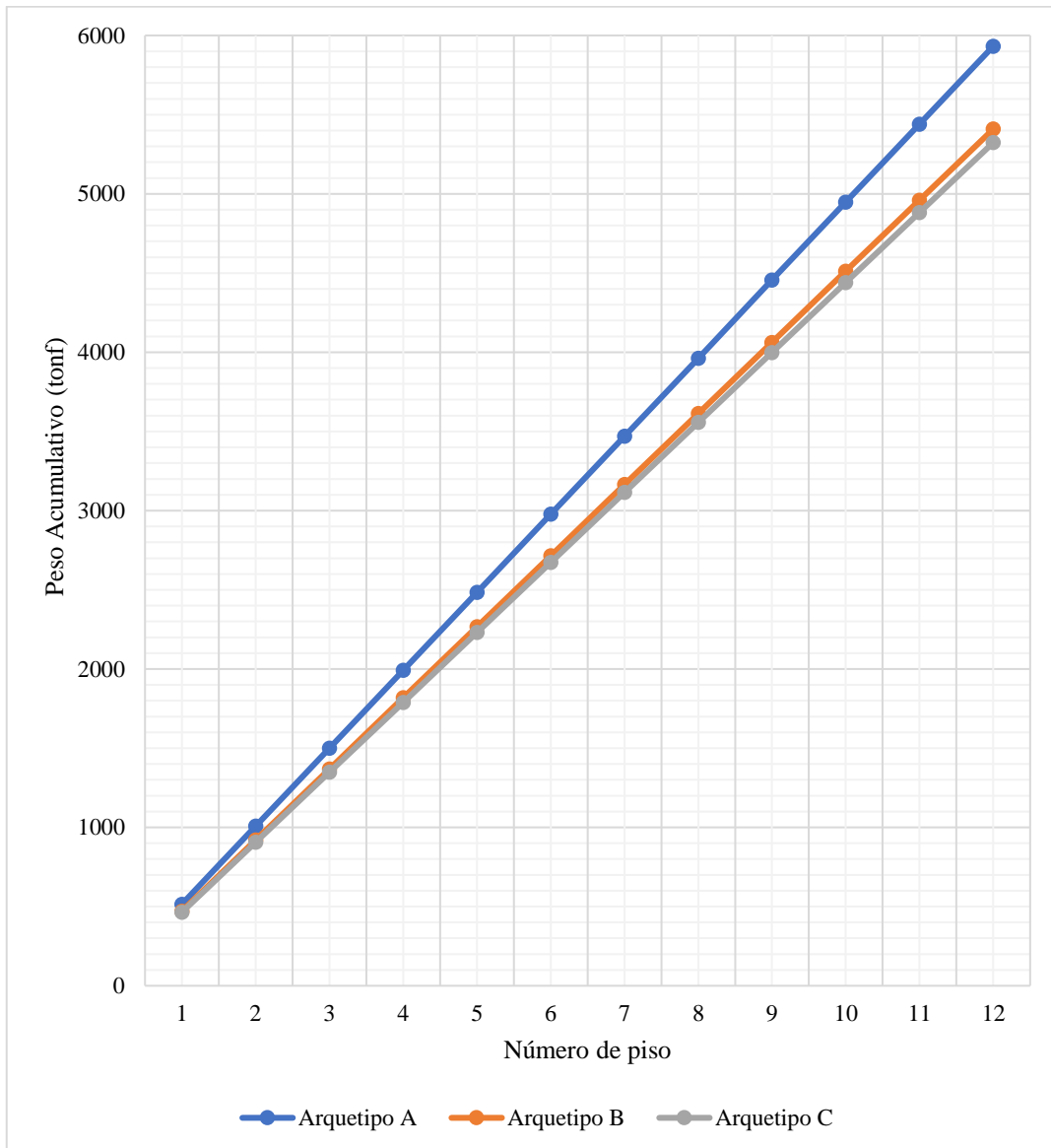
Arquetipo	Peso Total (tonf)
A	5932.419
B	5408.986
C	5323.855

En consecuencia, tomando en cuenta lo mencionado sobre las secciones de cada modelo, el Arquetipo A es el más pesado y el Arquetipo C, el más liviano.

De igual manera, se recopilan los pesos acumulados por entrepiso y se comparan en entre sí los tres arquetipos (ver Figura 53)

**Figura 53**

*Pesos acumulados por piso de los Arquetipos A, B y C*



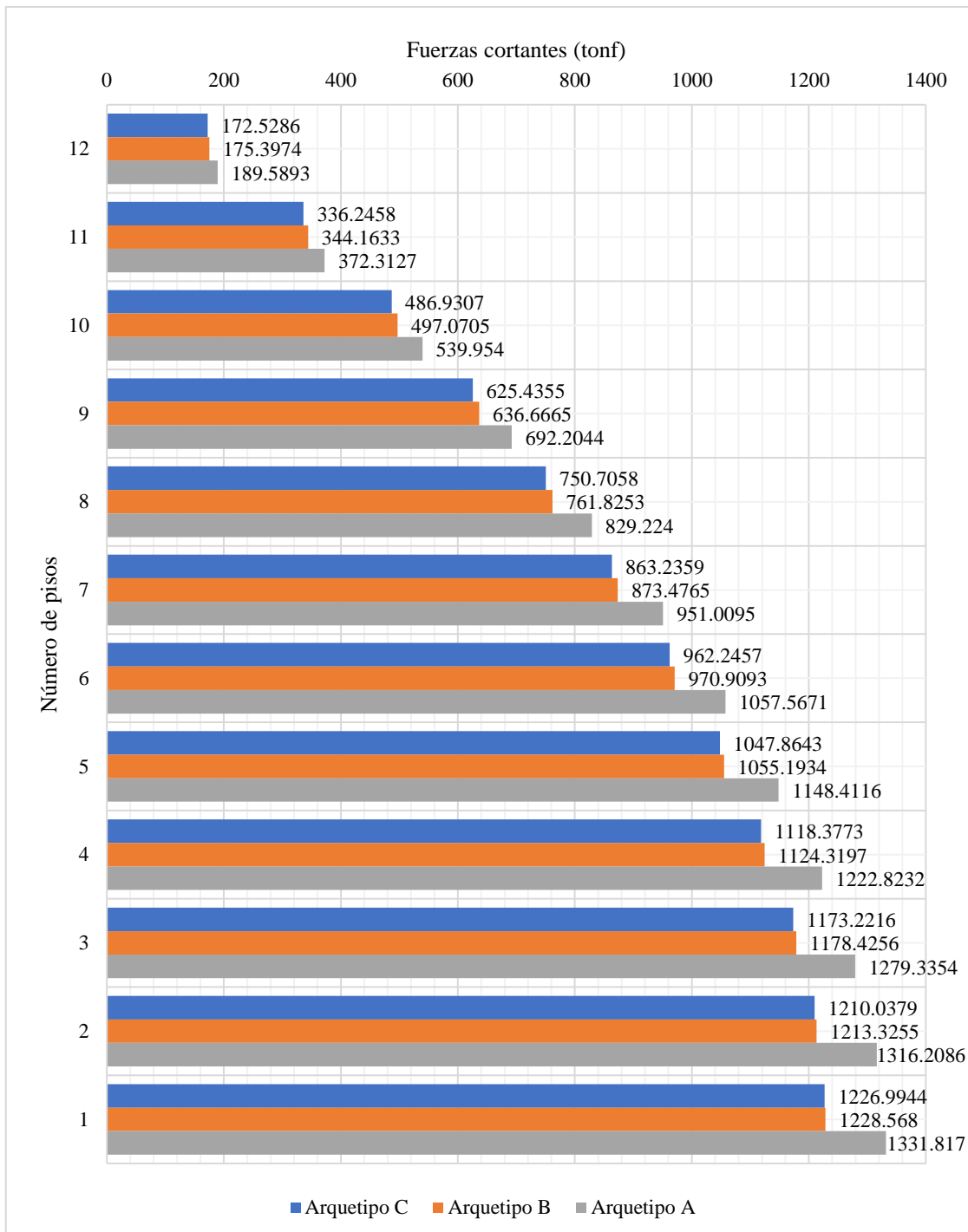
De la Figura 53 se puede observar que el Arquetipo A, el cual consta de un módulo por piso, pesa mucho más que los otros dos Arquetipos. Asimismo, el Arquetipo C es más liviano que el Arquetipo B, a pesar, de que ambos módulos constan de dos pisos por módulo.

Asimismo, se comparó en cada dirección los resultados del análisis sísmico modal espectral de las fuerzas cortantes recibidas por cada piso de cada modelamiento planteado (Ver en las Figuras 54 y 55).



**Figura 54**

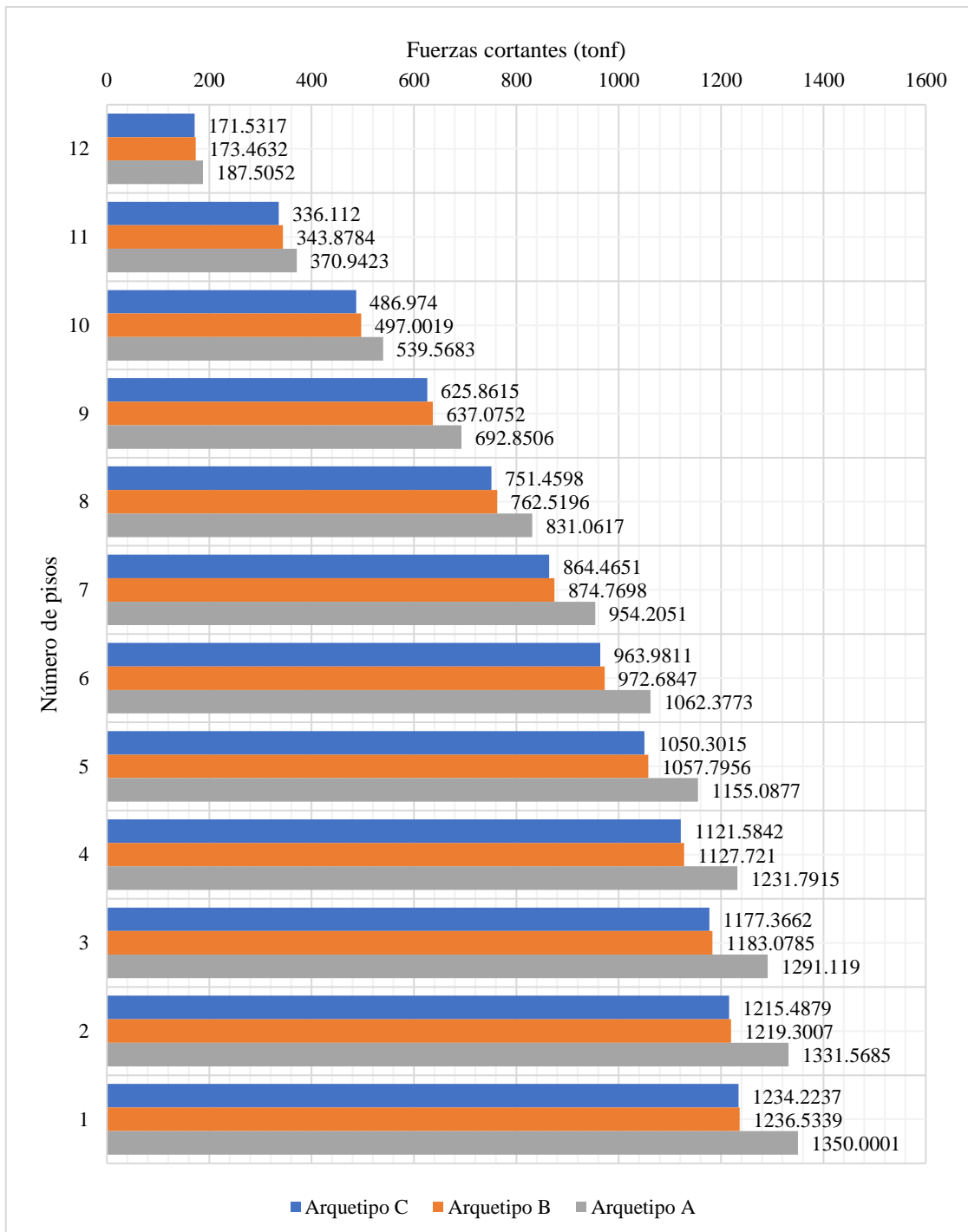
*Fuerzas cortantes de entrepiso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X*



Las fuerzas cortantes de entrepiso del Arquetipo A, calculados en la dirección de análisis X a través del análisis sísmico dinámico modal espectral, mostró notable diferencia en comparación a los Arquetipos B y C, demostrando de este modo el Arquetipo A una mayor capacidad de absorción de fuerza cortante y mejor sistema de disipación energética.

**Figura 55**

*Fuerzas cortantes de entrepiso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y*

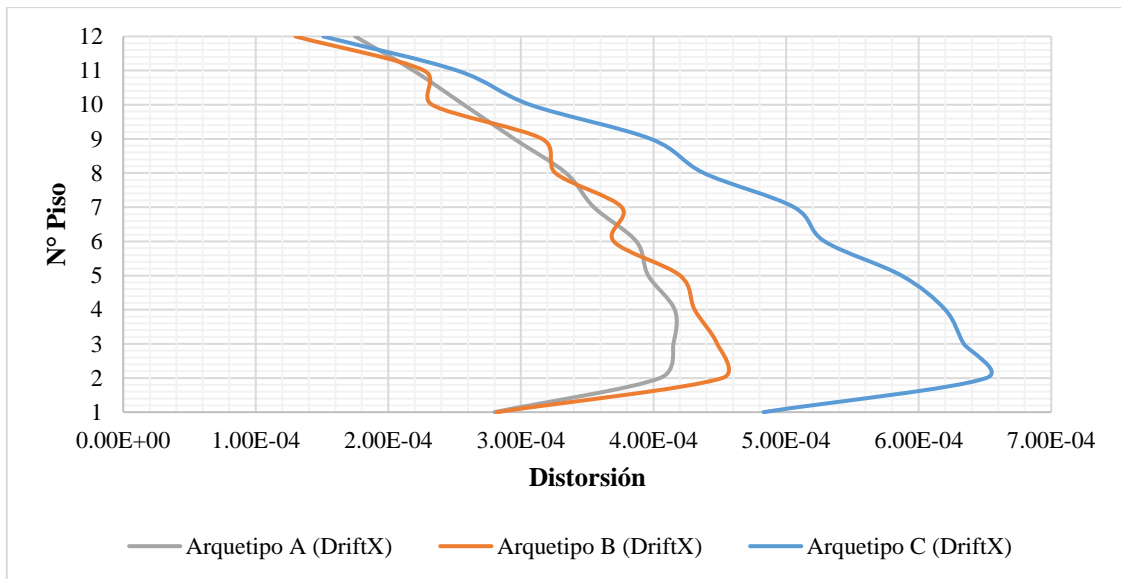


De los datos resultantes de las Figuras 54 y 55, se puede observar que las fuerzas cortantes de entrepiso son mayores en el Arquetipo A en ambas direcciones, mientras que las fuerzas cortantes de entrepiso en el Arquetipo B y C no se diferencian en gran magnitud.

De la misma manera, se recopilaron los resultados en cuanto a las distorsiones y desplazamientos totales reales por piso y se analizó comparativamente los arquetipos propuestos, verificando además los límites estipulados en base a la Norma E.030 (Véanse las Figuras 56-63).

**Figura 56**

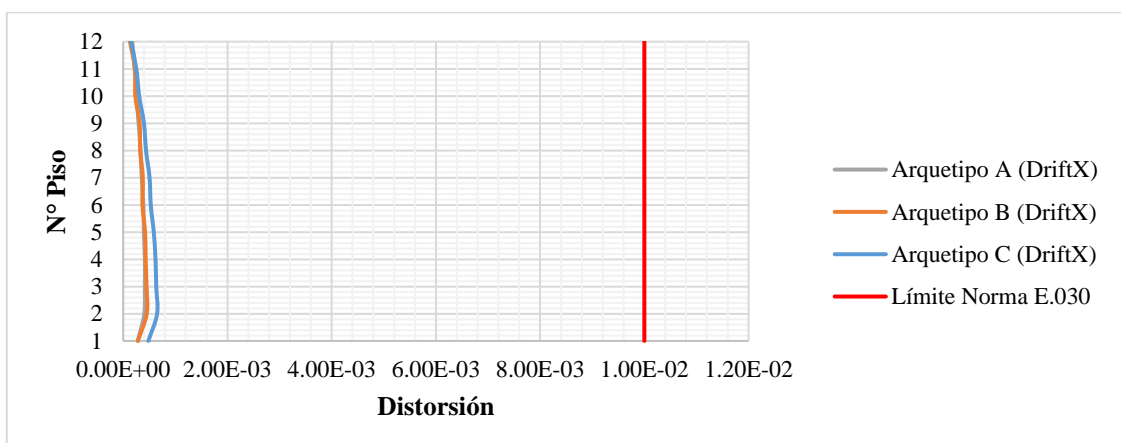
*Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X*



Las distorsiones de entrepiso de los Arquetipos A y B, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección X, no difieren significativamente en sus valores. Sin embargo, fueron las distorsiones de entrepiso del Arquetipo C las de mayor magnitud en todo el análisis sísmico.

**Figura 57**

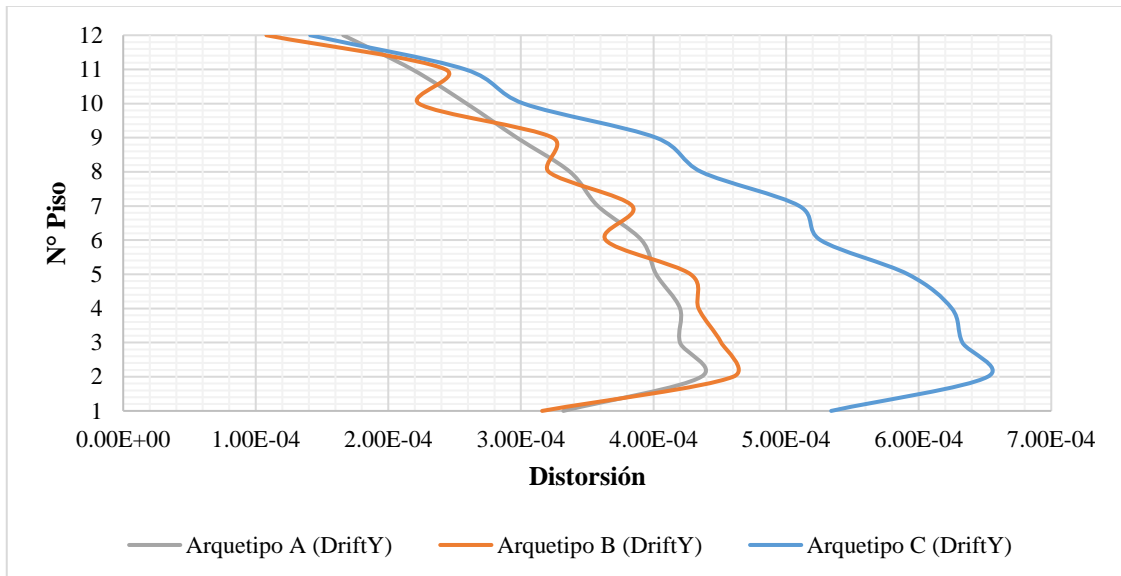
*Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X en comparación a la distorsión límite de acuerdo con la Norma E.030*



Las distorsiones de entrepiso de los Arquetipos A, B y C, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección X, cumplen notablemente con el límite de distorsión estipulado en la Norma E.030 (0.010).

**Figura 58**

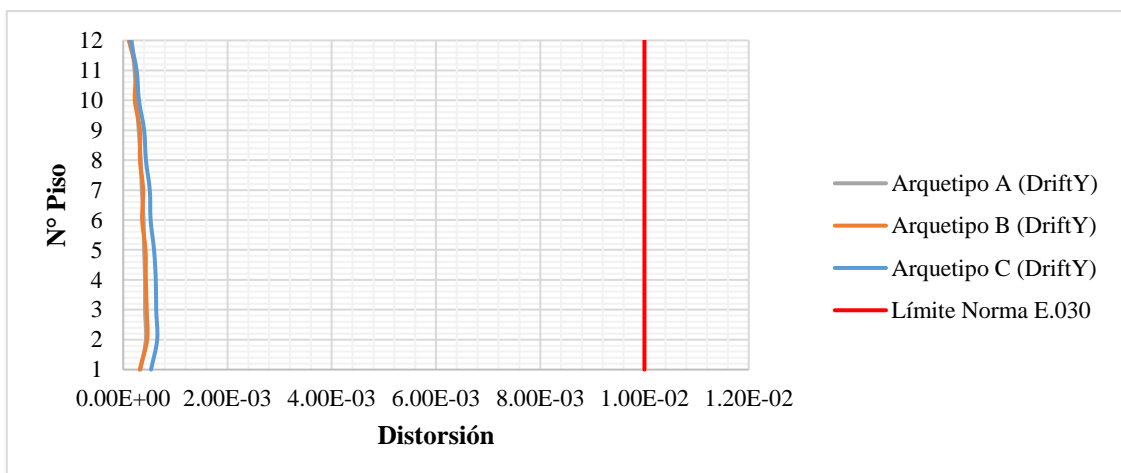
*Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y*



Las distorsiones de entrepiso de los Arquetipos A y B, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección Y, no difieren significativamente en sus valores. Sin embargo, fueron las distorsiones de entrepiso del Arquetipo C las de mayor magnitud en todo el análisis sísmico.

**Figura 59**

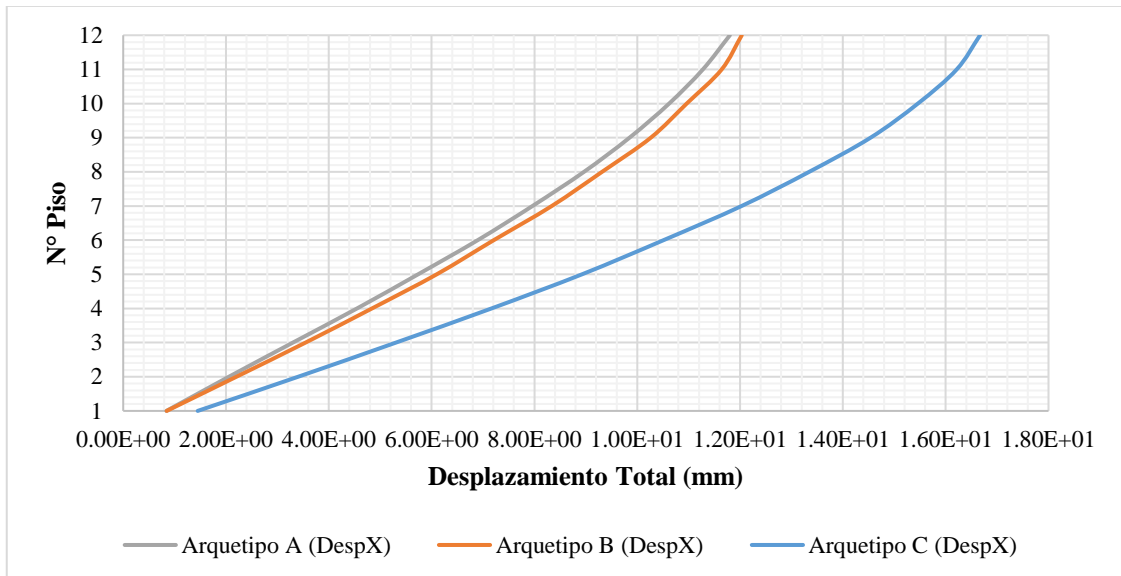
*Distorsiones por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y en comparación a la distorsión límite de acuerdo con la Norma E.030*



Las distorsiones de entrepiso de los Arquetipos A, B y C, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección Y, cumplen notablemente con el límite de distorsión estipulado en la Norma E.030 (0.010).

**Figura 60**

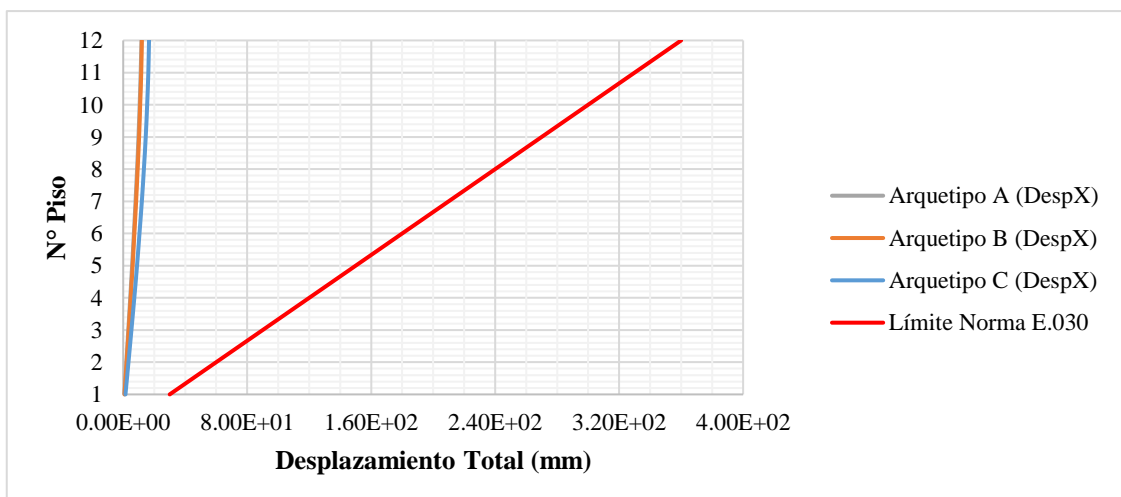
*Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X*



Los desplazamientos totales de los Arquetipos A y B, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección X, no difieren significativamente en sus valores. Sin embargo, fueron los desplazamientos totales del Arquetipo C los de mayor magnitud en todo el análisis sísmico.

**Figura 61**

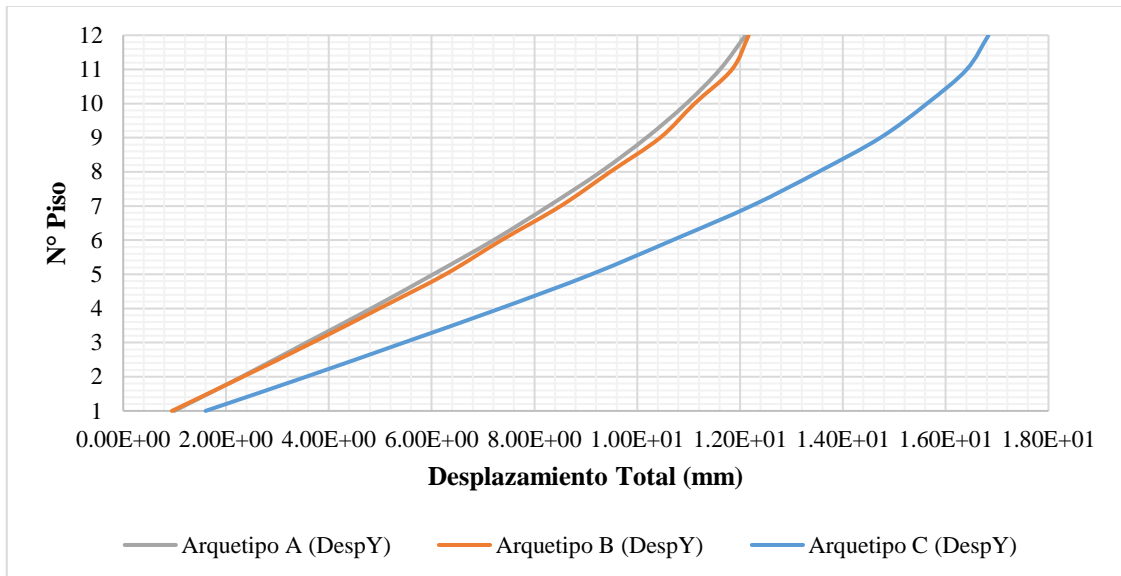
*Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección X en comparación al desplazamiento total límite de la Norma E.030*



Los desplazamientos totales de los Arquetipos A, B y C, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección X, cumplen notoriamente con el límite de desplazamiento total calculado en base a la Norma E.030.

**Figura 62**

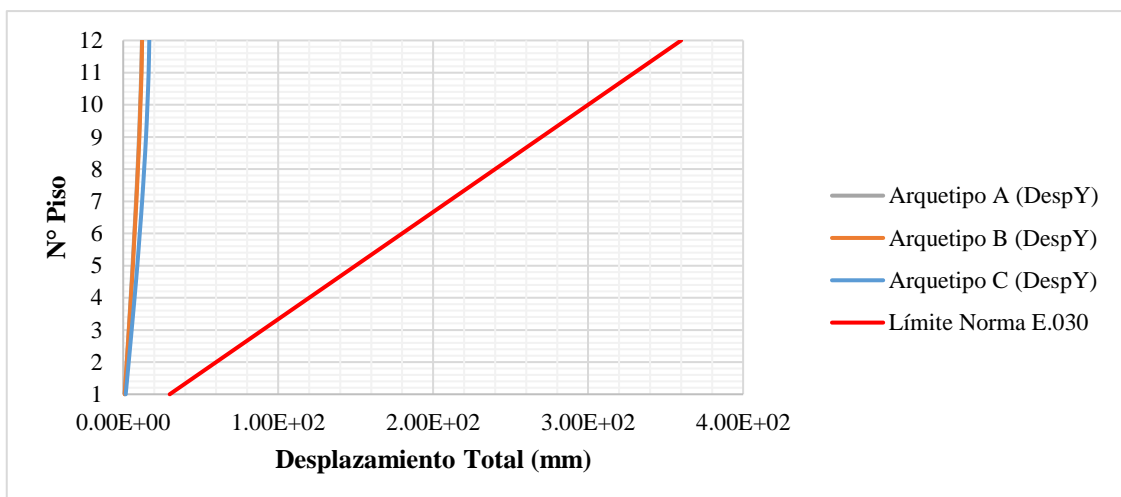
*Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y*



Los desplazamientos totales de los Arquetipos A y B, calculados mediante el análisis dinámico modal espectral en la dirección Y, no difieren significativamente en sus valores. Sin embargo, fueron los desplazamientos totales del Arquetipo C los de mayor magnitud en todo el análisis sísmico.

**Figura 63**

*Desplazamientos totales reales por piso de los Arquetipos A, B y C en la dirección Y en comparación al desplazamiento total límite de la Norma E.030*



De los resultados presentados, cabe mencionar que ni las distorsiones de entrepiso ni los desplazamientos totales sobrepasan los límites establecidos por la Norma E.030; sin embargo, los valores que más se acercan al límite en ambas direcciones son los del Arquetipo C, mientras que el que más se aleja es el Arquetipo A.

#### 5.4. Discusión de resultados

En base a los resultados obtenidos en cuanto al diseño y evaluación sismorresistente de los tres modelos estructurales de acero propuestos, en esta sección, se describe la interpretación de estos y se comparan con los resultados obtenidos en diferentes investigaciones nacionales e internacionales con la finalidad de enumerar las conclusiones más pertinentes y brindar mayor consistencia al presente estudio (Ver Anexo J).

##### 5.4.1. Parámetros de diseño (secciones y peso)

En primera instancia, habiendo obtenido las secciones de cada elemento componente de los tres arquetipos modelados y calculado el peso total de los mismos (véase en Tabla 63 y 64), se pudo apreciar que el Arquetipo A fue el más pesado (5932 ton), esto se debe tanto por la sección de columna usada en este modelo (W14x550-1), la cual representó la sección más pesada de toda la evaluación, como la mayor cantidad de elementos diagonales por piso que conformaron la rejilla rígida perimetral de la estructura.

A continuación, en comparación con otros estudios, se pueden destacar algunas de las secciones más usadas para este tipo de sistema estructural tanto en edificaciones de acero como de concreto armado (ver Tabla 65).

**Tabla 65**

*Secciones usadas por elemento estructural y autor*

Autor	Nº Pisos	Planta	Ángulo Diagrid	Vigas/ Elementos de Unión	Columnas	Rejillas Rígidas Perimetrales (Diagrid)
Huerta y Mayhuire	12	30m x 30m	45.00°	W 21x55-1	W 14x550-1	W 8x48-1
				W 12x22-1		
			63.43°	W 21x55-1	W14x257-1	W24x84-1
			75.96°	W 12x22-1	W14x145-1	W24x76-1
	W 21x55-1					

				W 12x22-1		
				W14x99	W12x87	W12x72
				W12x89	W12x72	W12x65
				W12x72	W12x58	W12x53
Al Dughaisi et al. (2023)	4	30m x 30m	No figura	W24x68		
				W24x62		
				W12x40	W12x50	W12x40
				W10x33		
				W8x10		
				W33X387		W36X441
				W33X318		W36X210
				W24X279		W33X354
				W14X342		W33X152
Li et al. (2019)	30	31m x 31m	No figura	W14X211	No figura	W27X258
						W27X146
						W24X192
				W14X145		W18X130
						W14X99
				W24x76		W14x82
				W24x62		W14x68
				W21x62		W14x53
				W21x55		W14x48
				W21x50		W14x43
Hooven (2018)	10	30.5m x 45.7m	66°	W12x50	W14x120	W14x34
				W21x44		
				W21x40		
				W14x34		W14x22
				W14x30		
				W14x22		
V. Yadav y Bajpai (2020)	44	30m x 30m	67.32°	ISBM 600	ISHB 600-2	385.6mmx 385.6mm x11mm
Chen (2018)	36		67.4°	W27x129	No figura	



Roshani (2023)	60	36m x 36m	49°	W24x117	BOX 600x30	BOX 550x25
				W21x83		
		W24x94		BOX 550x25	BOX 500x22	
		W27x129				
	42m x 42m	W27x102	BOX 500x20	BOX 450x18		
		W24x94				
	24	36m x 36m	67°	1 W500 × 15 + F350 × 25	BOX 600x30	BOX500 × 28
				1 W450 × 15 + F350 × 25		
				1 W450 × 10 + F350 × 25	BOX 450x15	BOX350 × 18
				1 W400 × 10 + F300 × 20		
74°		1 W500 × 15 + F350 × 25		BOX 600x30	BOX500 × 26	
		1 W450 × 15 + F350 × 25				
		1 W450 × 10 + F350 × 25		BOX 500x20	BOX400 × 20	
		1 W400 × 10 + F300 × 20				
Diaz y Evangelista (2023)	18	25m x 25m	30.96°	35cm x 50 cm	70cm x 70cm	70cm x 60cm
			50.20°	35cm x 50xm	70cm x 70cm	40cm x 60cm
			60.95°	35cm x 50xm	70cm x 70cm	40cm x 60cm
			74.48°	35cm x 50xm	70cm x 70cm	40cm x 75cm
			79.51°	35cm x 50xm	70cm x 70cm	40cm x 60cm

Lupaca (2019)	10	18m x 18m	63.43°	W4x13	W18x19	W18x24
				W5x19		
				W10x17		
				W10x30		
				W10x39		
W10x45						
Núñez (2018)	6	30m x 37.5m	58°-64°	30cm x 70cm	60cm x 60cm	30cm x 50cm 30cm x 60cm
						30cm x 70cm
Saico (2021)	10	30m x 30m	No figura	W14x43	350cm x 350cm x 25cm	400cm x 400cm x 37cm
				W14x74		400cm x 400cm x 25cm
	15			W14x43	350cm x 350cm x 25cm	400cm x 400cm x 37cm
	20			W14x211	4000cm x 400cm x 31cm	400cm x 400cm x 25cm
				W14x43	350cm x 350cm x 25cm	450cm x 450cm x 37cm
	W14x211	4000cm x 400cm x 31.5cm	400cm x 400cm x 25cm			
		W14x211	4000cm x 400cm x 37cm	400cm x 400cm x 31.5cm		

Como se puede apreciar en la Tabla 65, se han recopilado las secciones correspondientes a los elementos estructurales componentes de cada estructura evaluada por el autor mencionado, edificaciones de acero y concreto armado, donde es la sección de perfil “W” la cual predomina en las estructuras de acero y a su vez es usada para el diseño y evaluación de los tres modelos propuestos para el presente estudio.

El peso de las estructuras con sistema *Diagrid* dependen de muchas variables, como la altura total de la edificación, el área, las secciones de los elementos estructurales, y el material a utilizarse. Por tal motivo, se comparan los resultados de peso total obtenidos de los Arquetipo A, B y C, con los resultados de otros autores como se detalla en la Tabla 66.

**Tabla 66**

*Recopilación de pesos totales por estructura y autores*

Autor	Nº Pisos	Ángulo de Inclinación	Planta (m <sup>2</sup> )	Material	Peso Total (ton)
Huerta y Mayhuire	12	45.00°	30x30	Acero	5, 932.42
		63.43°			5, 408.99
		75.96°			5, 323.86
Lupaca (2019)	10	63.43°	18x18	Acero	1, 745.06
Núñez (2018)	6	35°-43°	30x37.5	Concreto	6, 915.70
		58°-64°		Armado	6, 916.29
Saico (2021)	10	No figura	30x30	Concreto	6, 900.00
	15			Armado	10, 529.50
	20				13, 640.57
Chen (2018)	60	67.4°	42x42	Acero	14,657.00

Tal como se mencionó, los diferentes proyectos analizados son distintas las unas de las otras. Se puede observar que Lupaca (2019) modela su caso con el mismo material (acero) y ángulo de inclinación en las rejillas perimetrales, sin embargo, el valor de peso es mucho menor debido a las dimensiones de planta que son menores que las del presente caso estudiado. Asimismo, se evidencia la influencia del número de pisos con el peso, así como el material utilizado en los demás autores descritos.

#### ***5.4.2. Parámetros de diseño sismorresistente (distorsiones, desplazamientos laterales y fuerzas cortantes)***

Por otro lado, en esta sección, se han recopilado los valores máximos correspondientes a las distorsiones de entrepiso, desplazamientos laterales y fuerzas cortantes de entrepiso de los modelos estructurales analizados por diferentes autores.

En cuanto a las distorsiones máximas de entrepiso, los modelos en estudio presentaron una tendencia ascendente de acuerdo con el ángulo de inclinación de la rejilla rígida perimetral, con una distorsión máxima en el último piso de 0.000652 del Arquetipo C (75.96°). Asimismo, en la Tabla 67, se recopilan los valores de las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas por distintos autores.

**Tabla 67***Recopilación de distorsiones máximas de entrepiso por estructura y autor*

Autor	N° Pisos	Ángulo de Inclinación	Planta (m <sup>2</sup> )	Material	Distorsión Máxima de Entrepiso
Huerta y Mayhuire	12	45.00°	30x30	Acero	0.000436
		63.43°			0.000460
		75.96°			0.000652
V. Yadav y Bajpai (2020)	30	67.32°	30x30	Acero	0.002618
Shah y Patel (2020)	36	No figura	24x36	Acero	0.001700
					0.002100
Mishra (2018)	36	66°	12x12	Acero	0.002400
		77°			0.013300
		81°			0.015300
		86°			0.021800
					0.020400
Rudrappa y Maheshwarappa (2018)	12	41.18°	36x36	Acero	0.000700
		52.69°			0.000800
		60.25°			0.000900
		69.14°			0.001100
Quispe (2021)	8	No figura	No figura	Concreto Armado	0.00503
Diaz y Evangelista (2023)	18	30.96°	25x25	Concreto Armado	0.0007
		50.19°			0.00062
		60.95°			0.00061
		74.48°			0.00110
Lupaca (2019)	10	79.51°	18x18	Acero	0.00129
		63.43°			0.00490
Núñez (2018)	6	35° - 43°	30x37.5	Concreto Armado	0.00470
		58° - 64°			0.00340
Wu et al. (2022)	36	No figura	45x45	Concreto Armado	<0.005
Terán-Gilmore et al. (2021b)	24	71.4°	918	Concreto Armado	0.009
	24	70.4°			0.001798
Ashtari et al. (2021)	36	71.6°	15x15	Acero	0.001985
	42	66.8°			0.001996
	56	72.2°	21x21		0.001980
	60	75.6°			0.001862
Mohsenian et al. (2020)	16		36x36	Acero	
	24	65°			<0.03
	32				
Vhanmane et al. (2020)	40	66.2°	32x32	Acero	0.0011 aprox.
	60	66.2°			0.002 aprox.
	80	71.33°			0.0021 aprox.
Asadi (2020)	4	45°	21x21	Concreto Armado	0.005
		63°			0.0055
		72°			0.0304
López (2020)	8	66.8°	36x36	Acero	0.0075

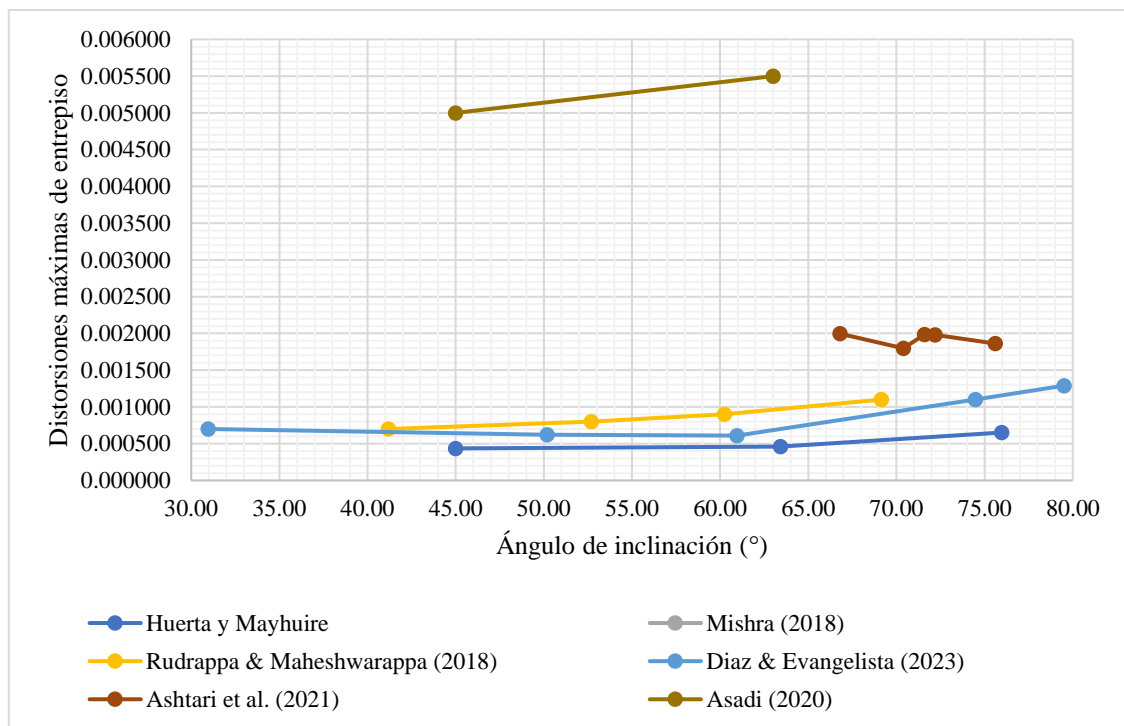
	12				0.0085
Maldonado (2023)	9	No figura	30x30	Concreto Armado	0.000512
	20				0.001366

Se demuestra que varios autores, analizando los modelos estructurales en función al ángulo de inclinación sin cambiar la dimensión de la planta o la altura de la edificación, obtienen la misma tendencia.

A continuación, en la Figura 64, se muestra la recopilación de las distorsiones máximas de entrepiso de algunas de las edificaciones estudiadas por diferentes autores a lo largo de la década.

**Figura 64**

*Recopilación de distorsiones máximas de entrepiso por estructura y autor*



Existe una relación directamente proporcional en cuanto al ángulo de inclinación aplicado en el sistema de rejilla rígida perimetral y las distorsiones máximas de entrepiso, de acuerdo con los autores previamente referenciados. Sin embargo, esta tendencia se pierde en la investigación de Ashtari, et al. (2021), debido al factor de configuración estructural en planta y en altura.

Del mismo modo, en cuanto a los desplazamientos laterales máximos, en el presente estudio, se demostró que el ángulo de inclinación de la rejilla rígida perimetral del sistema

estructural *Diagrid* influyó en la respuesta estructural de las edificaciones, obteniéndose 16.833mm, mediante la evaluación estructural del Arquetipo C (75.96°), como máximo valor y a su vez como valor más perjudicial dentro de la presente evaluación. Asimismo, como se aprecia en la Tabla 68, se reúnen los valores de los desplazamientos laterales máximos obtenidos por distintos autores.

**Tabla 68**

*Recopilación de desplazamientos laterales máximos por estructura y autor*

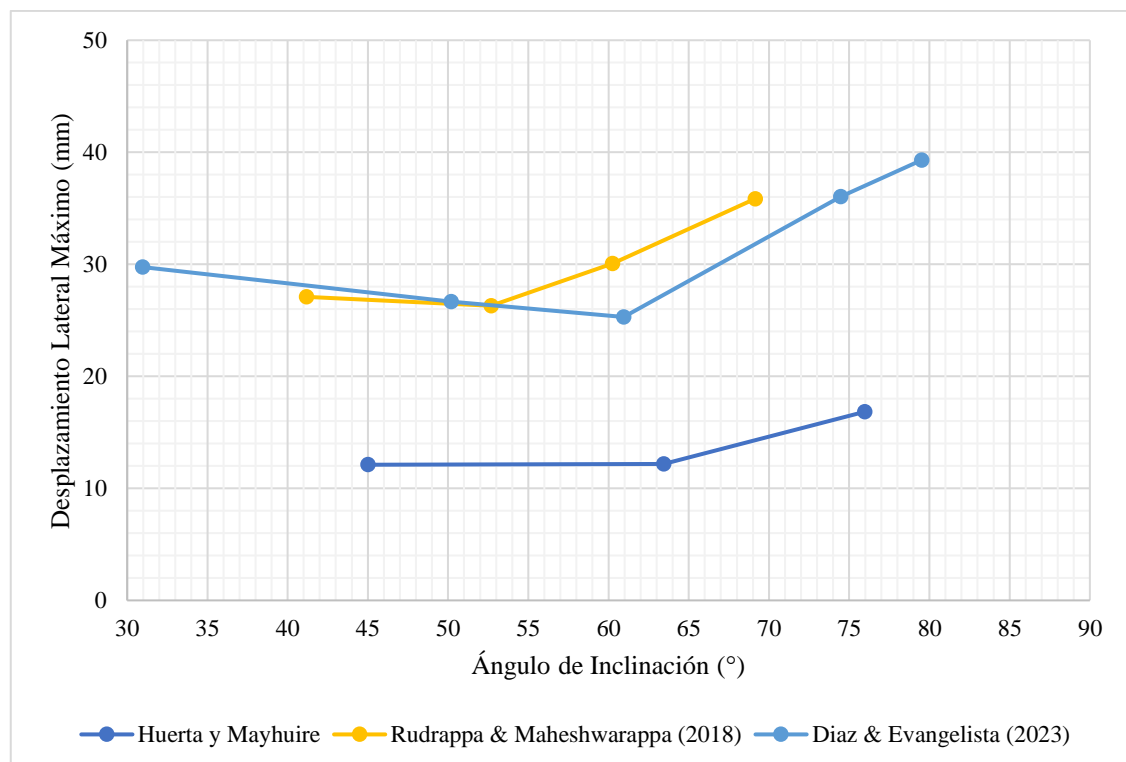
Autor	N° Pisos	Ángulo de Inclinación	Planta (m <sup>2</sup> )	Material	Desplazamiento Lateral Máximo (mm)	
Huerta y Mayhuire	12	45.00°	30x30	Acero	12.108	
		63.43°			12.168	
		75.96°			16.833	
Wu et al.	36	No figura	45x45	Concreto Armado y Acero	20 aprox.	
		24			70.4°	212.370
		36			71.6°	235.700
		42			66.8°	376.770
Ashtari et al.	56	72.2°	21x21	Acero	350.760	
		60			75.6°	277.800
		40			66.2°	155 aprox.
		60			66.2°	310 aprox.
Vhanmane et al.	80	71.33°	32x32	Acero	401 aprox.	
		36			67.4°	88.1
Chen	60	67.4°	42x42	Acero	113.2	
					V. Yadav y Bajpai (2020)	30
Shah y Patel (2020)	36	No figura	24x36	Acero	141.611	
		66°			177.443	
		77°			197.208	
Mishra (2018)	36	81°	12x12	Acero	347.100	
		86°			431.600	
		41.18°			578.800	
		86°			489.000	
Rudrappa y Maheshwarappa (2018)	12	52.69°	36x36	Acero	27.090	
		60.25°			26.300	
		69.14°			30.060	
		69.14°			35.850	
Sukrawa et al. (2019)	10	No figura	15x15	Acero	28.0567	
Diaz y Evangelista (2023)	18	30.96°	25x25	Concreto Armado	29.754	
		50.19°			26.677	
		60.95°			25.298	
		74.48°			36.028	
Lupaca (2019)	10	79.51°	18x18	Acero	39.298	
		63.43°			13.230	

De los datos recopilados, se puede denotar la misma tendencia estructural con algunas variaciones a raíz de unos cuantos factores como la altura, planta y material de la estructura.

A continuación, en la Figura 65, se muestra la recopilación de los desplazamientos laterales máximos de algunos de los modelos estructurales estudiados por los diferentes autores mencionados previamente.

**Figura 65**

*Recopilación de desplazamientos laterales máximos por estructura y autor*



Existe una relación directamente proporcional en cuanto al ángulo de inclinación aplicado en el sistema de rejilla rígida perimetral y los desplazamientos laterales máximos, de acuerdo con los autores previamente referenciados.

Finalmente, en cuanto a las fuerzas cortantes máximas de entrepiso, se obtuvieron los mayores valores por parte del Arquetipo A (45.00°) y los menores valores mediante la evaluación del Arquetipo C (75.96°), de este modo, se pudo apreciar una ligera tendencia en la relación en cuanto a la capacidad de absorción de fuerza cortante y el ángulo de inclinación de la rejilla rígida perimetral. Del mismo modo, de acuerdo con la Tabla 69, se recopilan los valores de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso obtenidas por distintos autores.

**Tabla 69***Recopilación de fuerzas cortantes máximas de entrepiso por estructura y autor*

Autor	N° Pisos	Ángulo de Inclinación	Planta (m <sup>2</sup> )	Material	Fuerza Cortante Máxima de Entrepiso (tonf)		
Huerta y Mayhuire	12	45.00°	30x30	Acero	1350.00		
		63.43°			1236.53		
		75.96°			1234.22		
V. Yadav y Bajpai (2020)	30	67.32°	30x30	Acero	2103.84		
Mishra (2018)	36	66°	12x12	Acero	2143.00		
		77°			1882.13		
		81°			1639.85		
		86°			1807.60		
Rudrappa y Maheshwarappa (2018)	12	41.18°	36x36	Acero	1052.676		
		52.69°			927.088		
		60.25°			892.162		
		69.14°			719.055		
Diaz y Evangelista (2023)	18	30.96°	25x25	Concreto Armado	558.2		
		50.19°			511.3		
		60.95°			504.1		
		74.48°			626.8		
Lupaca (2019)	10	79.51°	18x18	Acero	564.3		
		63.43°			412.27		
		70.4°			303.886		
Ashtari et al. (2021)	36	71.6°	15x15	Acero	620.477		
		42			66.8°	889.019	
		56			72.2°	1248.336	
		60			75.6°	1350.308	
Mohsenian et al. (2020)	16	65°	36x36	Acero	<3060		
					24	<4080	
					32	<5100	
					40	101.972 aprox.	
Vhanmane et al. (2020)	60	66.2°	32x32	Acero	254.929 aprox.		
					80	71.33°	509.858 aprox.

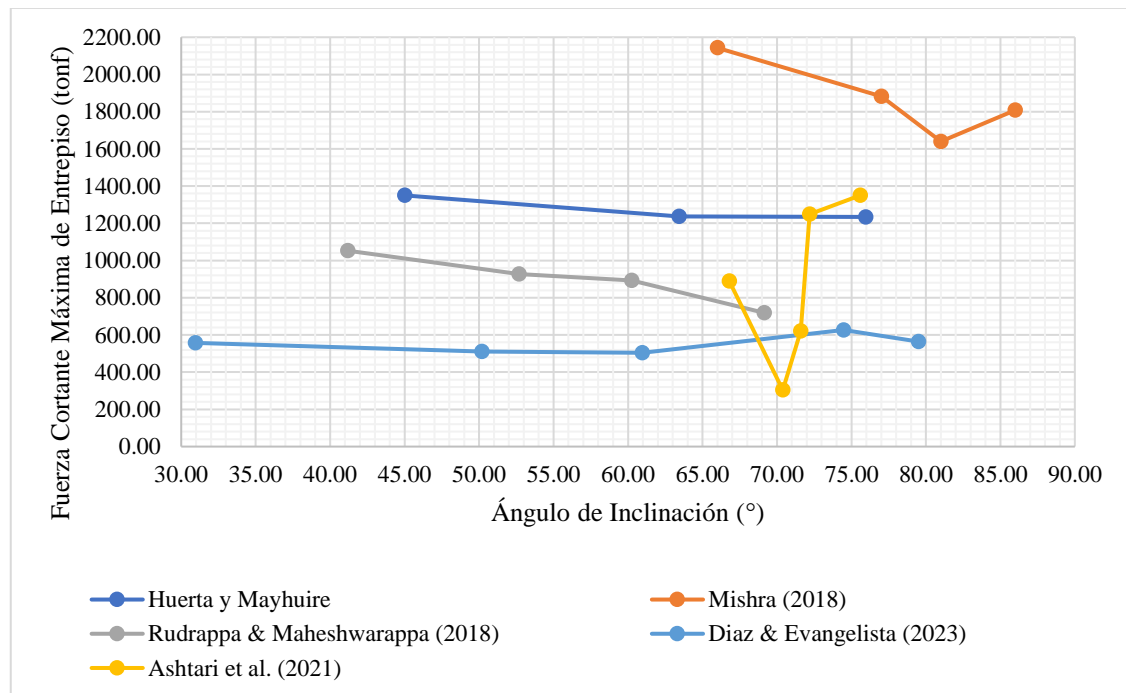
Se puede denotar que algunos autores obtienen la misma tendencia al evaluar sus modelos estructurales de acuerdo con el ángulo de inclinación, sin embargo, en algunas investigaciones esta tendencia fluctúa de acuerdo con la altura y planta de la edificación, obteniéndose mayores valores de fuerza cortante en las estructuras con mayor cantidad de pisos.



A continuación, en la Figura 66, se muestra la recopilación de las fuerzas cortantes máximas de algunos de los modelos estructurales estudiados por los diferentes autores mencionados anteriormente en la Tabla 69.

**Figura 66**

*Recopilación de fuerzas cortantes máximas de entrepiso por estructura y autor*



De acuerdo con las investigaciones realizadas por los autores en mención, existe una tendencia inicial de reducción de fuerza cortante máxima de entrepiso al aplicar un ángulo de inclinación mayor, sin embargo, esta tendencia se pierde debido a la fluctuación en la configuración estructural en planta y en altura aplicado a lo largo de las investigaciones.

#### **5.4.3. Ángulo óptimo de inclinación del sistema estructural de rejilla rígida perimetral (Diagrid)**

Para determinar el ángulo óptimo de inclinación se deben considerar los resultados de los parámetros sismorresistente, es decir, distorsiones máximas, desplazamientos máximos y las fuerzas cortantes máximas. Por tal motivo, siguiendo el enfoque de la investigación sobre reducir los desplazamientos laterales y considerando que los resultados en los tres arquetipos se encuentran por debajo del límite establecido en la Norma E0.30, el ángulo óptimo de inclinación para el caso en estudio fue de 45°, el cual presentó menores desplazamientos laterales en comparación a los arquetipos B y C. Asimismo, en la Tabla 70 se comparan los resultados determinados por los autores descritos previamente.

**Tabla 70***Recopilación de ángulos óptimos de inclinación del sistema Diagrid según cada autor*

Autor	N° Pisos	Ángulo Óptimo de Inclinación	Planta (m <sup>2</sup> )	Material	Explicación
Huerta y Mayhuire	12	45.00°	30x30	Acero	Menor desplazamiento lateral
Terán-Gilmore et al. (2021)	6	49.10°	36x36	Acero	Menor desplazamiento lateral y distorsión de entrepiso
Jalali y Massumi (2024)	36	50.19°	36x36	Acero	Mayor capacidad elástica y mayor ductilidad
Vhanmane et al. (2020)	40	60.20°	32x32	Acero	Menor desplazamiento lateral y distorsión
Asadi (2020)	4	45.00°	21x21	Concreto Armado y Acero	Menor distorsión de entrepiso
Mishra (2018)	36	66.00°	12x12	Acero	Menor distorsión, desplazamiento y mayor fuerza cortante
Roshani (2023)	24	49.00°	36x36	Acero	Mayor resiliencia

En adición, así como en este estudio se demuestra técnicamente, a través de la evaluación sismorresistente a los tres arquetipos propuestos, que el ángulo óptimo de inclinación de las rejillas rígidas perimetrales resulta ser el menor ángulo aplicado; diferentes autores que han analizado estructuralmente los modelos con este sistema innovador variando el ángulo de inclinación dentro de los módulos componentes del propio sistema estructural,

validan esta teoría, cercioran a su vez de que mientras menor sea el ángulo de inclinación de las rejillas rígidas perimetrales, más eficiente es la respuesta sísmica estructural de la edificación. En esa misma línea, como se muestra en la Tabla 70, los autores dan una breve conclusión en cuanto a sus resultados, detallando el modo en el que el ángulo de inclinación influye positivamente en el comportamiento de sus modelos estructurales (Menores desplazamientos laterales y distorsiones principalmente).

## 5.5. Contrastación de hipótesis

### 5.5.1. Prueba de hipótesis general

Hipótesis 1: Al implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral se reducirán los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.

H0: Al implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral no se reducirán los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.

H1: Al implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral sí se reducirán los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.

Observación: Al implementar el sistema metálico de rejilla rígida perimetral (*Diagrid*) en tres edificios multifamiliares de 12 pisos de 30m x 30m y analizar su comportamiento sismorresistente a través del *software* ETABS v20, se observa, según la Figura 66 y 68, que los valores obtenidos de los desplazamientos máximos laterales son 12.108mm para un ángulo de 45°, 12.168mm para 63.43° y 16.833 para 75.96°. En la Tabla 71 se recopilan los desplazamientos máximos laterales y se calcula el porcentaje de reducción respecto al límite establecido por la Norma E0.30 respecto a las direcciones X y Y.

**Tabla 71**

*Porcentaje de reducción del desplazamiento máximo lateral respecto al límite máximo establecido por la Norma E0.30*

Arquetipo	Desp.-SX (mm)	Desp.-SY (mm)	Lím (mm)	% Lim X	% Lim Y	% Red X	% Red Y
Arquetipo A	11.802	12.108	360	3.28%	3.36%	96.72%	96.64%
Arquetipo B	12.033	12.168	360	3.34%	3.38%	96.66%	96.62%
Arquetipo C	16.668	16.833	360	4.63%	4.68%	95.37%	95.32%

Se observa que los valores de los desplazamientos máximos laterales se encuentran por debajo del límite establecido por la Norma E0.030; representado un 3.36% en el caso del Arquetipo A, un 3.38% para el Arquetipo B y un 4.68% para el Arquetipo C respecto al límite máximo establecido en el último piso. Asimismo, según la Figura 70, Rudrappa y Maheshwarappa (2018) para un edificio de 12 pisos de 36m x 36m obtiene desplazamientos laterales máximos son 27.090mm para un ángulo de 52.69°, 30.060mm para 60.25°, 35.850mm para 69.14°; mientras que, Diaz y Evangelista (2023) para un edificio de 18 pisos de 25m x 25m obtiene 29.754mm para un ángulo de 30.96°, 26.677mm para 50.19°, 25.298mm para 60.95°, 36.028mm para 74.48° y 39.298mm para 79.51°.

Para todos los autores se observa que el desplazamiento máximo lateral se reduce respecto al límite establecido según la normativa estudiada en cada caso. Asimismo, estos valores se reducen según el ángulo de inclinación implementado, como el arquetipo A que se reduce en un 96.64%, el Arquetipo B en un 96.62% y el Arquetipo C un 95.32%.

Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula  $H_0$  y se acepta la hipótesis alterna  $H_1$  ya que al implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral se reducen los desplazamientos laterales.

### ***5.5.2. Prueba de hipótesis específica 1***

Hipótesis 2: Si se determinan los parámetros de diseño según la Norma E.090, se modelará una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral.

$H_0$ : Si se determinan los parámetros de diseño según la Norma E.090, no se modelará una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral.

$H_2$ : Si se determinan los parámetros de diseño según la Norma E.090, sí se modelará una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral.

Observación: Los autores presentados en la Tabla 65 presentan los edificios evaluados a través de su modelamiento en *softwares* como ETABS o SAP2000 modelamiento lo cuales se ven reflejados a través de los resultados de las secciones de los elementos estructurales calculados y los pesos totales de las edificaciones. Según la tabla mencionada la sección predominante para las edificaciones de acero es la sección W que varía según la configuración estructural de la misma, tal como lo describen Al Dughaiishi et al. (2023), Li et al. (2019), Hooven (2018), Chen (2018), Roshani (2023), Lupaca

(2019), y Saico (2021). Asimismo, obteniendo los parámetros de diseño, el *software* permite obtener el peso total de la estructura considerando las secciones previamente mencionadas. Según la Tabla 66, el Arquetipo A que tiene un ángulo de inclinación de  $45^\circ$  pesa 5, 932.42 ton, el Arquetipo B de  $63.43^\circ$  pesa 5, 408.99 ton y el Arquetipo C de  $75.96^\circ$  pesa 5, 323.86 ton, según Lupaca (2019) la estructura estudiada de 10 pisos de 18m x 18m de  $63.43^\circ$  pesa 1,745.06 ton, para Saico (2021) una estructura con 10 pisos de 30m x 30m pesa 6, 900.00 ton, una estructura de 15 pisos con misma área pesa 10, 529.50 ton y una estructura de 20 pisos pesa 13, 640.57 ton, para Núñez (2018) una estructura de 6 pisos de 30m x 37.5m con ángulos de  $35^\circ - 43^\circ$  pesa 6, 915.70 ton, mientras que una misma estructura pero con ángulos de inclinación de  $58^\circ - 64^\circ$  pesa 6, 916.29 ton, y según Chen (2018) una estructura de 60 pisos de 42m x 42m con ángulo de inclinación de  $67.4^\circ$  pesa 14,657.00 ton.

Todos los autores al determinar sus parámetros de diseño según la normativa en estudio, se modelan sus edificaciones en *softwares* ingenieriles tales como ETABS y por lo tanto se obtienen los perfiles de cada elemento estructural y en consecuencia los pesos totales de cada estructura.

Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula  $H_0$  y se acepta la hipótesis alterna  $H_2$  ya que, si se determinan los parámetros de diseño según la Norma E.090, sí se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral obteniendo de este, las secciones de cada elemento estructural y su respectivo peso.

### **5.5.3. Prueba de hipótesis específica 2**

Hipótesis 3: Si se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral, se obtendrán los parámetros sismorresistentes a través del *software* ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.

$H_0$ : Si se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral, no se obtendrán los parámetros sismorresistentes a través del *software* ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.

$H_3$ : Si se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral, sí se obtendrán los parámetros sismorresistentes a través del *software* ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.

Observación: Al término del diseño de los tres modelos propuestos en esta investigación considerando las especificaciones estipuladas en la Norma E.090, se procede con la evaluación sismorresistente mediante el análisis estático y dinámico modal espectral. De acuerdo con las Figuras 59-68, se observa a modo de resumen y comparación los parámetros sismorresistentes obtenidos de acuerdo con el análisis sísmico-estructural (Distorsiones, desplazamientos laterales y fuerzas cortantes), además se verifican los resultados en cuanto a las distorsiones y desplazamientos laterales de acuerdo con las limitaciones establecidas dentro de la Norma E.030.

Asimismo, de acuerdo con las Tablas 67-69, los autores en mención proceden con el análisis sísmico pertinente a sus modelos estructurales propuestos, hacen uso además de diferentes programas ingenieriles y aplican una configuración estructural distinta. Sin embargo, todos son capaces de proceder correctamente con el análisis dinámico sísmico estructural y obtener los parámetros sismorresistentes que se requieren para el diseño de este tipo de sistema estructural innovador, con el fin de establecer las conclusiones más consistentes en cuanto al sistema estructural de rejilla rígida perimetral.

En consecuencia, se rechaza la hipótesis nula  $H_0$ , si se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral, sí se obtienen los parámetros sismorresistentes a través del *software* ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030, por lo que se acepta la hipótesis  $H_3$ .

#### **5.5.4. Prueba de hipótesis específica 3**

Hipótesis 4: Al determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, se mejorará el desempeño sísmico estructural.

$H_0$ : Al determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, no se mejorará el desempeño sísmico estructural.

$H_4$ : Al determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, sí se mejorará el desempeño sísmico estructural.

Observación: Al haber concluido el análisis dinámico modal espectral de los tres arquetipos propuestos en esta investigación, en relación al ángulo de inclinación de la rejilla rígida perimetral aplicado para cada modelo estructural analizado, se comparan y se estudian los resultados obtenidos en cuanto a las distorsiones, desplazamientos

laterales y fuerzas cortantes, de este modo, cuantificando la eficiencia de los parámetros sismorresistentes obtenidos por cada arquetipo, se infiere el ángulo de inclinación más óptimo para este tipo de sistema estructural, siendo el menor ángulo ( $45^\circ$ ) el que ofrece mejores resultados en cuanto al comportamiento sismorresistente de este tipo de sistema.

Asimismo, de acuerdo con la Tabla 70, los autores en mención comparten la misma conclusión en cuanto al ángulo de inclinación óptimo para este tipo de sistema estructural. De este modo, en base a los resultados obtenidos al haber realizado el análisis dinámico dentro de sus investigaciones, infieren que mientras menor sea el ángulo de inclinación de la rejilla rígida perimetral, es más eficiente el comportamiento sismorresistente de la estructura.

En consecuencia, se rechaza la hipótesis nula  $H_0$ , al determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, sí se mejora el desempeño sísmico estructural, por lo que se acepta la hipótesis  $H_4$ .

## CONCLUSIONES

1. Se concluye que la implementación del sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral reduce los desplazamientos laterales de las edificaciones de acero ubicadas en la zona 4 de Lima Metropolitana. Los casos del presente estudio son arquetipos modelados con el sistema de rejilla rígida perimetral y estos se diferencian en el ángulo de inclinación de la rejilla. El Arquetipo A, sus rejillas presentan  $45^\circ$  de inclinación, el Arquetipo B, sus rejillas presentan  $63.43^\circ$ , y el Arquetipo C, sus rejillas presentan  $75.96^\circ$ . Los valores de los desplazamientos máximos laterales se comparan en función de los valores máximos estipulados por la Norma E.030, que establece como límite de distorsión 0.010 para edificaciones de acero. De esta manera se obtiene que para el arquetipo A, su desplazamiento máximo lateral se reduce un 96.72% en la dirección X y un 96.64% en la dirección Y; el Arquetipo B se reduce un 96.66% en la dirección X y un 96.62% en la dirección Y; mientras que el Arquetipo C se reduce un 95.37% en la dirección X y un 95.32% en la dirección Y. Se observa que los tres casos reducen sus desplazamientos máximos laterales en más de un 90% respecto al límite máximo, sin embargo, se observa que el porcentaje de reducción y el ángulo de inclinación presentan una relación inversamente proporcional.
2. La investigación presenta los tres casos previamente descritos, se determina la configuración estructural tanto en planta como en elevación. Y para la determinación de las secciones de los elementos estructurales a través del *software* ETABSv20 se concluye que se requieren las combinaciones de cargas establecidas en la Norma E.090 para el diseño de estructuras metálicas. Se obtiene distintas secciones según el ángulo de inclinación; para el Arquetipo A, los perfiles para las vigas principales y secundarias son W 21x55-1 y W 12x22-1, los perfiles de las columnas son W 14x550-1 y los perfiles de las rejillas rígidas perimetrales son W 8x48-1; para el Arquetipo B, los perfiles para las vigas principales y secundarias son W 21x55-1, los perfiles de las columnas son W14x257-1 y los perfiles de las rejillas rígidas perimetrales son W24x84-1; para el Arquetipo C, los perfiles para las vigas principales y secundarias son W 21x55-1 y W 12x22-1, los perfiles de las columnas son W14x145-1 y los perfiles de las rejillas rígidas perimetrales son W24x76-1 (Ver Tabla 63). En consecuencia, esta variación de los perfiles de los elementos estructurales de cada arquetipo se ve reflejada en los pesos totales, el Arquetipo A presenta un peso total 5, 932.42 ton, el Arquetipo B pesa 5, 408.99, y el Arquetipo C pesa 5, 323.86 ton (Ver



Tabla 64). Además, los resultados de la presente investigación en comparación con los resultados de los autores previamente estudiados reflejan que los perfiles W son los más usados en el diseño de edificaciones de acero con sistema de rejilla rígida perimetral (Ver Tabla 65). Se observa, que el peso total de la estructura depende tanto del ángulo de inclinación como del número de pisos y configuración estructural en planta y, tanto el ángulo de inclinación como el peso total de la estructura tienen una relación inversamente proporcional, a menor ángulo mayor es el peso de la estructura.

3. Esta investigación a su vez demuestra la eficiencia de las herramientas propias del *software* que permiten establecer las secciones óptimas para cada arquetipo en estudio, así como, el pertinente análisis sísmico estructural para obtener los parámetros sismorresistentes de diseño, verificar su cumplimiento con respecto a la normatividad nacional (Norma E.030) y determinar la configuración estructural óptima para el sistema estructural de rejilla rígida perimetral (*Diagrid*). Por ello, además, se concluye que cada uno de los procedimientos realizados para correr de manera eficiente el análisis dinámico modal espectral es de suma relevancia; desde la determinación de las secciones de cada elemento estructural (lo cual establece el peso total de cada arquetipo), hasta la verificación de las irregularidades en planta y en altura de los tres modelos planteados. De este modo, se pueden obtener y comparar los parámetros sismorresistentes de diseño de cada arquetipo: En cuanto a las distorsiones de entrepiso (Ver Figura 59), el Arquetipo C, con distorsiones máximas de hasta 0.000652, es el modelo más deficiente, con poca diferencia en relación a los otros arquetipos y cumpliendo además con el límite estipulado con la Norma E.030 (0.010); asimismo, en cuanto a los desplazamientos laterales globales (Ver Figura 63), nuevamente es el Arquetipo C con los resultados menos favorables, con un desplazamiento lateral global o total de 16.833 mm; finalmente, en cuanto a las fuerzas cortantes de entrepiso (Ver Figura 55), es el Arquetipo A que absorbe mayor fuerza cortante en cada piso en comparación con los otros modelos estructurales, siendo la fuerza máxima la del primer piso con 1350.000 tonf , lo que evidencia a su vez, una mayor resiliencia y capacidad de disipación energética, esto debido a que es el Arquetipo A que obtiene menores resultados en cuanto a distorsiones y desplazamientos laterales. Adicionalmente, de acuerdo con la revisión de otros autores, las distorsiones y desplazamientos laterales máximos son mayores cuando el ángulo es mayor a 45°, posteriormente los valores disminuyen aplicando un ángulo de inclinación entre 45° y

60°, hasta llegar a un valor mínimo que es el óptimo, y cuando el ángulo de inclinación vuelve a aumentar, los valores mencionados también aumentan.

4. Habiendo calculado y analizado los parámetros de diseño (Secciones) y de sismorresistencia (Distorsiones, desplazamientos laterales y fuerzas cortantes) para cada arquetipo planteado en relación con el ángulo de inclinación de los elementos diagonales (rejillas rígidas perimetrales), se procede a definir el valor óptimo para la aplicación de este ángulo en el sistema estructural en estudio. Asimismo, teniendo en cuenta la revisión de diferentes investigaciones, se concluye la siguiente relación inversamente proporcional: Mientras menor sea el ángulo de inclinación aplicado en el sistema estructural de rejilla rígida perimetral (*Diagrid*), mejor es su comportamiento sísmico estructural; esta relación, se justifica de acuerdo a los resultados en cuanto a las distorsiones, desplazamientos laterales y a la capacidad de absorción y disipación de fuerza cortante obtenidas para este tipo de sistema estructural aplicando un menor ángulo de inclinación en los elementos diagonales, tanto en esta investigación como en la de otros autores que han comparado estructuralmente la aplicación de más de un ángulo (Ver Tabla 70). Asimismo, los resultados en mención evidencian un mejor comportamiento estructural y menor daño localizado y/o global en la edificación, de este modo, y tomando en cuenta lo anteriormente analizado, se puede concluir además que el ángulo de inclinación óptimo para el sistema estructural de rejilla rígida perimetral (*Diagrid*), en términos de comportamiento estructural, se encuentra entre los 45° y 60°. Finalmente, de acuerdo con la revisión de otras investigaciones, el ángulo de inclinación óptimo se justifica, en su mayoría, por menores desplazamientos laterales.

## RECOMENDACIONES

1. El presente estudio representa el porcentaje de reducción de los desplazamientos laterales respecto a los límites establecidos por la normativa peruana. Sin embargo, se sugiere compararlo con los sistemas convencionales para que, de esta manera, se observe numéricamente qué sistema es el que conviene más ingenierilmente.
2. En este caso de estudio, para determinar los parámetros de diseño se utiliza la normativa peruana; sin embargo, se recomienda comparar los resultados que se puedan obtener a partir de normativa extranjera que hayan ahondado más en este nuevo sistema.
3. Por otro lado, se insta a investigar la relación de esbeltez y ancho de base de los módulos *Diagrid*, ya que a lo largo de la investigación se observa una relación directa respecto a las secciones de diseño y el peso total de la estructura.
4. Se recomienda también realizar un análisis más complejo como es el caso del análisis dinámico tiempo-historia, con la finalidad de aterrizar la investigación de este tipo de sistema estructural innovador de modo aún más realista en nuestro país.
5. Adicionalmente, para futuras investigaciones sobre la aplicación del sistema estructural *Diagrid* en nuestro territorio, se recomienda analizar modelos con diferente configuración estructural, así como los factores externos como el tipo de suelo y uso.
6. Se recomienda tomar mayor consideración a las investigaciones donde se comparta una configuración estructural con más similitudes, ya que, con los resultados en cuanto a los parámetros de diseño y comportamiento estructural, se puede hacer un mayor número de conclusiones y recomendaciones con más consistencia.
7. Además, se sugiere modelar y analizar este tipo de sistema estructural con mayores valores de ángulo de inclinación, con la finalidad de verificar el comportamiento sismorresistente de estas edificaciones con respecto a los límites estipulados por la normatividad nacional, ya que los ángulos de inclinación aplicados para esta investigación demuestran resultados muy favorables de acuerdo con los límites permitidos.
8. Asimismo, se recomienda realizar otras investigaciones que le den mayor enfoque e importancia al análisis económico y de sostenibilidad que conlleva el diseño y construcción del sistema estructural *Diagrid*, debido a que el campo de aplicación y construcción en la ingeniería civil no solo depende de un análisis estructural.

9. Además, al concluir y demostrar de manera exitosa los resultados en cuanto al comportamiento sísmico estructural del sistema de rejilla rígida perimetral a través del análisis dinámico sobre tres edificaciones modeladas y habiéndolas comparado con diversos autores, se recomienda la implementación de este sistema en edificaciones de acero ubicadas en zonas de alta sismicidad de nuestro país y para distintos usos (edificaciones multifamiliares, oficinas, entre otros).
10. Finalmente, se recomienda a futuros investigadores, realizar un exhaustivo análisis sobre edificaciones con este tipo de sistema estructural metálico aplicando la normatividad peruana, de este modo, se tiene como finalidad renovar y considerar una mayor cantidad de especificaciones técnicas relacionadas a la aplicación de este sistema estructural innovador en nuestro territorio.

## REFERENCIAS

- ACERO-DECK. (17 de junio de 2024). Características Técnicas Perfil Tipo AD-600. ACERO-DECK. <https://www.acerodeck.com/productos/ad-600>
- Al Dughaisi, H., Al Lawati, J., Alost, M., Mahmood, S., Al-Kazee, M., Yusoff, N., y Milad, A. (2023). Analysis and Design of Lateral Framing Systems for Multi-Story Steel Buildings. *Applied Mechanics*, 4(2), 389–406. <https://doi.org/10.3390/applmech4020022>
- American Society of Civil Engineers. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784412916>
- Asadi, E. (2020). Risk-Informed Multi-Criteria Decision Framework for Resilience and Sustainability Assessment of Building Structures [Tesis de doctorado, Case Western Reserve University]. <https://www.proquest.com/openview/699198127788108b9aa58fef08848349/1?cbl=18750&diss=y&pq-origsite=gscholar>
- Asadi, E., y Adeli, H. (2018). Seismic performance factors for low-to mid-rise steel diagrid structural systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(15). <https://doi.org/10.1002/tal.1505>
- Ashtari, P., Karami, R., y Farahmand-Tabar, S. (2021). Optimum geometrical pattern and design of real-size diagrid structures using accelerated fuzzy-genetic algorithm with bilinear membership function. *Applied Soft Computing*, 110. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2021.107646>
- Aulakh, D., Salem, Y., y Lomiento, G. (2021). Research into the development of a response modification factor for diagrid structures. *Proceedings of International Structural Engineering and Construction*, 8(1), 1-6. [https://doi.org/10.14455/ISEC.2021.8\(1\).STR-55](https://doi.org/10.14455/ISEC.2021.8(1).STR-55)
- Baker, W., y Llp, M. (2010). Proposed Methodology To Determine Seismic Performance Factors For Steel Diagrid Framed Systems. *Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH)*, 13, 2-14. <https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/326-proposed-methodology-to-determine-seismic-performance-factors-for-steel-diagrid-framed-systems.pdf>
- Besjak, C., y Thewis, A. (2022). Shenzhen Rural Commercial Bank Headquarters: an Iconic Tower Defined by the Integration of Architecture, Structure and

- Sustainability Goals. *International Journal of High-Rise Buildings*, 11(1), 31–39.  
<https://doi.org/10.21022/IJHRB.2022.11.1.31>
- Boake, T. (2014). *Diagrid structures: systems, connections, details*. WorldSteel Association.  
<https://books.google.com/books?hl=es&lr=&id=H67mBQAAQBAJ&oi=fnd&pg=PA7&dq=diagrid+structures&ots=vBdP3fliKE&sig=4Zo3C9mDhuqsK09dzu2g3c5k4>
- Cai, W., Wang, B., y Shi, Q. (2023). Hysteretic model and seismic energy response of CFST columns in diagrid structure. *Journal of Building Engineering*, 68.  
<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106185>
- Cevallos, O. (2022). *Evolución Histórica de las Normativas de Diseño Sismo Resistente en América Latina. Casos de Estudio: Colombia, Ecuador, Perú y Chile*. [Tesis, Universidad Nacional de Chimborazo].  
<http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/9160>
- Chen, X. (2018). *A comparative study: the dynamic behavior of tall buildings with diagrid and hexagrid structural systems subjected to seismic loads* [Tesis de maestría, University of California]. <https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/119314>
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero.  
[https://cms.alacero.org/uploads/disenio\\_sismorresistente\\_de\\_construcciones\\_de\\_acero\\_5ta\\_ed\\_20135148cc.pdf](https://cms.alacero.org/uploads/disenio_sismorresistente_de_construcciones_de_acero_5ta_ed_20135148cc.pdf)
- CSI Spain. (4 de mayo de 2024). ETABS. CSI Spain.  
<https://www.csiespana.com/software/5/etabs>
- De la Cruz, S., Astocaza, S., y Astocaza, E. (2022). Interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación para uso de oficinas con zapatas aisladas en suelo blando e intermedio de la región de Ica. *Revista Cubana de Ingeniería*, 13 (1). <https://rci.cujae.edu.cu/index.php/rci/article/download/823/513>
- Díaz, R., y Evangelista, G. (2023). *Comportamiento Sismorresistente entre un Sistema Estructural Diagrid y un Sistema de Muros Estructurales en una Edificación de 18 Pisos en Trujillo, 2023*. [Tesis, Universidad Nacional de Trujillo].  
<https://hdl.handle.net/20.500.14414/21120>
- Faiella, D., Argenziano, M., y Mele, E. (2022). *Improving the Seismic Response of Tall Buildings: From Diagrid to Megastructures and Mega-Subcontrol Systems*. The

- Open Construction & Building Technology Journal, 16(1).  
<https://doi.org/10.2174/18748368-v16-e2201030>
- Hasan, Z., Faizal, M., Khairuzzaman, M., y Hasin, T. (2021). Review on Performance of Diagrid Structural System in Tall Building. International Center for Research and Resources Development (ICRRD), 2(1). <https://doi.org/10.53272/icrrd>
- Heshmati, M., Tameh, M., y Khatami, A. (2022). Seismic-resilient diagrid structures with hybrid buckling restrained braces. Structures, 39, 218–236.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.03.016>
- Hooven, K. (2018). Comparative Progressive Collapse Resistant Design Of A Midrise Steel Building Frame: Mrfs, Trusses, And Diagrids [Tesis de maestría, Lehigh Preserve]. <https://preserve.lib.lehigh.edu/>
- Instituto Geofísico del Perú. (2020). Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú (Informe técnico n°004-2020). <http://hdl.handle.net/20.500.12816/4893>
- Instituto Geofísico del Perú. (10 de mayo de 2024). Mapa Sísmico. Portal IGP  
<https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>
- Jalali, A., y Massumi, A. (2024). Effect of type of internal core on the behavior of diagrid tube systems under lateral seismic loads. Structures, 63.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106464>
- Jurado, C., y Vergara, E. (2019). Estudio de la configuración geométrica y material de viviendas de construcción vernácula en un sector de Cuenca. [Tesis, Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/33006>
- Küçük, M., y Arslan, H. (2020). Investigation of Diagrid Structures Over Gherkin Tower. 3rd International Conference of Contemporary Affairs in Architecture and Urbanism (ICCAUA), 3(1), 2-22.  
<https://doi.org/10.38027/N12020ICCAUA316291>
- Li, T., Yang, T., y Tong, G. (2019). Performance-based plastic design and collapse assessment of diagrid structure fused with shear link. Structural Design of Tall and Special Buildings, 28(6). <https://doi.org/10.1002/tal.1589>
- Liu, C., y Fang, D. (2021). Separation of long-period components of ground motion and its impact on seismic response of long-period diagrid structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 150. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106942>

- Liu, C., Fang, D., Zhao, L., y Zhou, J. (2022). Seismic fragility estimates of steel diagrid structure with performance-based tests for high-rise buildings. *Journal of Building Engineering*, 52. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104459>
- Liu, C., Li, Q., Lu, Z., y Wu, H. (2018). A review of the diagrid structural system for tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(4). <https://doi.org/10.1002/TAL.1445>
- López, A., Martín, P., y Castañeda, Á. (2018). Respuesta Torsional de Edificaciones Bajo Cargas de Viento. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 12(1). <https://www.redalyc.org/journal/1939/193959645001/193959645001.pdf>
- López, R. (2020). Respuesta inelástica con fines de diseño del sistema estructural de acero Diagrid [Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana]. <https://doi.org/10.24275/uama.6743.9453>
- Lotfy, S., y El Madawy, M. (2023). Optimization of diagrid tall buildings for seismic response using the parameter space multi-objective method. *Journal of Building Engineering*, 80. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108080>
- Lupaca, G. (2019). Análisis sismorresistente de una edificación de estructura metálica convencional frente a un Sistema Diagrid en la región Tacna. [Tesis, Universidad Privada de Tacna]. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1550>
- Maldonado, K. (2023). Análisis Comparativo sobre el Comportamiento Antisísmico del Sistema Estructural Diagrid y Estructuras de Concreto Armado de Marco Tradicional [Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Chiapas]. <https://repositorio.unach.mx/jspui/handle/123456789/4090>
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2020). Norma E.020: Cargas. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2020). Norma E.090: Estructuras Metálicas. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2020). Norma Técnica E.030: Diseño Sismorresistente. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Mishra, S. (2018). Study on role of base width and diagrid angle on the performance of the diagrid buildings. *Proceedings of the Annual International Conference on*



- Architecture and Civil Engineering (ACE). [https://doi.org/10.5176/2301-394X\\_ACE18.136](https://doi.org/10.5176/2301-394X_ACE18.136)
- Mohsenian, V., Padashpour, S., y Hajirasouliha, I. (2020). Seismic reliability analysis and estimation of multilevel response modification factor for steel diagrid structural systems. *Journal of Building Engineering*, 29.  
<https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2019.101168>
- Mole, S., Phani, J., Nidamarthi, C., y Raju, A. (2019). The Effect of Geometric Nonlinearity on the Moment Resistance of Diagrid Structures. *International Journal of Science Technology & Engineering (IJSTE)*, 5(10), 76-80.  
[www.ijste.org](http://www.ijste.org)
- Núñez, J. (2018). Análisis Comparativo de Edificios con Sistemas Estructurales de Concreto Armado: Duales Versus Diagrid. [Tesis, Universidad Privada de Tacna].  
<http://hdl.handle.net/20.500.12969/641>
- Piqué, J., y Scaletti, H. (1990). Análisis Sísmico de Edificios. Consejo Departamental de Lima.
- Quiroz, A., Terán, A., y Serrano, M. (2017). Ventajas Sismorresistentes y Ambientales del Sistema de Rejillas Rígidas Diagrid para Edificios en Zonas de Alta Sismicidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 97, 64-83.  
<https://doi.org/10.18867/ris.97.479>
- Quispe, F. (2021). Análisis de edificación con sistema Diagrid por Método dinámico no lineal, para mejorar la eficiencia del comportamiento sísmico Juliaca, 2021. [Tesis, Universidad César Vallejo]. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/73627>
- Roshani, M. (2023). Performance assessment and calculation of robustness of high-rise diagrid tube structures with various configurations. *Structures*, 54, 898–917.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.05.068>
- Rudrappa, P., y Maheshwarappa, S. (2018). Comparative study on high rise RC Flat-slab building performance for lateral loads with and without Diagrid system. *International Journal of Engineering Research and Advanced Technology*, 4(8).  
<https://doi.org/10.31695/IJERAT.2018.3316>
- Saico, J. (2021). Análisis Comparativo del Desempeño Sísmico de Edificios de Mediana Altura con Sistema Estructural Dual y Diagrid en Cusco. [Tesis, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco].  
<http://hdl.handle.net/20.500.12918/5954>

- Sanabria, M. (2023). Estudio comparativo del diseño sismo resistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos concéntrico y excéntrico en la Unidad Educativa Tres de Marzo [Tesis de maestría, Universidad Técnica de Ambato].  
<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/38259>
- Sarria, A. (1995). Ingeniería sísmica. Ediciones Uniandes.
- Scaramozzino, D., Albitos, B., Lacidogna, G., y Carpinteri, A. (2022). Selection of the optimal diagrid patterns in tall buildings within a multi-response framework: Application of the desirability function. *Journal of Building Engineering*, 54. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104645>
- Shah, A., y Patel, V. (2020). A Parametric Study of Tall Structures with Diagrid. *Journal of Structural Engineering*, 13(1), 7-14.  
<https://www.proquest.com/docview/2374082355?pq-origsite=gscholar&fromopenview=true&sourcetype=Scholarly%20Journals>
- Shi, Q., Ying, Y., y Wang, B. (2021). Experimental investigation on the seismic performance of concrete-filled steel tubular joints in diagrid structures. *Structures*, 31, 230–247. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.089>
- Sukrawa, M., Pringgana, G., Diva, P., y Sanjaya, T. (2019). Comparative analysis and design of tower using diagrid, conventional moment frame and braced frame system of steel structures. *Structures*, 31, 230-247.  
<https://doi.org/10.1051/mateconf/201927601026>
- Terán-Gilmore, A., Roeslin, S., Tapia-Hernández, E., y Cuadros-Hipólito, E. (2021). Displacement-based design of tall earthquake-resistant diagrid systems. *Journal of Building Engineering*, 35. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.102022>
- Vhanmane, M., y Bhanuse, M. (2020). Analysis of Diagrid Structural System for High Rise Steel Buildings. *Computational Engineering and Physical Modeling*, 3(3), 21–33. <https://doi.org/10.22115/cepm.2020.223505.1092>
- Wakabayashi, M. (1988). Diseño de estructuras sismorresistentes.  
<https://biblioteca.uazuay.edu.ec/buscar/item/25784>
- Wakabayashi, M. (2006). Diseño de Estructuras Sismorresistentes.
- Wang, Z., Orabi, M. A., Nan, Z., Wang, W., Mason, M., y Lange, D. (2023). The response of diagrid structures to fire. *Fire Safety Journal*, 141. <https://doi.org/10.1016/J.FIRESAF.2023.103924>

- Wu, D., Yang, T., Xiong, Y., y Tesfamariam, S. (2022). Experimental assessment on aseismic capacity of a perimeter diagrid concrete core structure: Shake table tests. Measurement: Journal of the International Measurement Confederation, 203. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2022.111925>
- Yadav, P., y Malviya, P. (2019). Analysis of Tall Structure Project Considering Effect of Diagrid and Hybrid Diagrid Members: A Review. International Journal of Scientific Research in Civil Engineering|, 3(10), 2456–6667. <https://ijsrce.com/paper/IJSRCE193213.pdf>
- Yadav, V., y Bajpai, A. (2020). Seismic study of Diagrid structure with brace frame and damper frame system of different arrangement. Researchgate.Net. [https://www.researchgate.net/profile/Vikash-Yadav-16/publication/349074876\\_earthquake\\_analysis\\_of\\_diagrid\\_structure\\_with\\_brace\\_frame\\_and\\_damper\\_frame\\_system/links/601e62cea6fdcc37a8064ade/earthquake-analysis-of-diagrid-structure-with-brace-frame-and-damper-frame-system.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Vikash-Yadav-16/publication/349074876_earthquake_analysis_of_diagrid_structure_with_brace_frame_and_damper_frame_system/links/601e62cea6fdcc37a8064ade/earthquake-analysis-of-diagrid-structure-with-brace-frame-and-damper-frame-system.pdf)
- Zhao, B., Yi, J., Jiang, C., y Lu, X. (2023). Experimental study on seismic performance of super high-rise building with topology optimized diagonal mega frame. Journal of Building Engineering, 76. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107003>

## ANEXOS

### Anexo A: Matriz de consistencia

Problema General	Objetivo General	Problema General	Variable Independiente	Indicadores	Diseño de Método
¿De qué manera se implementa el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para reducir los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicada en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana?	Implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral para reducir los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.	Al implementar el sistema metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral se reducirán los desplazamientos laterales de una edificación de acero ubicado en la zona sísmica 4 de Lima Metropolitana.	Sistema estructural metálico sismorresistente de rejilla rígida perimetral	Anillos Perimetrales Componentes Diagonales Conexiones Configuración en elevación Configuración en planta	El método de la investigación fue deductivo, la orientación fue aplicada, el enfoque fue cuantitativo, y el instrumento de recolección de datos fue retrolectivo.
Problema Específico	Objetivo Específico	Hipótesis Específico	Variable Dependiente	Indicadores	
¿Cómo se determinan los parámetros de diseño para modelar una edificación de acero con	Determinar los parámetros de diseño para modelar una edificación de acero con	Si se determinan los parámetros de diseño según la Norma E.090, se modelará una	Desplazamientos laterales	Desplazamiento máximo	

---

sistema estructural de rejilla rígida perimetral según Norma E.090?	sistema estructural de rejilla rígida perimetral según Norma E.090.	edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral.
---	---	--

---

¿De qué manera se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral a través del <i>software</i> ingenieril ETABS para obtener los parámetros sismorresistentes según lo establecido en la Norma E.030?	Modelar una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral para obtener los parámetros sismorresistentes a través del <i>software</i> ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.	Si se modela una edificación de acero con sistema estructural de rejilla rígida perimetral, se obtendrán los parámetros sismorresistentes a través del <i>software</i> ingenieril ETABS según lo establecido en la Norma E.030.
--	---	---

---

Desplazamiento relativo

---

¿Cuál es el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral para mejorar el desempeño sísmico estructural?	Determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral para mejorar el desempeño sísmico estructural.	Al determinar el grado de inclinación óptimo de las rejillas en el sistema estructural metálico de rejilla rígida perimetral, se mejorará el desempeño sísmico estructural.
--	--	---

---

## Anexo B: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente



PERÚ

Ministerio  
de Vivienda, Construcción  
y Saneamiento

Viceministerio de  
Construcción y Saneamiento

Dirección General de  
Políticas y Regulación en  
Construcción y Saneamiento

Dirección de Construcción

# **NORMA TÉCNICA**

## **E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE**

Anexo C: Norma E.090 Estructuras Metálicas



## E.090 ESTRUCTURAS METÁLICAS

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

### **NORMA E.090** **ESTRUCTURAS** **METÁLICAS**

LIMA - PERÚ  
2020

**PUBLICACIÓN OFICIAL**

w w w . g o b . p e / s e n c i c o

## Anexo D: Norma E.020 Cargas



REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

# **NORMA E.020** **CARGAS**

LIMA - PERÚ  
2020

**PUBLICACIÓN OFICIAL**



**Anexo E: Hoja de cálculo “Análisis sísmico Arquetipo A”**

[ANÁLISIS SÍSMICO-ARQUETIPO A.xlsx](#)

**Anexo F: Hoja de cálculo “Análisis sísmico Arquetipo B”**

[ANÁLISIS SÍSMICO-ARQUETIPO B.xlsx](#)

**Anexo G: Hoja de cálculo “Análisis sísmico Arquetipo C”**

[ANÁLISIS SÍSMICO-ARQUETIPO C.xlsx](#)

**Anexo H: Hoja de cálculo “Restricciones de deflexiones de vigas soldadas y empernadas”**

[RESTRICCIONES DE DEFLEXIONES DE VIGAS SOLDADAS Y EMPERNADAS.xlsx](#)

**Anexo I: Hoja de cálculo “Comparación de resultados”**

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS.xlsx](#)

**Anexo J: Hoja de cálculo “Discusión de resultados (Gráficos)”**

[DISCUSIÓN DE RESULTADOS \(GRÁFICOS\).xlsx](#)