



Universidad  
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de  
Ingeniería Civil

**Estudio comparativo entre el análisis sísmico  
estático y dinámico para nuestra estructura  
regular mayor de 30 m de altura en la ciudad  
de Huancayo**

**Kevin Arnold Rivera Santana**

Huancayo, 2018

Tesis para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental  
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero dar los agradecimientos a mi asesora Ing. Nancy Margot Montañez Huaman, por darme la oportunidad de ser mi asesora depositando en mi toda su confianza, así mismo por su orientación, recomendaciones, paciencia y disposición de tiempo para la realización de esta tesis.

De igual forma a todos los catedráticos de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Continental, que formaron parte en mi desarrollo como futuro profesional, brindándome enseñanzas y experiencias que me servirán de mucho a la hora de ejercer la profesión.

Finalmente agradezco el apoyo de mis amigos y familiares que han ido alentándome durante todo el proceso en la elaboración de esta tesis, y así poder dar un paso muy importante en este largo camino.

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a Dios por ser mi guía y esperanza. A mis padres Walter y Elizabeth por su apoyo incondicional, durante toda mi formación, estaré eternamente agradecido por haberme brindado una hermosa herencia que es mi profesión, nunca los defraudaré. A mis hermanos Juan, Mishel y Sandra, por brindarme su apoyo, amor y compañía durante todos estos años.

# ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	ii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iii
<b>ÍNDICE</b> .....	iv
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	xi
<b>RESUMEN</b> .....	xv
<b>ABSTRACT</b> .....	xvi
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	xvii
<b>CAPÍTULO I</b> .....	18
<b>PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO</b> .....	18
1.1 Planteamiento y formulación del problema .....	18
1.1.1 Planteamiento del problema .....	18
1.1.2 Delimitación del problema .....	23
1.1.3 Formulación del problema .....	23
1.2 Objetivos .....	24
1.2.1 Objetivo general .....	24
1.2.2 Objetivos específicos .....	24
1.3 Justificación e importancia .....	25
1.4 Descripción de variables .....	25
1.4.1 Variables .....	25
1.4.2 Operacionalización .....	26
<b>CAPÍTULO II</b> .....	27
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	27
2.1 Antecedentes del problema .....	27
2.1.1 Antecedentes Internacionales .....	27
2.1.2 Antecedentes Nacionales .....	29
2.2 Bases teóricas .....	30
2.2.1 Fundamentos de sismología y de la ingeniería sísmica .....	30
2.2.2 Análisis sísmico .....	48
2.2.3 Regularidad estructural .....	57
2.2.4 Parámetros para el análisis sísmico Norma Técnica E.030 – 2016 .....	64
2.3 Definición de términos básicos .....	72

<b>CAPÍTULO III</b> .....	74
<b>METODOLOGÍA</b> .....	74
3.1    Método y alcance de la investigación.....	74
3.1.1    Método de la investigación.....	74
3.1.2    Alcances de la investigación .....	75
3.2    Diseño de la investigación.....	75
3.3    Población y muestra.....	75
3.3.1    Población .....	75
3.3.2    Muestra .....	75
3.4    Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	75
3.4.1    Técnicas de recolección de datos .....	75
3.4.2    Instrumentos de recolección de datos .....	76
<b>CAPÍTULO IV</b> .....	77
<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b> .....	77
4.1    Descripción del proyecto .....	77
4.1.1    Características principales .....	77
4.1.2    Normativa empleada .....	79
4.1.3    Propiedad de los materiales.....	79
4.2    Estructuración .....	79
4.2.1    Objetivos .....	79
4.2.2    Planteamiento estructural .....	80
4.3    Predimensionamiento.....	81
4.3.1    Predimensionamiento de losas .....	81
4.3.2    Predimensionamiento de vigas .....	82
4.3.3    Predimensionamiento de columnas .....	83
4.3.4    Predimensionamiento de placas .....	83
4.3.5    Predimensionamiento de escalera .....	83
4.4    Metrado de cargas .....	84
4.4.1    Metrado de cargas en losa aligerada.....	84
4.4.2    Metrado de cargas en losa maciza .....	84
4.4.3    Metrado de cargas en escalera.....	84
4.4.4    Metrado de cargas en tabiquería .....	85
4.5    Análisis sísmico.....	85
4.5.1    Modelo estructural.....	86
4.5.2    Parámetros para el análisis sísmico .....	88

4.5.3	Regularidad estructural .....	91
4.5.4	Análisis estático .....	98
4.5.5	Análisis dinámico modal espectral .....	102
<b>CAPÍTULO V</b>	.....	<b>109</b>
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b>	.....	<b>109</b>
5.1	Resultados del tratamiento y análisis de la información .....	109
5.1.1	Resultados del tratamiento .....	109
5.1.2	Análisis de la información .....	127
5.2	Discusión de resultados .....	169
<b>CONCLUSIONES</b>	.....	<b>172</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	.....	<b>174</b>
<b>ANEXO</b>	.....	<b>177</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Población censada según Provincia 2015.....	19
Figura 2: Edificio multifamiliar Altos del Valle en el Distrito de Pilcomayo $H_{aprox}= 30$ m ....	20
Figura 3: Edificio multifamiliar Innova en el Distrito de El Tambo $H_{aprox}= 50$ m .....	20
Figura 4: Edificio multifamiliar Las terrazas de El Tambo $H_{aprox}= 36$ m .....	21
Figura 5: Edificio para la clínica San Pablo en el Distrito de Huancayo $H_{aprox}= 33$ m.....	21
Figura 6: Torre Galena en el Distrito de Huancayo $H_{aprox}= 55$ m.....	22
Figura 7: Edificio para usos múltiples en Distrito de Huancayo $H_{aprox}= 36$ m .....	23
Figura 8: Dorsal de Carnegie y Cordillera de los Andes.....	32
Figura 9: Placa de Nazca y Sudamericana .....	33
Figura 10: Hipocentro y epicentro.....	34
Figura 11: Ondas P y S .....	35
Figura 12: Mapa sismotectónico del Perú. ....	39
Figura 13: Fuente sismogénicas superficiales.....	40
Figura 14: Fuentes sismogénicas intermedias y profundas. ....	41
Figura 15: Distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años.....	42
Figura 16: Distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años....	43
Figura 17: Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura. ....	44
Figura 18: Flujo de fuerzas en la estructura debido la vibración. ....	45
Figura 19: Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración.....	46
Figura 20: Registros de aceleraciones en un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado. ....	47
Figura 21: Relación carga deformación de una estructura.....	48
Figura 22: Aceleración sísmica en el edificio.....	50
Figura 23: Variación de las fuerzas laterales en altura N° de pisos vs $F_i$ .....	51
Figura 24: Distribución de las fuerzas estáticas en altura. ....	52
Figura 25: Estructura regular con excentricidad accidental.....	53
Figura 26: Plantas irregulares.....	58
Figura 27: Planta regular compacta.....	59
Figura 28: Asimetría de planta y soluciones.....	60
Figura 29: Proporcionalidad de estructura en altura.....	61
Figura 30: Distribución de elementos resistentes.....	61
Figura 31: Continuidad de los elementos estructurales.....	62

Figura 32: Anchos de vigas y columnas. ....	62
Figura 33: Sección constante de elementos verticales. ....	62
Figura 34: Mecanismo deseable de falla. ....	64
Figura 35: Zonas sísmicas del Perú .....	64
Figura 36: Planta arquitectónica. ....	78
Figura 37: Estructuración piso típico. ....	81
Figura 38: Modelo estructural del proyecto. ....	86
Figura 39: Modelo estructural del proyecto, vista render.....	87
Figura 40: Vista en planta del modelo estructural. ....	87
Figura 41: Modelado típico de tabiquería y muros divisorios. ....	88
Figura 42: Longitud de esquinas entrantes en planta.....	96
Figura 43: Longitud para área neta resistente del diafragma. ....	97
Figura 44: Espectro inelástico de pseudo – aceleraciones. ....	107
Figura 45: Localización de la placa F6. ....	110
Figura 46: Localización de columnas en evaluación. ....	111
Figura 47: Localización de los pórticos a evaluar.....	114
Figura 48: Pórtico A, DMF y DFC – Análisis estático. ....	115
Figura 49: Pórtico 6, DMF y DFC – Análisis estático.....	116
Figura 50: Pórtico 4, DMF y DFC – Análisis estático.....	117
Figura 51: Pórtico B, DMF y DFC – Análisis estático. ....	118
Figura 52: Pórtico A, DMF y DFC – Análisis dinámico. ....	123
Figura 53: Pórtico 6, DMF y DFC – Análisis dinámico.....	124
Figura 54: Pórtico 4, DMF y DFC – Análisis dinámico.....	125
Figura 55: Pórtico B, DMF y DFC – Análisis dinámico. ....	126
Figura 56: Comparación de cortantes basales. ....	127
Figura 57: Comparación de fuerzas en altura dirección de análisis X-X.....	128
Figura 58: Comparación de fuerzas en altura dirección de análisis Y-Y.....	128
Figura 59: Comparación de desplazamientos máximos dirección de análisis X-X. ....	129
Figura 60: Comparación de derivas dirección de análisis X-X. ....	130
Figura 61: Comparación de desplazamientos máximos dirección de análisis Y-Y. ....	130
Figura 62: Comparación de derivas dirección de análisis Y-Y. ....	131
Figura 63: Comparación de cargas axiales por sismo - placa F6.....	132
Figura 64: Comparación de cortantes V2 por sismo - placa F6. ....	133
Figura 65: Comparación de cortantes V3 por sismo - placa F6. ....	133
Figura 66: Comparación de momentos M2 por sismo - placa F6.....	134

Figura 67: Comparación de momentos M3 por sismo - placa F6.....	134
Figura 68: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna A4.....	135
Figura 69: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna A4. ....	136
Figura 70: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna A4. ....	136
Figura 71: Comparación de momentos M2 por sismo – columna A4.....	137
Figura 72: Comparación de momentos M3 por sismo – columna A4.....	137
Figura 73: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna A5.....	138
Figura 74: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna A5. ....	139
Figura 75: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna A5. ....	139
Figura 76: Comparación de momentos M2 por sismo – columna A5.....	140
Figura 77: Comparación de momentos M3 por sismo – columna A5.....	140
Figura 78: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna B4.....	141
Figura 79: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna B4. ....	142
Figura 80: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna B4. ....	142
Figura 81: Comparación de momentos M2 por sismo – columna B4.....	143
Figura 82: Comparación de momentos M3 por sismo – columna B4.....	143
Figura 83: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna B5.....	144
Figura 84: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna B5. ....	145
Figura 85: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna B5. ....	145
Figura 86: Comparación de momentos M2 por sismo – columna B5.....	146
Figura 87: Comparación de momentos M3 por sismo – columna B5.....	146
Figura 88: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna B6.....	147
Figura 89: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna B6. ....	148
Figura 90: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna B6. ....	148
Figura 91: Comparación de momentos M2 por sismo – columna B6.....	149
Figura 92: Comparación de momentos M3 por sismo – columna B6.....	149
Figura 93: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C4. ....	150
Figura 94: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C4. ....	151
Figura 95: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C4. ....	151
Figura 96: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C4.....	152
Figura 97: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C4.....	152
Figura 98: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C4'.....	153
Figura 99: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C4'. ....	154
Figura 100: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C4'. ....	154
Figura 101: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C4'.....	155

Figura 102: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C4'	155
Figura 103: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C5.	156
Figura 104: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C5.	157
Figura 105: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C5.	157
Figura 106: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C5.	158
Figura 107: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C5.	158
Figura 108: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C6.	159
Figura 109: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C6.	160
Figura 110: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C6.	160
Figura 111: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C6.	161
Figura 112: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C6.	161
Figura 113: Comparación de secciones cumpliendo derivas – placas L.	167
Figura 114: Comparación de secciones cumpliendo derivas – vigas principales.	168
Figura 115: Comparación de secciones cumpliendo derivas – vigas secundarias.	169
Figura 116: Distribución de fuerzas en altura - edificación de 4 niveles.	170
Figura 117: Distribución de fuerzas en altura - edificación de 10 niveles.	170

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Población rural y urbana de Huancayo.....	19
Tabla 2: Escala de Mercalli.....	36
Tabla 3: Escala Richter.....	37
Tabla 4: Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas .....	38
Tabla 5: Factor de zona "Z" .....	65
Tabla 6: Clasificación de los perfiles de suelo.....	65
Tabla 7: Factor de suelo "S".....	66
Tabla 8: Periodos $T_P$ y $T_L$ .....	66
Tabla 9: Categoría de las edificaciones y factor de uso U. ....	67
Tabla 10: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	68
Tabla 11: Coeficiente básico de reducción $R_o$ según sistema estructural. ....	69
Tabla 12: Factor de irregularidad $I_a$ .....	70
Tabla 13: Factor de Irregularidad $I_p$ . ....	70
Tabla 14: Restricciones a la irregularidad, según zona y categoría de la edificación. ....	71
Tabla 15: Límites para la distorsión del entrepiso. ....	72
Tabla 16: Propiedad de los materiales para el proyecto. ....	79
Tabla 17: Verificación del sistema estructural en la dirección X-X.....	89
Tabla 18: Verificación del sistema estructural en la dirección Y-Y.....	90
Tabla 19: Peso de la edificación.....	90
Tabla 20: Verificación de piso blando dirección X-X. ....	91
Tabla 21: Verificación de piso blando dirección Y-Y. ....	92
Tabla 22: Verificación de piso blando dirección X-X con la propuesta de Norma 2017. ...	93
Tabla 23: Verificación de piso blando dirección Y-Y con la propuesta de Norma 2017. ...	93
Tabla 24: Verificación de irregularidad de Masa o Peso. ....	94
Tabla 25: Verificación de torsión dirección X-X.....	95
Tabla 26: Verificación de torsión dirección Y-Y.....	95
Tabla 27: Verificación de esquinas entrantes.....	96
Tabla 28: Verificación de discontinuidad del diafragma (a).....	97
Tabla 29: Verificación de discontinuidad del diafragma (b). ....	98
Tabla 30: Distribución de fuerzas sísmicas en altura X-X.....	99
Tabla 31: Distribución de fuerzas sísmicas en altura Y-Y.....	100
Tabla 32: Momento torsor dirección X-X.....	101
Tabla 33: Momento torsor dirección Y-Y.....	101

Tabla 34: Momentos de volteo producido por las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y. ....	102
Tabla 35: Modos de vibración y periodos. ....	103
Tabla 36: Aceleración espectral. ....	104
Tabla 37: Cortante estático en la base. ....	107
Tabla 38: Cortante dinámico mínimo en la base. ....	107
Tabla 39: Cortante en la base – análisis estático. ....	109
Tabla 40: Desplazamientos y derivas dirección X-X – análisis estático. ....	109
Tabla 41: Desplazamientos y derivas dirección Y-Y – análisis estático. ....	110
Tabla 42: Fuerzas internas de placa F6 – análisis estático. ....	111
Tabla 43: Fuerzas internas de columna A4 – análisis estático. ....	112
Tabla 44: Fuerzas internas de columna A5 – análisis estático. ....	112
Tabla 45: Fuerzas internas de columna B4 – análisis estático. ....	112
Tabla 46: Fuerzas internas de columna B5 – análisis estático. ....	112
Tabla 47: Fuerzas internas de columna B6 – análisis estático. ....	113
Tabla 48: Fuerzas internas de columna C4 – análisis estático. ....	113
Tabla 49: Fuerzas internas de columna C4' – análisis estático. ....	113
Tabla 50: Fuerzas internas de columna C5 – análisis estático. ....	114
Tabla 51: Fuerzas internas de columna C6 – análisis estático. ....	114
Tabla 52: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico A – análisis estático. ....	115
Tabla 53: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 6 – análisis estático. ....	116
Tabla 54: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 4 – análisis estático. ....	117
Tabla 55: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico B – análisis estático. ....	118
Tabla 56: Cortante en la base – análisis dinámico. ....	119
Tabla 57: Desplazamientos y derivas dirección X-X – análisis dinámico. ....	119
Tabla 58: Desplazamientos y derivas dirección Y-Y – análisis dinámico. ....	119
Tabla 59: Fuerzas internas de placa F6 – análisis dinámico. ....	120
Tabla 60: Fuerzas internas de columna A4 – análisis dinámico. ....	120
Tabla 61: Fuerzas internas de columna A5 – análisis dinámico. ....	120
Tabla 62: Fuerzas internas de columna B4 – análisis dinámico. ....	121
Tabla 63: Fuerzas internas de columna B5 – análisis dinámico. ....	121
Tabla 64: Fuerzas internas de columna B6 – análisis dinámico. ....	121
Tabla 65: Fuerzas internas de columna C4 – análisis dinámico. ....	121
Tabla 66: Fuerzas internas de columna C4' – análisis dinámico. ....	121
Tabla 67: Fuerzas internas de columna C5 – análisis dinámico. ....	122

Tabla 68: Fuerzas internas de columna C6 – análisis dinámico. ....	122
Tabla 69: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico A – análisis dinámico. ....	123
Tabla 70: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 6 – análisis dinámico. ....	124
Tabla 71: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 4 – análisis dinámico. ....	125
Tabla 72: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico B – análisis dinámico. ....	126
Tabla 73: Porcentaje de variación entre cortantes basales. ....	127
Tabla 74: Porcentaje de variación entre fuerzas en altura. ....	129
Tabla 75: Porcentaje de variación entre desplazamientos máximos. ....	131
Tabla 76: Porcentaje de variación entre derivas. ....	131
Tabla 77: Porcentaje de variación entre axiales – placa F6. ....	132
Tabla 78: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – placa F6. ....	133
Tabla 79: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – placa F6. ....	133
Tabla 80: Porcentaje de variación entre momentos M2– placa F6. ....	134
Tabla 81: Porcentaje de variación entre momentos M3 – placa F6. ....	135
Tabla 82: Porcentaje de variación entre axiales – columna A4. ....	135
Tabla 83: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna A4. ....	136
Tabla 84: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna A4. ....	136
Tabla 85: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna A4. ....	137
Tabla 86: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna A4. ....	138
Tabla 87: Porcentaje de variación entre axiales – columna A5. ....	138
Tabla 88: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna A5. ....	139
Tabla 89: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna A5. ....	139
Tabla 90: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna A5. ....	140
Tabla 91: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna A5. ....	141
Tabla 92: Porcentaje de variación entre axiales – columna B4. ....	141
Tabla 93: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna B4. ....	142
Tabla 94: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna B4. ....	142
Tabla 95: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna B4. ....	143
Tabla 96: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna B4. ....	144
Tabla 97: Porcentaje de variación entre axiales – columna B5. ....	144
Tabla 98: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna B5. ....	145
Tabla 99: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna B5. ....	145
Tabla 100: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna B5. ....	146
Tabla 101: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna B5. ....	147
Tabla 102: Porcentaje de variación entre axiales – columna B6. ....	147

Tabla 103: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna B6.....	148
Tabla 104: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna B6.....	148
Tabla 105: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna B6. ....	149
Tabla 106: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna B6. ....	150
Tabla 107: Porcentaje de variación entre axiales – columna C4.....	150
Tabla 108: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C4.....	151
Tabla 109: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C4.....	151
Tabla 110: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C4. ....	152
Tabla 111: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C4. ....	153
Tabla 112: Porcentaje de variación entre axiales – columna C4'.....	153
Tabla 113: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C4'.....	154
Tabla 114: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C4'.....	154
Tabla 115: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C4'.....	155
Tabla 116: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C4'.....	156
Tabla 117: Porcentaje de variación entre axiales – columna C5.....	156
Tabla 118: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C5.....	157
Tabla 119: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C5.....	157
Tabla 120: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C5. ....	158
Tabla 121: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C5. ....	159
Tabla 122: Porcentaje de variación entre axiales – columna C6.....	159
Tabla 123: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C6.....	160
Tabla 124: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C6.....	160
Tabla 125: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C6. ....	161
Tabla 126: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C6. ....	162
Tabla 127: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico A.....	163
Tabla 128: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico A. ....	163
Tabla 129: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico 6. ....	164
Tabla 130: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico 6.....	164
Tabla 131: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico 4. ....	165
Tabla 132: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico 4.....	165
Tabla 133: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico B.....	166
Tabla 134: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico B. ....	166
Tabla 135: Porcentaje de variación entre secciones de placa L. ....	167
Tabla 136: Porcentaje de variación entre secciones de vigas principales. ....	168
Tabla 137: Porcentaje de variación entre secciones de vigas secundarias. ....	169

## RESUMEN

Se realizó un estudio comparativo entre los dos principales métodos de análisis sísmico que contempla la Norma Técnica E.030, que son el estático y el dinámico modal espectral, en una estructura regular de 10 pisos ubicada en la ciudad de Huancayo. Este análisis se realizó con el objetivo principal de determinar las diferencias que existen entre estos dos métodos de análisis sísmico, además determinar la causa para la restricción de uso del método estático y la importancia de un análisis dinámico en esta estructura. Las diferencias se evaluaron verificando cuan próximos o lejanos son los resultados de los siguientes parámetros: fuerzas cortantes basales, desplazamientos, fuerzas internas en los elementos estructurales y secciones definitivas.

Se realizó la configuración estructural, predimensionamiento de los elementos estructurales, metrado de cargas y el modelamiento de la estructura. Para posteriormente realizar un análisis estático y un análisis dinámico modal espectral. Obteniendo como resultados que la cortante basal estática representa un 27% más que la cortante dinámica, y que en la distribución de las fuerzas en altura en un análisis estático son en su mayoría superior a las de un análisis dinámico excepto en los tres primeros pisos donde el análisis dinámico presenta mayores fuerzas. En cuanto a los desplazamientos el análisis estático presenta mayores desplazamientos en un rango de 27% a 36% sobre los desplazamientos del análisis dinámico. Mientras que, para las fuerzas internas, es el método estático donde se presentan mayores fuerzas en los elementos verticales, pero para los elementos horizontales en su mayoría el análisis dinámico es el que predomina. Y en cuanto a las secciones finales para cumplir las distorsiones máximas, es en el método estático donde se requieren mayores secciones en los elementos estructurales, siendo este superior en un 41% en placas, y en un 18% y 30% en vigas en las direcciones x e y respectivamente, respecto de un análisis dinámico.

**Palabras claves:** Análisis estático, análisis dinámico, cortantes basales, desplazamientos, fuerzas internas, secciones definitivas.

## ABSTRACT

A comparative study was carried out between the two main methods of seismic analysis contemplated by Technical Standard E.030, which is static and specific modal dynamics, in a regular structure of 10 floors in the city of Huancayo. This analysis was carried out with the main objective of determining the differences that exist between these two methods of seismic analysis, besides determining the relation of use of the static method and the importance of a dynamic analysis in this structure. The differences were evaluated by verifying the next or distant parameters with the results of the following parameters: basal shear forces, displacements, internal forces in the structural elements and final sections.

The structural structure, the pre-dimensioning of the structural elements, the loading system and the modeling of the structure were carried out. To then perform a static analysis and a spectral modal dynamic analysis. Obtaining results as the static basal shear represents 27% more than the dynamic shear, and that in the distribution of the forces in height in a static analysis are mostly superior to that of a problem in the first floors where the dynamic analysis presents greater forces. Regarding the displacements, the static analysis presents greater displacements in a range of 27% to 36% on the displacements of the dynamic analysis. While, for the internal forces, it is the static method where the strongest forces are presented in the vertical elements, but for the horizontal elements in its majority the dynamic analysis is the one that predominates. And as for the final sections to meet the maximum distortions, in the static method where greater sections are required in the structural elements, this being 41% higher in plates, and 18% and 30% in beams in the directions x and y respectively, with respect to a dynamic analysis.

**Keywords:** static analysis, dynamic analysis, basal shear, displacements, internal forces, final sections.

## INTRODUCCIÓN

El análisis sísmico de estructuras juega un papel muy importante a la hora de diseñar una estructura por lo que se debe de tener mayor énfasis a la hora de realizarla. La Norma Técnica E-030 nos da la posibilidad de realizar un análisis sísmico en edificaciones mediante dos métodos que son el estático y el dinámico modal espectral, en el caso del método estático la norma limita su uso: “Es aplicable solo a estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (1). Mientras que un análisis dinámico modal espectral es aplicable en cualquier zona de nuestro territorio nacional y en estructuras regulares o irregulares de cualquier altura. Por lo que un estudiante de la carrera o un Ingeniero Civil solo aplica lo que se menciona en la Norma, dejando como duda el ¿Por qué de las restricciones?

La investigación se realizó con el objetivo de conocer cuáles son las diferencias entre estos dos métodos de análisis, además de determinar las causas de la no aplicabilidad para el caso del método estático y la importancia de realizar un análisis dinámico modal espectral en esta estructura regular mayor de 30 m de altura. Para ello se realizará un análisis comparativo de estos dos métodos de análisis sísmico a una estructura regular de 10 pisos ubicada en la ciudad de Huancayo perteneciendo este a la zona sísmica 3. La estructura será de concreto armado y configurada con un sistema estructural de muros estructurales.

La investigación está compuesta por 5 capítulos, el capítulo I detalla el planteamiento y formulación del problema, los objetivos, justificación e importancia y la descripción de las variables. El capítulo II engloba el marco teórico, los antecedentes de la investigación, bases teóricas, y definición de términos básicos. En el capítulo III, se describe la metodología y el alcance de la investigación, diseño de la misma, población, muestra y técnicas e instrumentos de recolección de datos. En el capítulo IV, se realiza el análisis estructural de la edificación de 10 pisos, realizando la configuración estructural, predimensionamiento, metrado de cargas y análisis sísmico correspondiente. Y finalmente el capítulo V, describe los resultados y discusión de estos, tanto de la comparación, análisis y descripción de valores obtenidos del análisis sísmico por ambos métodos, y los gráficos generados a partir del procesamiento de los datos.

# **CAPÍTULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**

### **1.1 Planteamiento y formulación del problema**

#### **1.1.1 Planteamiento del problema**

El análisis sísmico estático representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en el centro de masas de cada nivel, este análisis según la Norma E-030 es aplicable solo a estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (1). Mientras que un análisis dinámico modal espectral es aplicable en cualquier zona de nuestro territorio nacional y en estructuras regulares o irregulares de cualquier altura. Por lo que se realizara un estudio comparativo entre un análisis sísmico estático y dinámico modal espectral para una estructura de concreto armado clasificada como regular mayor de 30 m de altura. La ciudad de Huancayo ha tenido un inminente desarrollo y una tasa de crecimiento de 1.04%/año en el periodo del 2012-2015 teniendo como consecuencia ser una de las ciudades más pobladas del Perú (2). Desde el punto de vista político administrativo, el departamento de Junín está conformado por 09 provincias y 123 distritos: la provincia de Huancayo cuenta con 28 distritos, Concepción 15, Chanchamayo con 6 distritos, Jauja 34, Junín 4, Satipo 8, Tarma 9, Yauli 10, y Chupaca 9 distritos. En el departamento existe una desigual distribución de población en sus provincias, que es resultado del crecimiento poblacional diferenciado entre ellas.

En la Figura 1 se muestra el censo de población del 2015, la provincia de Huancayo con 466 mil 346 habitantes, mantiene su hegemonía demográfica y principal polo de atracción de inmigrantes y concentra el mayor volumen de población (38,1%) (2).

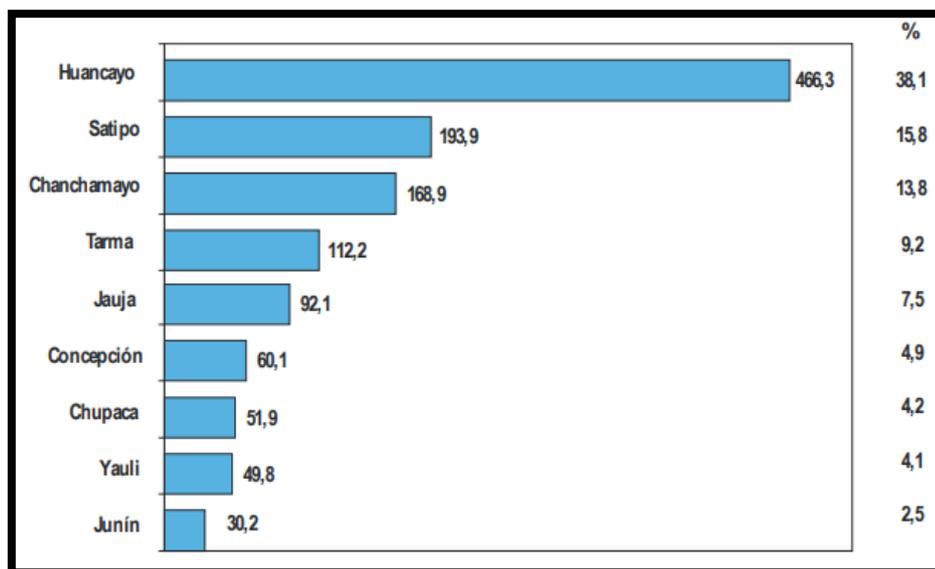


Figura 1: Población censada según Provincia 2015.  
Fuente: (2)

Se ha observado un crecimiento poblacional en espacios donde antes solo era conformado por árboles y cultivos, el crecimiento poblacional en las zonas rurales principalmente ha sido del tipo horizontal, teniendo como consecuencia mayor área afectada de estas zonas rurales y generando un gran impacto ambiental.

Huancayo tiene un 88% de población rural como se muestra en la Tabla 1, por lo que, si el crecimiento poblacional sigue expandiéndose horizontalmente, no quedará muchas áreas para zona agrícola y esto tendrá grandes repercusiones a la población (2).

Tabla 1: Población rural y urbana de Huancayo

POBLACION RURAL Y URBANA - HUANCAYO			
Categorías	Casos	%	Acumulado %
Rural	412.051	88.36	88.36
Urbano	54.295	11.64	100.00
Total	466.346		

Fuente: (2)

Es por ello que se ha ido adquiriendo la necesidad de la construcción de edificios de gran altura en la ciudad de Huancayo y por ende tener un crecimiento poblacional vertical, para así conservar nuestras zonas rurales y optimizar los espacios en las zonas urbanas. A continuación, en las Figuras 2 - 6, se muestran edificaciones con alturas aproximadas mayores o iguales a los 30 m en los Distritos de la Provincia de Huancayo.

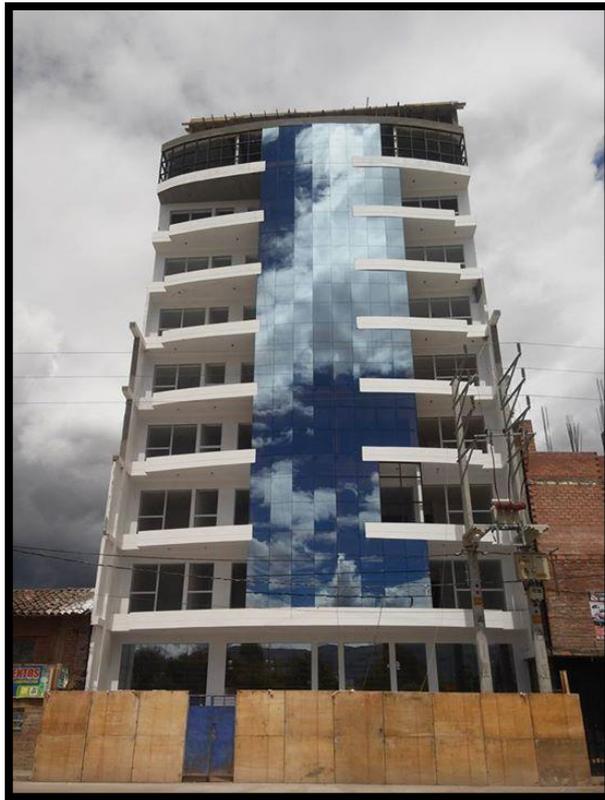


Figura 2: Edificio multifamiliar Altos del Valle en el Distrito de Pilcomayo  $H_{\text{aprox}}= 30$  m  
Fuente: Elaboración propia



Figura 3: Edificio multifamiliar Innova en el Distrito de El Tambo  $H_{\text{aprox}}= 50$  m  
Fuente: Elaboración propia



Figura 4: Edificio multifamiliar Las terrazas de El Tambo  $H_{aprox}= 36$  m  
Fuente: Elaboración propia

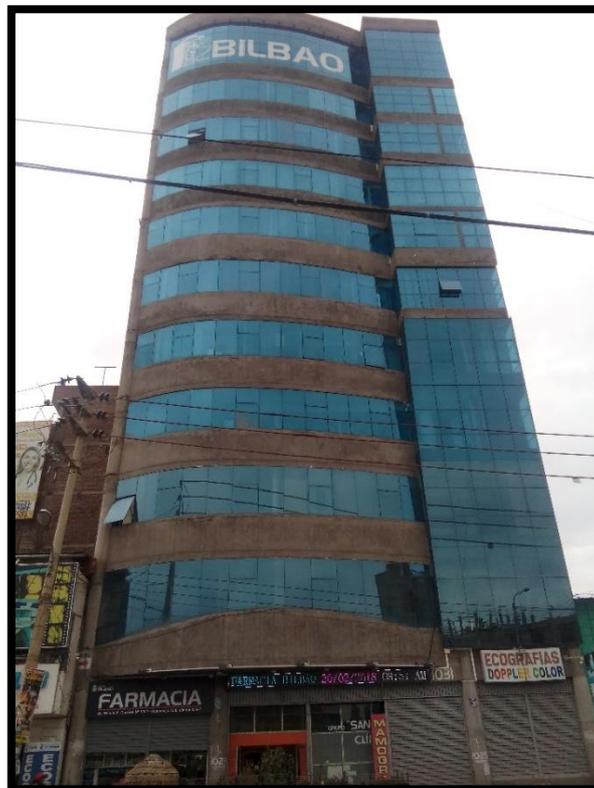


Figura 5: Edificio para la clínica San Pablo en el Distrito de Huancayo  $H_{aprox}= 33$  m  
Fuente: Elaboración propia



Figura 6: Torre Galena en el Distrito de Huancayo  $H_{aprox} = 55$  m  
Fuente: Elaboración propia

Para ello se debe de tener en conocimiento el tipo de análisis que corresponde a este tipo de estructuras muy altas, teniendo como métodos de análisis sísmico el estático y dinámico modal espectral. Hoy en día se ven estructuras existentes y estructuras que han sido recién construidas que no cuentan con garantías suficientes para resistir un posible evento sísmico, debido a que carecen de rigidez lateral y de una buena estructuración como se muestra en la Figura 7, es un edificio de usos múltiples con un sistema estructural de pórticos muy flexibles para los 12 pisos existentes, además se puede observar que en el 10mo piso hay presencia de la irregularidad estructural en altura de piso blando, esto refleja que no han tenido un correcto análisis sísmico, no se aplicaron los análisis adecuados o simplemente se obviaron la posible presencia de un sismo en nuestra ciudad.



Figura 7: Edificio para usos múltiples en Distrito de Huancayo  $H_{\text{aprox}}= 36 \text{ m}$   
Fuente: Elaboración propia

Aunque no se pueda predecir cuándo sucederá un terremoto, hay ciertos criterios para determinar las probabilidades. Uno de ellos es el llamado “silencio sísmico” que según el sismólogo Hernando Tavera, no es más que la ausencia de terremotos en períodos superiores a treinta años, tal es el caso de la Falla Geológica de Huaytapallana que hace 46 años está tranquilo (3). Que, de darse un sismo, sería de una intensidad muy importante y trágica para nuestra ciudad.

### **1.1.2 Delimitación del problema**

La presente investigación realizará un análisis comparativo de los métodos de análisis, realizando un análisis estático y dinámico modal espectral a un edificio multifamiliar de 10 pisos ubicada en la ciudad de Huancayo perteneciendo este a la zona sísmica 3. La estructura será de concreto armado y configurada con un sistema estructural de muros estructurales. Además, al no presentar irregularidades en su configuración resistente a cargas laterales, será clasificada como una estructura regular.

### **1.1.3 Formulación del problema**

#### **1.1.3.1 Problema general**

¿Existen diferencias significativas entre un análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo?

### **1.1.3.2 Problemas específicos**

- ¿Cuál es la causa para la restricción de uso del método estático para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?
- ¿Cuál es la importancia de un análisis sísmico dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?
- ¿Existen diferencias significativas entre las fuerzas cortantes basales de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?
- ¿Existen diferencias significativas entre los desplazamientos obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?
- ¿Existen diferencias significativas entre las fuerzas internas obtenidas de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?
- ¿Existen diferencias significativas entre las dimensiones de los elementos estructurales obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Realizar un estudio comparativo y determinar las diferencias entre el análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Determinar la causa para la restricción de uso del método estático para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.
- Determinar la importancia de un análisis sísmico dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.
- Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre las fuerzas cortantes basales de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.
- Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre los desplazamientos obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura.

- Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre las fuerzas internas obtenidas de un análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura.
- Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre las dimensiones de los elementos estructurales obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura.

### **1.3 Justificación e importancia**

El análisis sísmico de estructuras juega un papel muy importante a la hora de diseñar una estructura por lo que se debe de tener mayor énfasis a la hora de realizarla. La Norma E-030 nos da la posibilidad de realizar un análisis sísmico mediante dos métodos de análisis que son el estático y el dinámico modal espectral. La norma de diseño sismorresistente nos da indicaciones y restricciones para la aplicación correcta de estos, pero no se hace mayor énfasis a las restricciones para el caso del método estático, por lo que un estudiante de la carrera de Ingeniería Civil o un Ingeniero Civil solo aplica lo que se menciona en la Norma, dejando como duda el ¿Porqué de las restricciones?

Con el presente estudio se busca conocer cuáles son las diferencias entre estos dos métodos de análisis, dar a conocer que método de análisis es conveniente a una estructura, ya que si bien es cierto el análisis dinámico no tiene restricciones para su uso, esto conllevaría a que todas las estructuras sean analizadas únicamente con este método, debido a que con este método se obtienen menores secciones de los elementos estructurales. Y probablemente no se tiene en consideración las ventajas de realizar un análisis estático a las edificaciones regulares de alturas no muy importantes. Esto conllevaría a tener mayor consideración a los análisis estructurales que se realiza en la ciudad de Huancayo a las estructuras sismorresistentes y como resultado obtener estructuras optimas técnica y económicamente.

### **1.4 Descripción de variables**

#### **1.4.1 Variables**

V1: Análisis sísmico.

V2: Regularidad estructural.

### 1.4.2 Operacionalización

VARIABLES	TIPO DE VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	CATEGORIA O DIMENSIÓN	INDICADORES	ÍTEM
Análisis sísmico	N: Cuantitativa C: Compleja	El análisis sísmico es proceso de evaluación del comportamiento de una estructura ante las fuerzas sísmicas. Teniendo como métodos el análisis estático y dinámico según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.	- Análisis estático. - Análisis dinámico.	- Cortante basal (tn). - Desplazamientos (cm). - Fuerzas internas (tn, tn-m). - Secciones (m).	Para poder determinar los indicadores usaremos como herramienta de apoyo el Software sin licencia de acceso libre Etabs 2016.
Regularidad estructural	N: Cualitativa C: Compleja	La regularidad estructural establece los procedimientos de análisis, además nos ayuda a determinar el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas. Las estructuras deben ser clasificadas como regular o irregular para los fines mencionados.	- Estructura regular mayor de 30m de altura. - Estructura regular menor de 30m de altura. - Estructura Irregular.	- Piso blando. - Masa o peso. - Geometría vertical. - Discontinuidad en los sistemas resistentes. - Torsión. - Esquinas entrantes. - Discontinuidad del diafragma. - Sistemas no paralelos.	Uso de la Norma E.030 - Tablas 8 y 9.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Antecedentes del problema**

##### **2.1.1 Antecedentes Internacionales**

En la Tesis titulado “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISMO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA MARCOS DE CONCRETO ARMADO”, realizado en la Universidad de San Carlos de Guatemala. El estudio tiene como objetivo principal proporcionar un documento que sirva como fuente de consulta y que contenga el proceso de análisis sísmico de marcos de concreto reforzado, utilizando el método estático y dinámico. Además, describir los métodos de análisis y realizar un análisis comparativo. Y como conclusión más resaltante de la investigación: Los valores del sismo estático tienden a tener un mayor valor en comparación del sismo dinámico, esto debido a que el método estático obtiene un valor de cortante basal el cual luego reparte a los niveles. En cambio, el método dinámico encuentra cuál es la fuerza resistida según masa y rigidez del nivel, con esto calcula el cortante basal ajustado a estos parámetros (4).

En la Tesis titulado “ANÁLISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO Y DINÁMICO PROBABILISTA DE EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO. ASPECTOS METODOLÓGICOS Y APLICACIONES A LA EVALUACIÓN DEL DAÑO”, realizado en el programa de doctorado de la Universidad Politécnica de Cataluña. El estudio tiene como objetivo principal desarrollar una herramienta simplificada y válida que permita evaluar el daño sísmico esperado en estructuras considerando las incertidumbres de las variables implicadas en el problema aplicando las metodologías simplificadas que se desarrolla a partir del método estático y dinámico modal. Y como conclusión más

resultante de la investigación: El uso de métodos estáticos aproximados basados en valores característicos que aumentan la acción sísmica y minoran la resistencia de los materiales puede ser equívoco; por un lado, puede ser excesivamente conservador, pero, particularmente para movimientos intensos, pueden subestimar el daño esperado, produciendo el efecto inverso del pretendido. Por lo que es preferible adoptar el método dinámico (5).

En la Tesis titulado “ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO A BASE DE MARCOS, DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL 2004”; realizado en el Instituto Politécnico Nacional Escuela superior de Ingeniería y Arquitectura de México. El estudio tiene como objetivo principal aportar una metodología para el análisis y diseño sísmico de un edificio a base de marcos de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal empleando el método estático. Y como conclusión más resaltante: Para el análisis sísmico se aplicó el método estático, debido a que el criterio para seleccionar el método de análisis se basa en la altura del edificio que es de 10.80 m, la cual no excede de 20 m (6).

En la Tesis titulado “ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO”; realizado en el Instituto Tecnológico de Sonora. El estudio tiene como objetivo principal comparar dos enfoques de diseño sísmico, bajo el enfoque tradicional y considerando la interacción suelo – estructura) de un edificio y determinar las ventajas de usar métodos de diseño más racionales. Además, determinar la precisión del método estático de diseño sísmico. Y como conclusión más resaltante: Es factible usar métodos de diseños más racionales para lograr un ahorro significativo en el diseño estructural de edificios, sin sacrificar la seguridad de los mismos (7).

En la Tesis titulado “COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS APLICADOS AL ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO ARMADO DE SEIS NIVELES DESTINADA AL USO HOSPITALARIO EN EL MUNICIPIO PIAR, ESTADO BOLIVAR”, realizado en la Universidad de Oriente. El estudio tiene como objetivo principal comparar los métodos estáticos y dinámicos contemplados en la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756-01 en su aplicación a una estructura de concreto armado de seis niveles destinada a uso Hospitalario ubicada en el Municipio Piar, Estado Bolívar. Y como conclusión más resaltante: El análisis estático equivalente aplica una parte de la dinámica al incluir en su procedimiento las excentricidades accidentales, en la cual

toma en cuenta la variación del centro de masas debido a los movimientos de las cargas vivas que residen en la estructura (8).

### **2.1.2 Antecedentes Nacionales**

En la tesis titulado “ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y EL DINÁMICO, DEL NUEVO AULARIO DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ-UCP-TARAPOTO-2017”, realizado en la Universidad Científica del Perú – UCP. El presente estudio tiene como objetivo principal determinar las variaciones de las respuestas sísmicas, en un mismo sistema estructural propuesto, al realizar un estudio comparativo entre el análisis sísmico estático y el dinámico. Y como conclusión más resaltante: El estudio en base a dos tipos de análisis, el análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes, y el análisis sísmico dinámico modal espectral, nos permitió aceptar la hipótesis formulada, toda vez que existen diferencias significativas en los resultados; destacando que en el primer análisis los resultados obtenidos son mucho más conservadores, que los obtenidos por el análisis sísmico dinámico (9).

En la Tesis titulado “ANÁLISIS Y DISEÑO ASISTIDO POR COMPUTADORAS”, realizado en la Pontificia Universidad Católica del Perú. El presente estudio se ha desarrollado con la finalidad de servir de material didáctico a todas aquellas personas que pretendan iniciarse en el uso de un programa de análisis estructural de edificios, en este caso el programa ETABS. Y como conclusión más resaltante: Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real (10).

En la Tesis titulado “DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CINCO PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES”, realizado en la Pontificia Universidad Católica del Perú. El presente estudio tiene como objetivo principal la evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio aporticada de 5 pisos diseñado con las Normas Peruanas y la recopilación de trabajos similares con edificios de 3, 4, 6 y 7 pisos [Ortiz y Rivas 2006, Navarro y Fernández 2006] para establecer posibles tendencias en el comportamiento general esperado de este tipo de estructuras. Y como conclusión más resaltante: los resultados de este trabajo en particular muestran que los requisitos de rigidez (control de desplazamientos laterales) del código peruano conducen a estructuras aporticadas con dimensiones

importantes de columnas. Se obtuvieron columnas con lados de 50 a 75 cm para edificios de 3 a 7 pisos (11).

## **2.2 Bases teóricas**

### **2.2.1 Fundamentos de sismología y de la ingeniería sísmica**

#### **2.2.1.1 Sismo**

Es todo aquel movimiento que se produce en la tierra con mayor o menor impacto. Si es de mayor impacto se denomina terremoto, y si es de menor impacto se denomina temblor. Además, son movimientos vibratorios que se producen repentinamente en una zona de la superficie terrestre por efecto de fracturas bruscas en el lecho rocoso. Estos movimientos son de traslación y rotación en todas las direcciones, pero se acostumbra representarlos en dos direcciones horizontales (perpendiculares entre sí) y una dirección vertical (12).

#### **2.2.1.2 Clasificación de los sismos**

El sismo es clasificado según su origen, profundidad de su foco y según donde se generan en las placas de la litosfera (12).

##### **a. Por su origen**

###### **- Tectónicos**

Son causados por la rotura brusca de las capas rocosas a lo largo de las superficies de fallas producida por los movimientos de la corteza terrestre. Son más frecuentes y más destructivos.

###### **- Volcánicos**

Son causados por la explosión de gases durante las erupciones volcánicas, son poco intensos y poco frecuente.

###### **- Colapso**

Son originados por el colapso de las cavidades subterráneas, son de baja intensidad.

##### **b. Por la profundidad de su foco**

###### **- Superficiales**

Si el foco se ubica entre 0 y 60 km.

###### **- Intermedios**

Entre 60 y 300 de profundidad.

###### **- Profundos**

De 300 a 700 km, que es la máxima profundidad focal registrada.

**c. Según donde se generan en las placas de la litosfera**

- Sismo interplaca

Es el que se genera en los bordes o límites entre las placas. Ejemplo de este tipo de sismo son todos aquellos que ocurren en la costa del Perú.

- Sismo intraplaca

Es el que se genera en las zonas interiores de las placas. Ejemplos de estos sismos son los generados por las fallas de Moyobamba (San Martín), y Huaytapallana (Junín), entre otros. Se caracterizan por tener magnitudes pequeñas o moderadas, y porque su hipocentro es más superficial (>20 km).

**2.2.1.3 Cinturón circunpacífico**

En América del Sur, se tiene fundamentalmente el enfrentamiento de la Placa de Nazca o Placa Oceánica con la Placa de Sudamérica o Placa Continental.

Este enfrentamiento produce el fenómeno de subducción, por el cual la placa de Nazca por ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana y continúa moviéndose hacia el manto. Como se indicó este choque genera los sismos. Sin embargo, se debe manifestar que como consecuencia del movimiento continuo de las placas tectónicas se tienen las erupciones volcánicas y los sismos (13).

El fenómeno de subducción ha generado una fosa frente a las costas, la misma que alcanza grandes profundidades. Esta fosa bordea el Océano Pacífico a manera de un cinturón de ahí su nombre de Cinturón Circunpacífico y es una zona de alta sismicidad. Por otra parte, en esta zona existe una intensa actividad volcánica de ahí que también es conocida como Cinturón de Fuego del Pacífico. En la figura 8 se indica con más detalle la fosa de subducción, en la zona de Colombia, Ecuador y parte de Perú. Nótese que en el fondo del Océano Pacífico existe una cordillera llamada Dorsal de Carnegie que sigue creciendo e introduciéndose bajo el continente, esto es debido al movimiento de las placas. De igual manera se aprecia con una pequeña flecha negra la dirección en que se mueve la placa de Nazca frente a Ecuador, se estima que al año esta placa se mueve con respecto a la placa del continente de 5 a 7 cm (13).

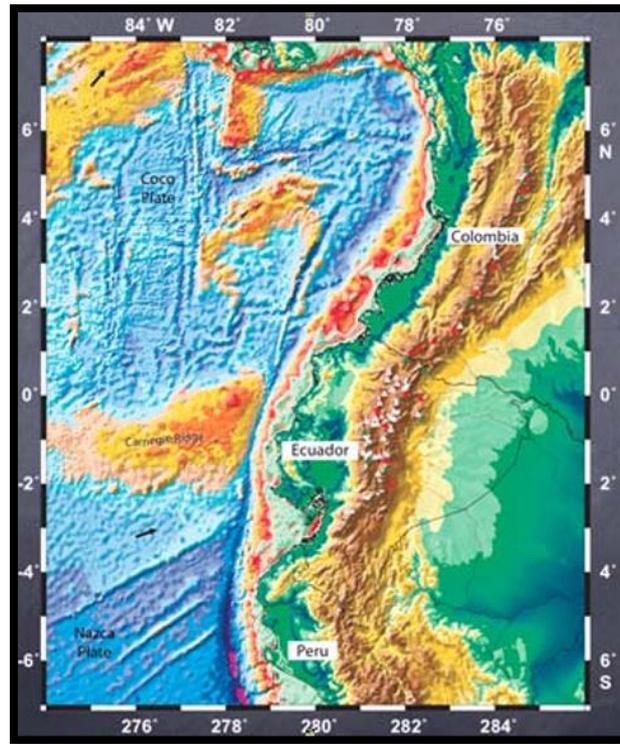


Figura 8: Dorsal de Carnegie y Cordillera de los Andes  
Fuente: (3)

#### 2.2.1.4 Origen de los sismos

Existen varias teorías acerca del origen de los terremotos, pero la más aceptada es la teoría de las placas. Esta teoría dice que la corteza terrestre está dividida en grandes bloques o placas que tiene movilidad de respuesta a los procesos convectivos que ocurren en las profundidades de la tierra. La actividad sísmica ocurre, en gran parte en los bordes de estas placas. El movimiento relativo entre placas es de separación, el material candente del interior de la tierra ya sea lava o magma, emerge y se solidifica lentamente formando nueva corteza terrestre. La continua presión de las fuerzas internas, el desplazamiento de los bloques de la corteza terrestre, la elasticidad de la roca y su capacidad para almacenar energía son causa de los terremotos (14).

El origen de los terremotos en el Perú es debido a la interacción entre la placa de Nazca y la Sudamericana. La placa de Nazca, frente a las costas del Perú, se mueven horizontalmente y se introduce por debajo de la Sudamericana como se puede ver en la Figura 9, la placa de Nazca presiona a la Sudamericana ocasionando deformaciones concéntricas de fuerzas (14).

Cuando los esfuerzos exceden cierto límite, la presión es liberada por un movimiento fuerte de la placa generándose de esta forma los sismos.

Alguna de ellas puede generar también olas sísmicas altas llamados maremotos o tsunamis (14).

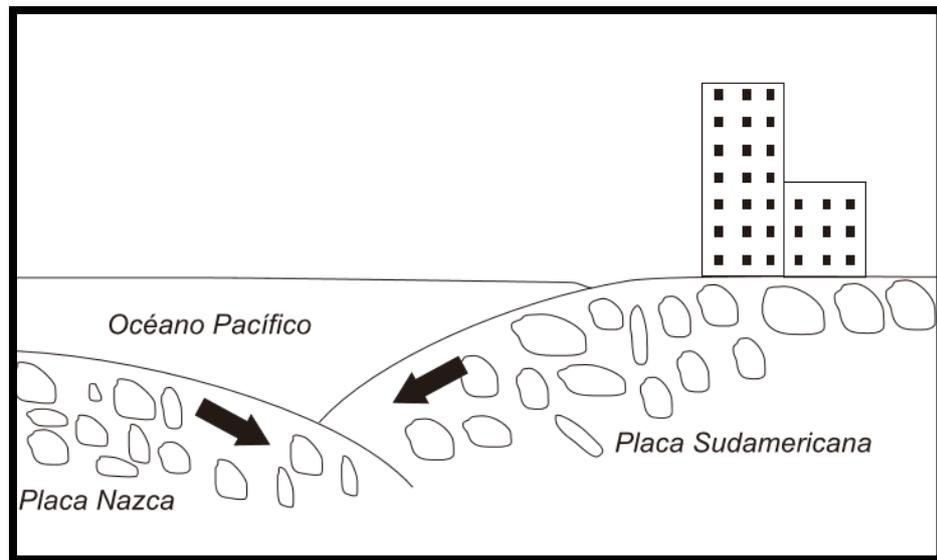


Figura 9: Placa de Nazca y Sudamericana  
Fuente: (1)

#### **2.2.1.5 Distribución de la actividad sísmica en la Cordillera de los Andes**

A lo largo de la Cordillera de los Andes la actividad sísmica es sumamente elevada, y a diferencia de los volcanes existentes a lo largo de este, en el caso de los terremotos, afectan de manera bastante uniforme a toda la región. No obstante, los efectos sobre la superficie de este tipo de fenómenos son más notables cuanto más cerca de la costa se produce el sismo debido a que la profundidad del plano de subducción es más próxima a la superficie cuanto más cerca nos encontramos de la fosa tectónica que hay frente a las costas.

En algunas ciudades próximas a la costa como es el caso de Guayaquil en Ecuador, Lima en Perú o Valparaíso en Chile, se pueden sentir al cabo del año entre 2 y 6 movimientos sísmicos perceptibles por la población, mientras que en ciudades localizadas en el interior tan solo se perciben 1 o 2 por década, como sucede en la Paz, en Bolivia, donde los terremotos son tan profundos que a pesar de darse con bastante frecuencia, las ondas llegan tan debilitadas a la superficie que apenas llegan a percibirse (15).

#### **2.2.1.6 Partes del sismo**

##### **a. Foco o hipocentro**

Es el punto de comienzo de disipación de energía. El foco de un sismo puede encontrarse a diferentes profundidades. De acuerdo a ello, los sismos se clasifican en superficiales, intermedios y profundos.

La ubicación del foco se expresa por medio de sus coordenadas geográficas: latitud, longitud y profundidad (12).

### b. Epicentro

Superficie geográfica ubicado encima del foco, usualmente la primera localidad afectada por el sismo se utiliza para darle nombre al sismo ocurrido (12).

En la Figura 10 se muestra la localización del hipocentro y del epicentro, así como la distancia epicentral; que es la distancia entre el epicentro y el emplazamiento.

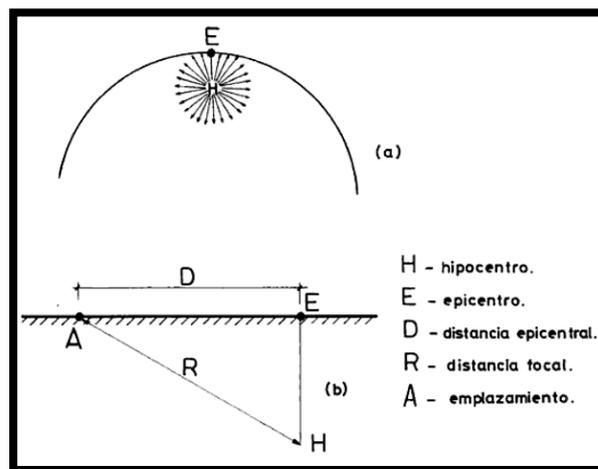


Figura 10: Hipocentro y epicentro.  
Fuente: (4)

### c. Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son un tipo de ondas elásticas consistentes en la propagación de perturbaciones temporales del campo de tensiones que generan pequeños movimientos en un medio (12). En la Figura 11 se muestra la propagación de las ondas correspondiente a las ondas P y S.

#### - Las ondas P

Llamadas también primarias, longitudinales, compresionales o dilatacionales; producen un movimiento de partículas en la misma dirección de la propagación, alternando compresión y dilatación del medio (12).

#### - Las ondas S

Llamadas también ondas secundarias, transversales o de cortante; producen un movimiento de partículas en sentido perpendicular a la dirección de propagación (12).

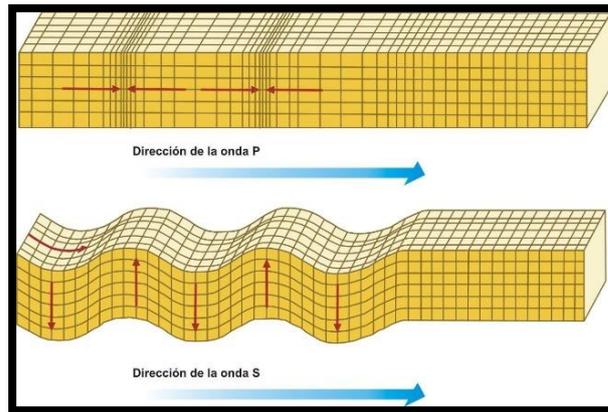


Figura 11: Ondas P y S  
Fuente: (16)

- Las ondas de Rayleigh

Cuando un sólido posee una superficie libre, como la superficie de la tierra, pueden generarse ondas que viajan a lo largo de la superficie. Estas ondas tienen su máxima amplitud en la superficie libre, la cual decrece exponencialmente con la profundidad, y son conocidas como ondas de Rayleigh en honor al científico que predijo su existencia. La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda. Una analogía de estas ondas lo constituyen las ondas que se producen en la superficie del agua (17).

- Las ondas de Love

Estas se generan sólo cuando un medio elástico se encuentra estratificado, situación que se cumple en nuestro planeta pues se encuentra formado por capas de diferentes características físicas y químicas. Las ondas de Love se propagan con un movimiento de las partículas, perpendicular a la dirección de propagación, como las ondas S, solo que, polarizadas en el plano de la superficie de la Tierra, es decir sólo poseen las componentes horizontales a superficie. Las ondas de Love pueden considerarse como ondas S "atrapadas" en la superficie. Como para las ondas de Rayleigh, la amplitud de las mismas decrece rápidamente con la profundidad. En general su existencia se puede explicar por la presencia del vacío o un medio de menor rigidez, tiende a compensar la energía generando este tipo especial de vibraciones (17).

### 2.2.1.7 Intensidad y magnitud

#### a. Intensidad

La escala de Mercalli modificada permite evaluar el grado de daño producido por un sismo en un determinado punto. Considera el nivel de percepción de las personas, efectos en estructuras y en la morfología. La escala consta de 12 valores expresados en números romanos, estos valores se muestra en la Tabla 2, que va desde los sismos que no son perceptibles hasta los que producen gran destrucción en ciudades y cambios importantes en la morfología del terreno (18).

Tabla 2: Escala de Mercalli

Grado	Efectos observados
I	<i>Casi nadie lo ha sentido.</i>
II	<i>Percibido sólo por algunas personas en reposo.</i>
III	<i>Tembor notado por mucha gente pero no suelen darse cuenta de que es un terremoto.</i>
IV	<i>Se siente en el interior de edificios. Vibran ventanas y puertas.</i>
V	<i>Sentido por casi todos; mucha gente se despierta.</i>
VI	<i>Sentido por todos; mucha gente sale a la calle. Ligeros daños, fisuras en las paredes.</i>
VII	<i>Todo el mundo corre fuera de los edificios. Muchas construcciones sufren daños graves.</i>
VIII	<i>Las construcciones especialmente diseñadas se dañan ligeramente, las otras se derrumban.</i>
IX	<i>Pánico general. Todos los edificios dañados. Grietas en el suelo.</i>
X	<i>Muchas construcciones derruidas. Suelo muy agrietado.</i>
XI	<i>Derrumbe de casi todas las construcciones, puentes destruidos. Grietas muy amplias en el suelo.</i>
XII	<i>Destrucción total. Grandes masas de rocas desplazadas. Objetos proyectados al aire.</i>

Fuente: (19)

#### b. Magnitud

Representa a la escala que mide el total de la energía liberada en el foco sísmico y originalmente corresponde a la escala de Richter, propuesta por el autor en el año 1935. Es una escala logarítmica, lo que hace que los niveles asignados no tengan un comportamiento lineal y permiten medir sismos muy pequeños hasta los que alcanzarían valores en magnitud del orden de 6.5 ML (llamada también escala de magnitud local, de ahí sus siglas "ML"). En la actualidad la escala de magnitud más acertada y más utilizada es la escala de magnitud de momento (Mw) en razón que permite medir sin restricción sismos pequeños y grandes como el ocurrido en Japón en el año 2011 (18). A continuación, en la Tabla 3 se muestra los rangos de escala de Richter, así como los efectos del terremoto según rango de escala.

Tabla 3: Escala Richter

<b>Magnitud en escala Richter</b>	<b>Efectos del terremoto</b>
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado.
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores.
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios.
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas donde vive mucha gente
7.0 - 7.9	<i>Terremoto mayor. Causa graves daños.</i>
8 o más	<i>Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas</i>

Fuente: (20)

### 2.2.1.8 Peligro sísmico

Se define como peligrosidad sísmica, la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimiento del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados (12).

El diseño y construcción sismorresistente tienen como objetivos evitar el colapso de las obras civiles en terremotos fuertes y reducir los daños que podrían presentarse en terremotos menos severos, pero más frecuentes. Para lograr estos objetivos, es necesario conocer las características de los movimientos que podrían producirse en el lugar de la obra (21).

PELIGRO SÍSMICO: Sismicidad + exposición sísmica = amenaza sísmica

RIESGO SÍSMICO: Peligro sísmico \* vulnerabilidad = daños

#### a. Parámetros que influyen en el peligro sísmico

Los parámetros más importantes que influyen en la determinación del peligro sísmico son (12):

- Origen del sismo.
- Magnitud.
- Ubicación del epicentro.
- Profundidad del foco.
- Las condiciones locales del suelo donde se ubica el edificio.

#### b. Parámetros que influyen en la evaluación del peligro sísmico

Los parámetros del peligro sísmico pueden ser agrupados en tres categorías (12):

- Movimientos del terreno.
  - Aceleración.
  - Velocidad.
  - Desplazamiento.
- Frecuencia predominante.
- Duración.

c. Determinación de las fuentes sismogénicas

La distribución espacial de la actividad sísmica y las características neotectónicas en el Perú, han permitido definir 20 fuentes sismogénicas con características sismo tectónico particulares. Se presentan estas fuentes como áreas, ya que no existen suficientes datos como para modelar las fallas como fuentes lineales (12).

El hecho que la actividad sísmica en el Perú es el resultado de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca y el proceso de reajuste tectónico del aparato andino, nos permite agrupar a las fuentes en: fuentes de subducción y fuentes continentales (12).

La Tabla 4 presenta los parámetros sismológicos de las veinte fuentes sismogénicas (12).

Tabla 4: Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

FUENTE	Mmin	Mmax	TASA	BETA	PROF (Km)
F1	4.8	8.1	1.49	2.51	50
F2	4.8	7.9	3.28	2.60	40
F3	4.8	8.0	6.43	3.14	30, 60
F4	4.8	8.2	3.79	3.24	40, 60
F5	4.8	8.2	3.95	2.82	60
F6	4.9	7.4	0.44	2.87	50
F7	4.9	7.4	0.17	3.57	40
F8	4.9	7.0	0.19	2.42	65
F9	4.9	7.5	0.88	3.30	60
F10	4.9	7.3	0.71	2.57	50
F11	4.9	7.1	3.60	3.55	40, 60
F12	4.9	7.1	0.75	4.55	50
F13	4.9	6.9	0.18	2.52	100
F14	4.9	6.5	0.86	4.75	100
F15	4.9	7.2	1.64	2.89	100
F16	4.9	7.2	3.09	3.76	115
F17	4.9	7.5	12.82	3.69	90, 125, 160
F18	4.9	7.5	2.43	2.29	110, 180
F19	4.9	7.0	2.87	3.33	120, 160
F20	4.9	7.5	0.75	1.69	610

Fuente: (22)

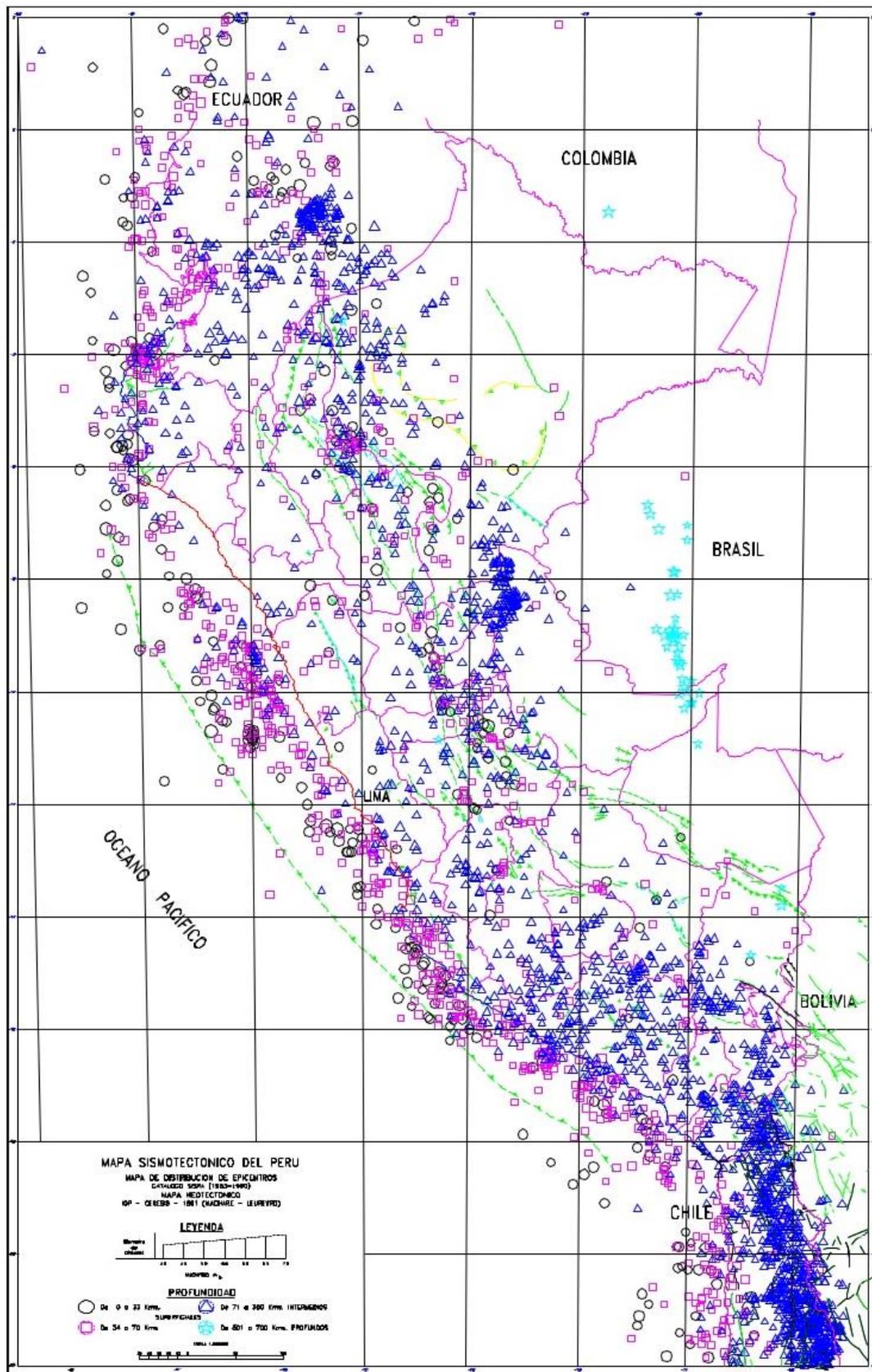


Figura 12: Mapa sismotectónico del Perú.  
 Fuente: (22)

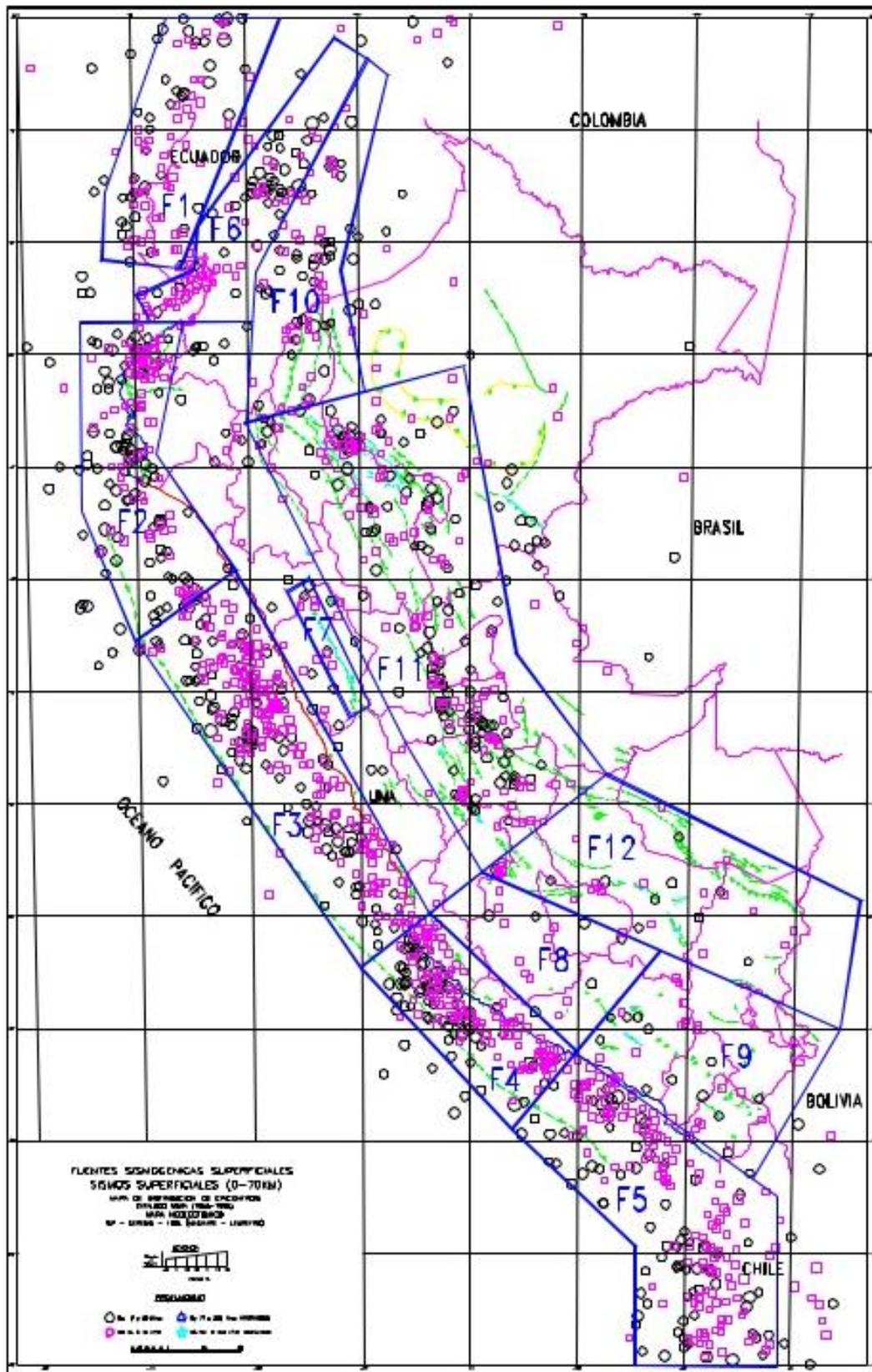


Figura 13: Fuente sismogénicas superficiales.  
Fuente: (22)

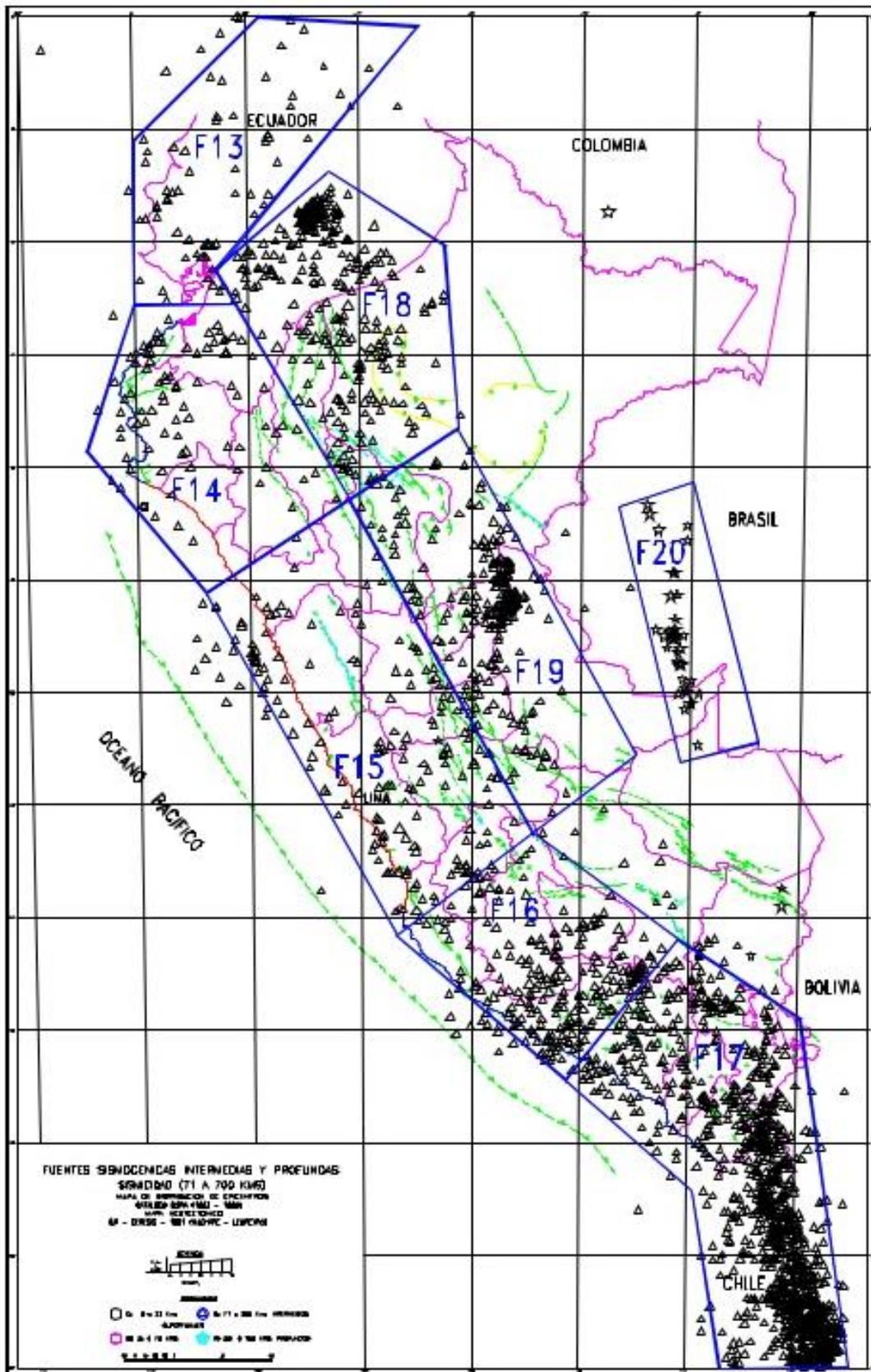


Figura 14: Fuentes sismogénicas intermedias y profundas.  
 Fuente: (22)

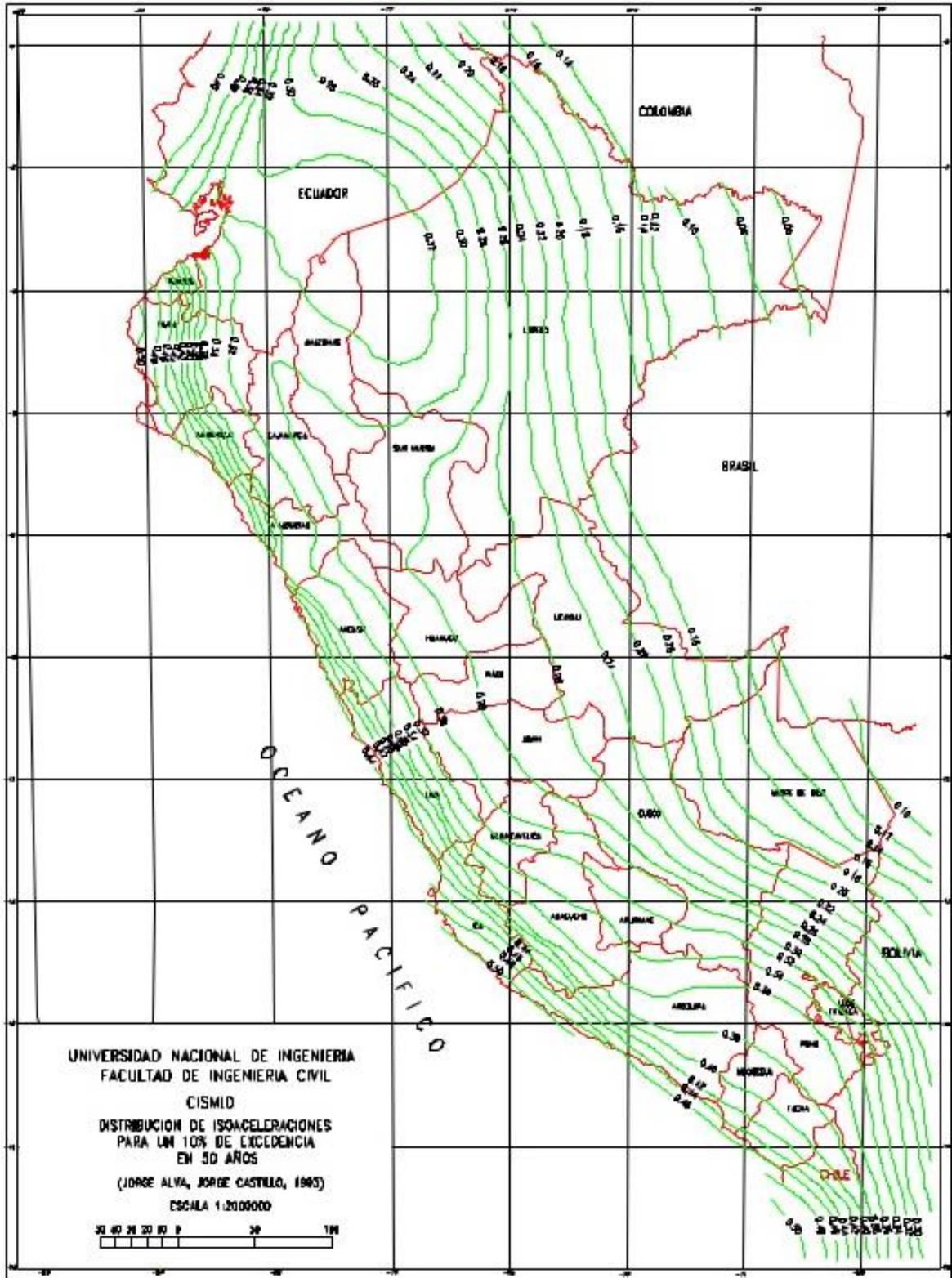


Figura 15: Distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años  
 Fuente: (22)

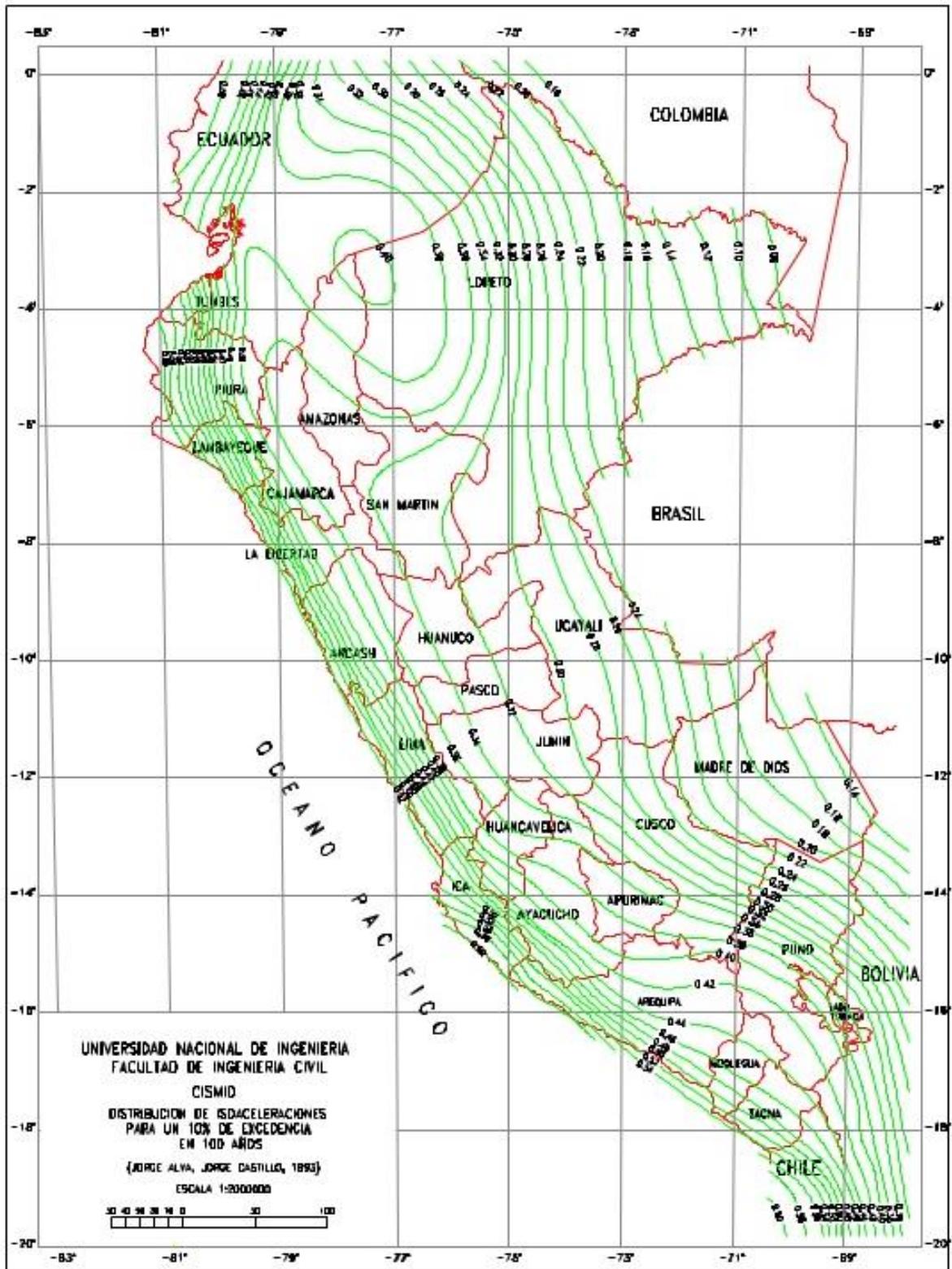


Figura 16: Distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años  
 Fuente: (22)

### 2.2.1.9 Efecto sísmico en los edificios

#### a. Características de la acción sísmica

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por inercia la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base (Figura 17). Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico cuyo planteamiento del suelo y por complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones (23).

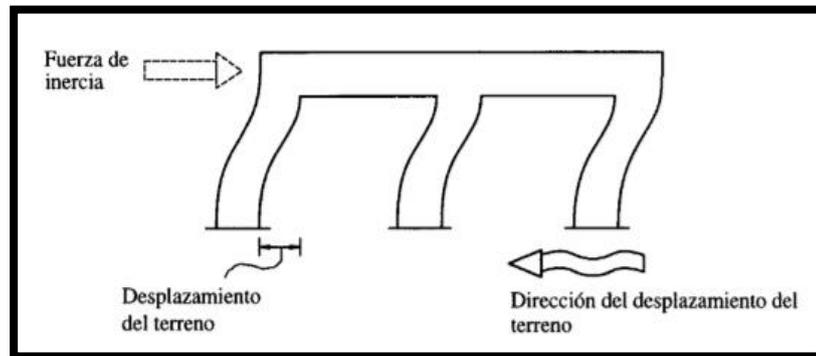


Figura 17: Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura.  
Fuente: (23)

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales, las primeras resultan en general más críticas. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar (23).

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo.

De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores (23).

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. La Figura 18 muestra esquemáticamente el flujo de fuerzas en una estructura típica. Se observa que pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación (23).

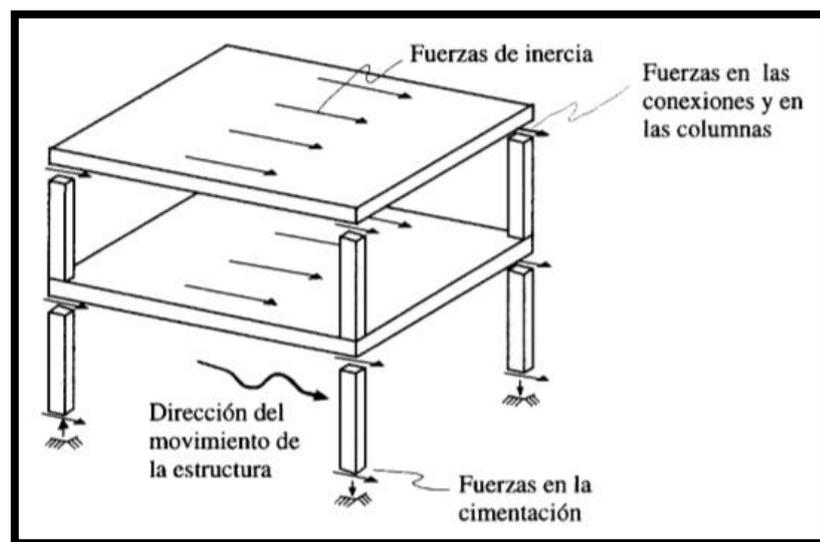


Figura 18: Flujo de fuerzas en la estructura debido la vibración.  
Fuente: (23)

#### b. Respuesta de los edificios a la acción sísmica

La intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales (23).

Las características esenciales de las respuestas se llegan a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con periodo igual al fundamental de la estructura. La Figura 19 ilustra algunos aspectos del problema. Si se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a cierta ley de movimiento del terreno, cada uno responde de manera diferente; la amplitud de su respuesta depende esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento del suelo ( $T_e/T_s$ ). Se aprecia que mientras más cercana a la unidad sea esta relación, mayor es la amplitud de la respuesta (23).

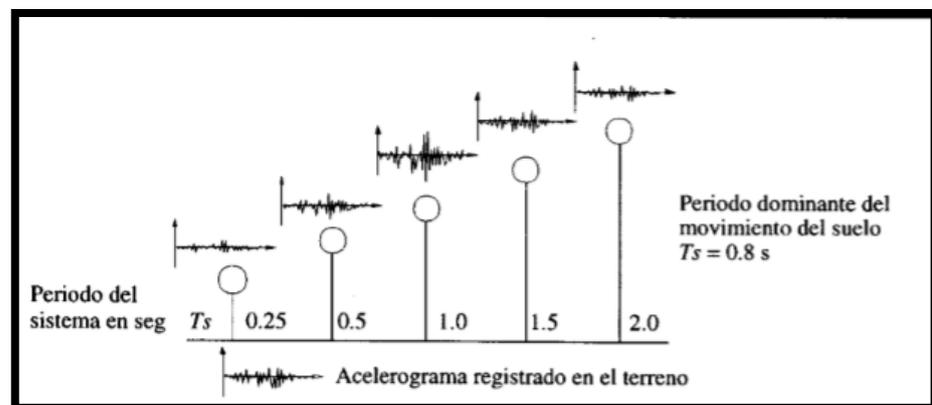


Figura 19: Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración.

Fuente: (23)

Una estructura real es un sistema más complejo que el de un grado de libertad y su respuesta es más difícil de estimar. La Figura 20 muestra las aceleraciones medidas en distintos puntos de un edificio de la ciudad de México sometido a un sismo de intensidad moderada, así como en el terreno adyacente y en el subsuelo. El conjunto de mediciones permite apreciar como el movimiento es casi imperceptible en los depósitos firmes profundos y crece en intensidad dentro de los estratos de arcilla (20 m de profundidad), y más aún en la superficie. El registro obtenido en el sótano del edificio resulta prácticamente igual al medido en el terreno libre, lo que indica que, en este caso la presencia del edificio no altera significativamente el movimiento del terreno. Los registros obtenidos en el edificio van creciendo en intensidad con la altura, hasta que en la azotea la aceleración máxima es 2.5 veces mayor que la máxima registrada en el sótano.

De los comentarios sobre la respuesta de sistemas de un grado de libertad se desprende que esta amplificación entre la azotea y el sótano depende principalmente de la relación entre el periodo fundamental del edificio y el periodo dominante del suelo. A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentas (23).

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento la resistencia, pero, sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados (23).

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal (23).

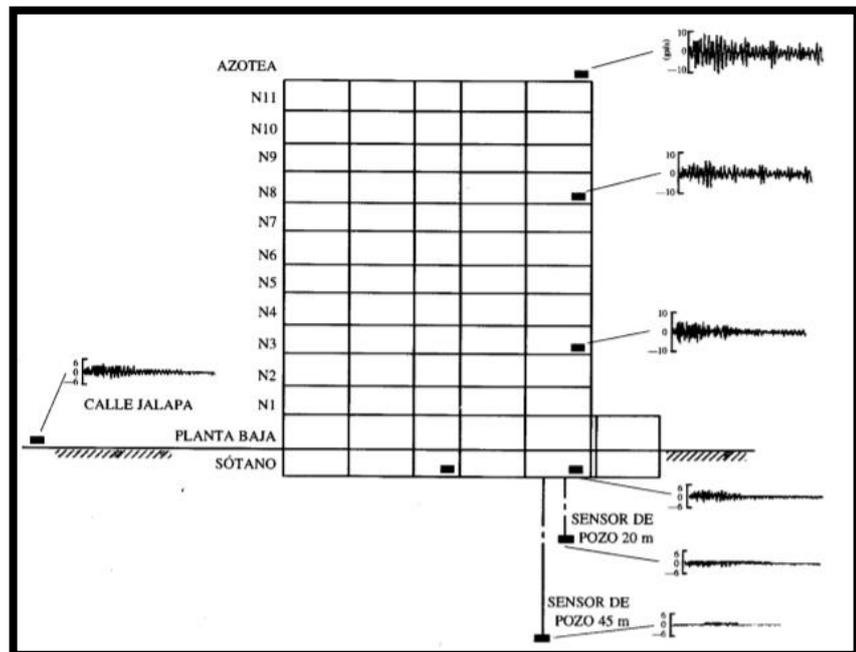


Figura 20: Registros de aceleraciones en un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado.

Fuente: (23)

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento ilustrado en la Figura 21 es muy esquemático, cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límites (23).

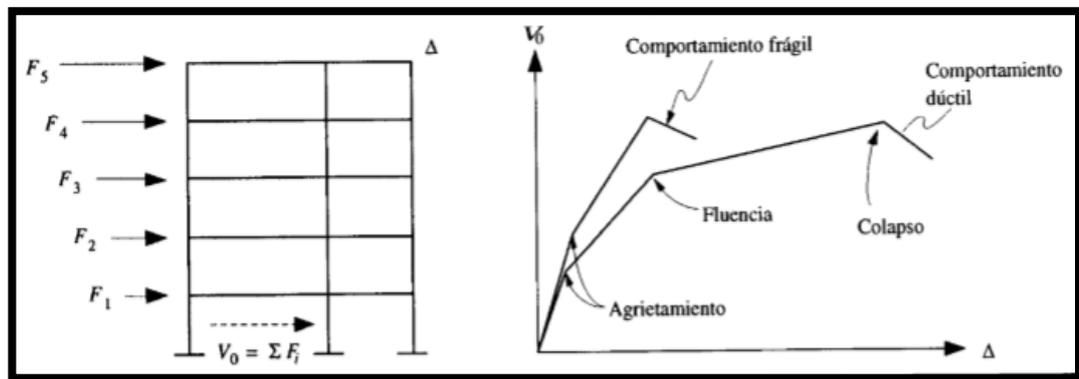


Figura 21: Relación carga deformación de una estructura.  
Fuente: (23)

## 2.2.2 Análisis sísmico

### 2.2.2.1 Análisis sísmico estático

El método de la fuerza lateral equivalente es un método que por simplicidad en el cálculo reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática lateral equivalente. Recientemente ha habido una tendencia a utilizar el concepto del cortante sísmico en la base. Por tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza que se aplica en el terreno igual a la constante C multiplicada por el peso total de la estructura y que se transmite a cada piso de ella. La constante C depende de las condiciones regionales y geológicas, la importancia, el periodo natural, la ductilidad y la distribución de la rigidez de las estructuras (24).

$$C = \frac{Z_x U_x C_x S}{R}$$

Toda estructura física real se comporta dinámicamente cuando se le aplica cargas o desplazamientos. Según la SEGUNDA LEY DE NEWTON, las fuerzas adicionales de inercia, son iguales a la masa multiplicada por la aceleración.

Si las cargas o los desplazamientos se aplican lentamente, las fuerzas de inercia pueden despreciarse, y se puede justificar un análisis estático. Por lo tanto, el análisis dinámico es una simple extensión del análisis estático (25).

En el método estático la magnitud y distribución de las cargas están basadas en factores y expresiones empíricas, y en la suposición de que el comportamiento estructural está controlado por el primer modo de vibrar, y de que la distribución de las fuerzas horizontales tiende a una distribución de forma triangular. Es el procedimiento más general para el análisis de estructuras regulares. Pero el método estático no es recomendable para el análisis de estructuras irregulares o estructuras críticas localizadas en zonas sísmicas (26).

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares, de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (1).

A continuación, se muestra los procedimientos a seguir para el análisis sísmico estático según la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030.

#### **a. Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión (1):

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125

Donde esta fuerza cortante parte desde la SEGUNDA LEY DE NEWTON.

$$F = V = m \times a$$

Donde:

F: es igual a la fuerza cortante en la base.

m: masa del edificio.

a: aceleración sísmica en el edificio.

- Obtención de la aceleración sísmica en el edificio(27):

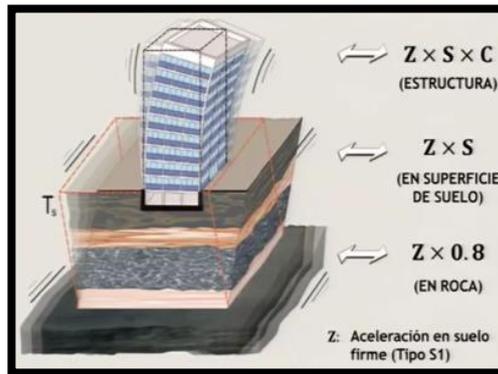


Figura 22: Aceleración sísmica en el edificio.  
Fuente: (28)

La aceleración inicial máxima se da en el suelo firme Tipo S1, donde se tiene el factor de zona correspondiente a uno de las 4 zonas del Perú multiplicado por la aceleración de la gravedad ( $Zxg$ ).

Luego tenemos la aceleración en la superficie de suelo donde el factor de ( $Zxg$ ) es multiplicado por un factor “S” correspondiente al tipo de suelo donde se va a cimentar. La aceleración máxima ( $Zxg$ ) será amplificada si se tienen suelos intermedios o blandos. Mientras se mantendrán si se tiene suelos muy rígidos. Y finalmente podrán hasta reducirse si se tiene roca dura como perfil de suelo a cimentar. Obteniendo una aceleración en la cimentación ( $SxZxg$ ).

Posteriormente tendremos un factor amplificación sísmica en función de los periodos correspondientes al tipo de suelo  $T_p$  y  $T_L$ . Y el periodo fundamental de vibración de la estructura. Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. Obteniendo así la aceleración sísmica en el edificio ( $CxSxZxg$ ).

Reemplazando en la ecuación de la SEGUNDA LEY DE NEWTON tenemos.

$$F = \left(\frac{P}{g}\right) \times (C \times S \times Z \times g)$$

Finalmente, esta fuerza sísmica es amplificada por un factor de uso “U” correspondiente al nivel de importancia que se le dará a la edificación. Y reducida por el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R”.

Este factor estará en función de la disipación de la energía brindadas por sus elementos verticales y horizontales resistentes a las fuerzas sísmicas (sistema de estructuración sismorresistente), y la regularidad de la estructura. Teniendo así finalmente la expresión de la Norma E.030 para el cálculo de la cortante basal.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times P$$

### b. Distribución de fuerzas sísmicas en altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante (1):

$$F_i = \alpha_i \times V$$

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

Donde  $n$  es el número de pisos del edificio,  $k$  es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a (1):

- Para  $T$  menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .
- Para  $T$  mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

Si se tiene periodos de hasta 0.5 se obtendrá distribución de fuerzas en altura del tipo lineal, mientras que si son mayores a 0.5 comienza a tener una distribución parabólica, con mayor predominancia en edificios de gran altura como se muestra en las Figuras 23 y 24.

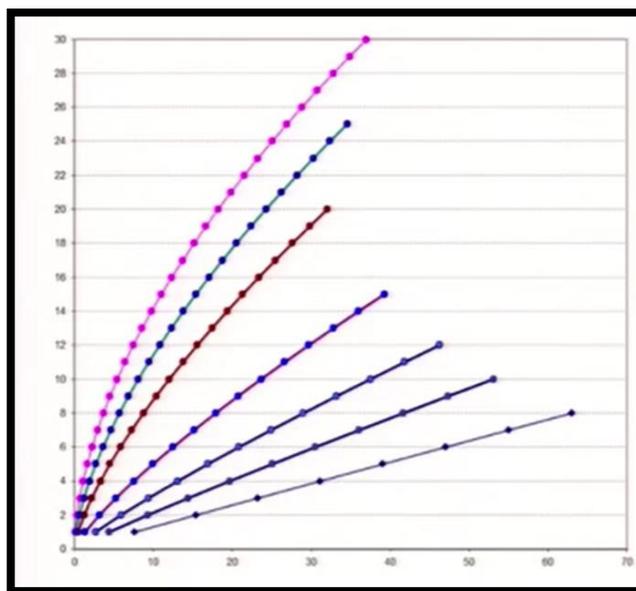


Figura 23: Variación de las fuerzas laterales en altura Nº de pisos vs  $F_i$ . Fuente: (28)

La ecuación considera solo el primer modo de vibración y de forma lineal,  $P_i$  es el peso del piso  $i$ ,  $h_i$  es la altura desde la base hasta el piso  $i$  (13).

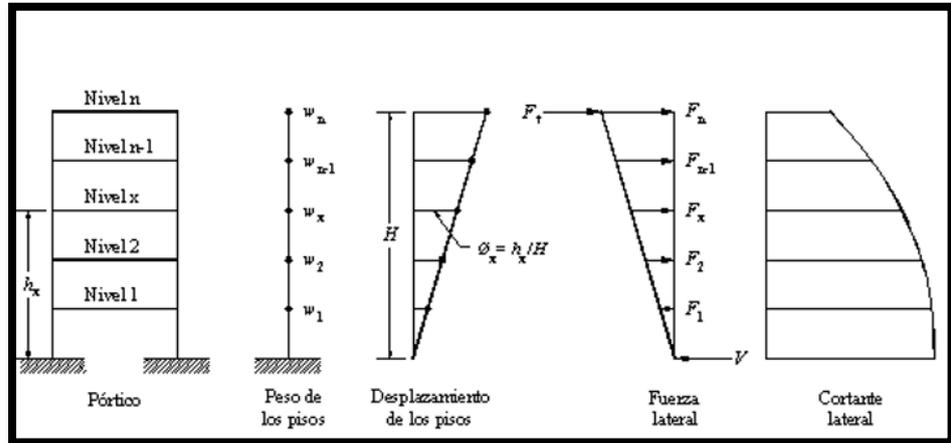


Figura 24: Distribución de las fuerzas estáticas en altura.  
Fuente: (29)

### c. Periodo fundamental de vibración

Como se recordará, el periodo de vibración de una estructura es el tiempo que tarda en completar un ciclo en vibración libre. A pesar de que este parámetro es característico de la respuesta en vibración libre, su valor condiciona en buena medida la respuesta estructural frente a muchas sollicitaciones dinámicas, como es el caso de los sismos (21). Aunque la respuesta elástica de las estructuras se puede interpretar como una superposición en el tiempo del efecto de varios modos de vibración, existe un modo con mayor influencia para cada dirección que se analiza. Este modo se denomina el modo fundamental. Para el análisis traslacional de un edificio, el periodo fundamental es el de mayor valor y la forma respectiva se caracteriza por ser creciente en altura (21).

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión (1):

$$T = \frac{Hn}{CT}$$

Donde:

$CT = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

#### d. Excentricidad Accidental

Cuando los elementos estructurales de un edificio no están dispuestos simétricamente en planta, o cuando los centros de masas (CM) de los distintos niveles no están contenidos en el mismo eje vertical (Figura 25), existirá rotación de la losa del techo, torsionándose el edificio cuando actúe un sismo (30).

Incluso en edificios simétricos cabe la posibilidad de que se presente torsión de carácter accidental, porque los defectos constructivos (cangrejeras, por ejemplo) y las variaciones en la posición de la sobrecarga, pueden causar una modificación de la rigidez lateral teórica o un corrimiento del centro de masas, respectivamente. Es por ello que la Norma Técnica E.030 contempla la existencia de una excentricidad accidental (30).

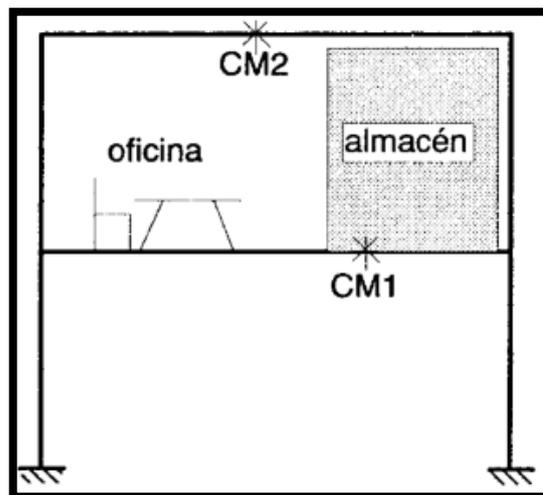


Figura 25: Estructura regular con excentricidad accidental.  
Fuente: (30)

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación (1):

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como (1):

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis (1).

- Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones (1).

#### **2.2.2.2 Análisis sísmico dinámico**

Puesto que la fuerza lateral que actúa durante un sismo no se puede evaluar en forma precisa por el método estático, 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 (24).

El análisis dinámico de sistemas estructurales tridimensionales constituye una extensión directa del análisis estático. Las matrices de rigidez elástica son las mismas para el análisis estático y el análisis dinámico. Solamente se requiere concentrar la masa de la estructura en los nudos. La adición de fuerzas de inercia y fuerzas de disipación de energía que satisfacen el equilibrio dinámico (25).

Para realizar el análisis dinámico de una estructura debemos reemplazar apropiadamente la edificación total por un sistema de vibración, el cual, al ser estudiado, nos proporcionara las características dinámicas de la estructura analizada (matriz de rigidez lateral, periodo fundamental, frecuencias, formas de modo, desplazamientos de piso, momentos de volteo, etc).

Debido a que el mayor porcentaje del peso de las estructuras está constituido por losas, vigas y pisos terminados, se considera que las masas se concentran al nivel de cada piso. Se plantea un modelo dinámico de la estructura, tomamos como posición la losa del techo para cada piso de la edificación, sustituimos la estructura por un sistema de puntos, la masa de cada piso se concentra en sus respectivos puntos obteniéndose finalmente un sistema de puntos de masas unidos por resortes. El grado de libertad del sistema será igual al número de pisos de la edificación (31).

La actual Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente hace mención a 2 Análisis dinámico, uno que es el Modal Espectral y otro el Tiempo Historia. Para lo cual se empleará el análisis dinámico modal espectral para la presente Tesis teniendo como procedimientos para su análisis los siguientes puntos:

#### **a. Análisis modal**

Cuando se lleva a cabo un análisis dinámico, es usual reemplazar la masa de cada piso por una masa concentrada en cada nivel. Existen tantos modos de vibración como el número de masas. Sin embargo, para simplicidad en el cálculo, normalmente se consideran los tres primeros modos para los edificios bajos y de mediana altura y los modos necesarios para los de gran altura. Para el cálculo de modos de vibración y los periodos naturales, con frecuencia se utilizan programas de computadora ya disponibles (24).

El análisis modal se utiliza para estructuras comparativamente grandes e importantes. También se debe utilizar para estructuras con una distribución vertical no uniforme de rigidez o de masa, para que los modos se sobrepongan a fin de obtener una respuesta vibracional apropiada. En contraste, la técnica estática utiliza el primer modo de respuesta vibracional para cada piso, al suponer que la distribución vertical de rigidez y de masa es la usual (24).

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis (1).

### b. Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por (1):

$$S_a = \frac{Z_x U_x C_x S}{R} \times g$$

### c. Criterios de combinación CQC:

Mediante los criterios de combinación que se indica, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo (1).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por (1):

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05  $\omega_i$ ,  $\omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos i, j.

### d. Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del cortante basal estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos (1).

#### **e. Excentricidad accidental**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (1).

### **2.2.3 Regularidad estructural**

El diseño sismorresistente comienza con la selección del material, la configuración, la definición del sistema estructural y la estructuración. Estas son decisiones que afectan directamente el diseño sísmico final. Por lo tanto, es fundamental una coordinación estrecha entre el arquitecto y el ingeniero estructural quienes deben cooperar, algo que lastimosamente no siempre se consigue por la secuencia lineal en la que se desarrolla un proyecto. Cada material estructural se comporta según sus propias características resistencia, rigidez y degradación ante grandes deformaciones por lo tanto deben seleccionarse de acuerdo con la ubicación y condición en que se va a proyectar un edificio a fin de conseguir una construcción confiable y económica. Hay innumerables ejemplos que ilustran que una configuración escogida en base a condiciones arquitectónicas únicamente ha sufrido daños por carecer de adecuada resistencia sísmica. Una vez que el edificio tenga una configuración sísmica desventajosa, no se podrá lograr una estructura segura, aun cuando el diseño estructural se haya realizado apropiadamente usando las técnicas más sofisticadas existentes. Esto último también es cierto para la estructuración, o sea la distribución interna de los elementos resistentes. Siempre habrá de tenerse presente durante esta etapa fundamental que: "El ingeniero estructural no puede lograr que una forma estructural pobre se comporte satisfactoriamente durante un terremoto". El sismo siempre estará al acecho de cualquier debilidad de la estructura, consciente o no para el diseñador. De modo general las incertidumbres propias del diseño sismorresistente siempre podrán ser reducidas prestando especial atención a los detalles de refuerzo (32).

#### **2.2.3.1 Forma o configuración de la estructura**

La configuración de la estructura juega un papel muy importante para el comportamiento de la estructura frente a las fuerzas de sismo, para ello se debe tener en cuenta las características que debe tener una estructura sismorresistente y que han mostrado su buen comportamiento. Se debe de tomar en cuenta las características tanto en planta como en elevación:

### a. Planta

**Simple:** Desde el punto de vista de la resistencia sísmica es deseable una configuración sencilla como una forma cuadrada o circular. Los sismos han demostrado que las plantas más sencillas tienen las mayores probabilidades de sobrevivir. Las razones más importantes son. Primero, que nos es mucho más sencillo entender la respuesta sísmica de una estructura sencilla que la de una complicada. Y segundo que nuestra habilidad para entender los detalles simples es mayor que para los más complejos. Las plantas caprichosas en forma de H, L, T, U o Y que se muestran en la Figura 26 han mostrado que la zona de los extremos (las alas) son más vulnerables y a menudo colapsan (32).

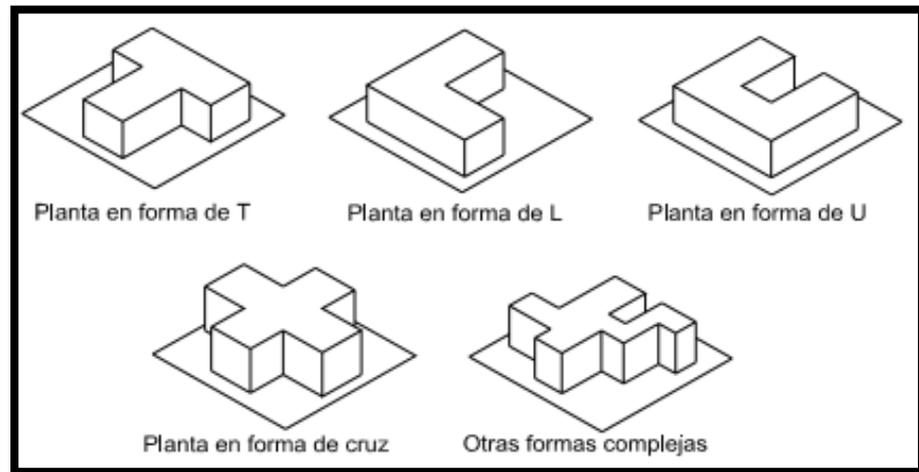


Figura 26: Plantas irregulares.  
Fuente: (32)

**Compacta:** Complementando la característica anterior. Una edificación de forma alargada está expuesta a fuerzas complejas provenientes de las diferencias de fase en el movimiento del terreno que actúan sobre sus extremos. La presencia de juntas es indispensable en estos casos para reducir la planta a un conjunto de formas menos extendidas y más simples (32).

○ Evitar:

B = Alas muy alargadas (vibran de forma diferente, concentración de esfuerzos en las esquinas interiores)

○ Medidas:

- 1) Subdivisión del edificio en cuerpos independientes y cortos.
- 2) Rigidización en los extremos de las alas y refuerzo de las esquinas interiores.

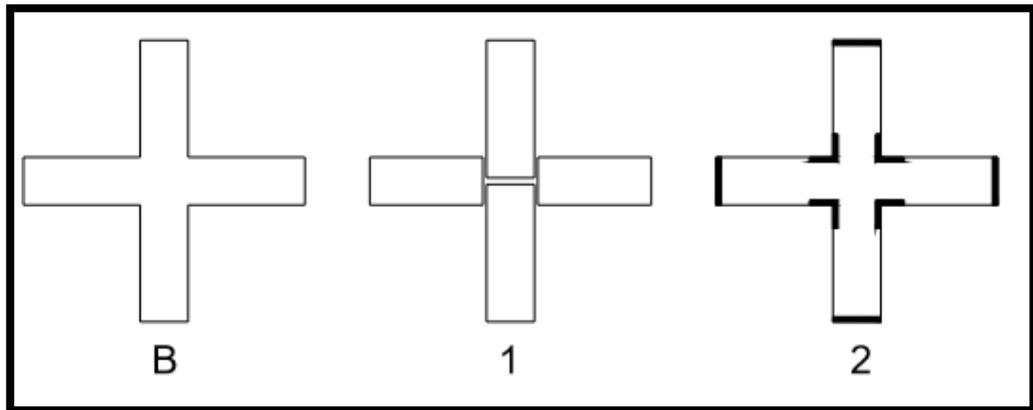


Figura 27: Planta regular compacta.  
Fuente: (32)

**Simétrica:** La simetría es aconsejable por razones similares. Además, la falta de simetría produce efectos de torsión que son sumamente perjudiciales y destructivos además de ser difíciles de estimar correctamente. La simetría debe existir en las dos direcciones principales de la edificación. En este aspecto debe señalarse que no basta una planta de forma simétrica sino la estructura también debe ser simétrica. Se debe tratar que el centro de rigideces esté lo más cerca posible del centro de las masas, ya que de lo contrario tendríamos un caso de la llamada falsa simetría. Una estructura será realmente simétrica cuando ambos coincidan (32).

○ Evitar:

A = Asimetría de la planta (vibraciones torsionales).

○ Medidas:

- 1) Distribuir los elementos resistentes de manera que el centro de masas coincida con el centro de rigideces.
- 2) Subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares mediante juntas sísmicas.
- 3) Colocación de elementos estructurales que ligen las diferentes partes del edificio de tal manera que lo vuelvan más simétrico.

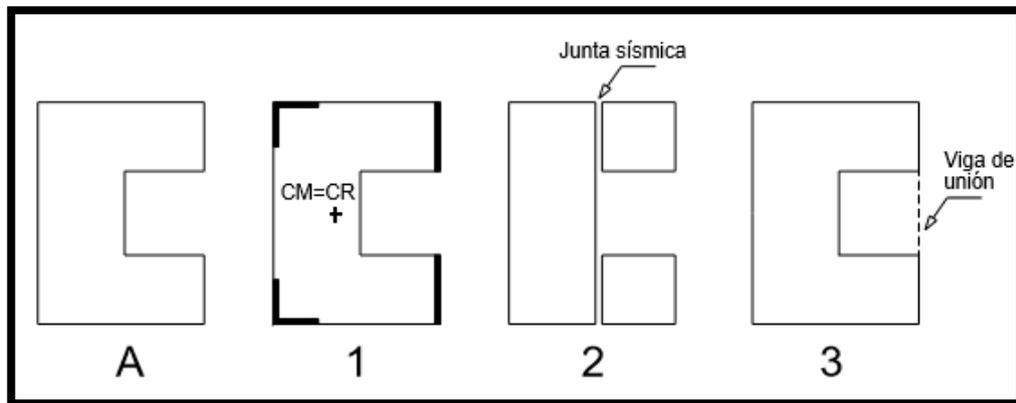


Figura 28: Asimetría de planta y soluciones.  
Fuente: (32)

**Rigidez torsional:** Esta característica es complementaria de la anterior. Cuando se tiene una gran rigidez torsional, las deformaciones debidas a las asimetrías serán menores que cuando la rigidez es baja. Más aún cuando éstas son amplificadas por el movimiento sísmico al presentarse comportamiento inelástico (32).

#### b. Elevación

**Uniformidad y Continuidad:** Estas son características fundamentales. En la siguiente sección se resumen algunas recomendaciones para conseguir un buen comportamiento (32).

**Proporción o esbeltez:** Las características de simplicidad y compacidad son también aplicables a la forma de la elevación de la estructura. Formas complejas con variaciones caprichosas a lo alto constituyen una fuente de riesgo por la misma razón de la planta compleja ya mencionadas. Asimismo, una forma muy alargada o esbelta presenta complicaciones de análisis que aún con los métodos modernos de análisis dinámico no se garantiza una estimación cabal de su respuesta, menos aún en el rango inelástico. Los efectos del volteo en edificios muy alto son evidentemente muy importantes y originan fuerzas muy altas en las columnas como en la cimentación pueden ser difíciles de manejar. Algunos edificios en México y Kobe fallaron por volteo de sus estructuras al desprenderse de la cimentación (32).

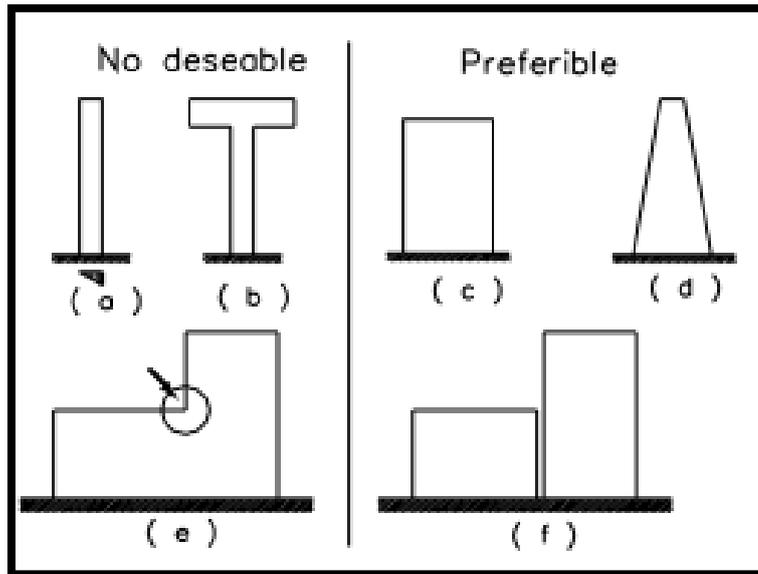


Figura 29: Proporcionalidad de estructura en altura.  
Fuente: (32)

### 2.2.3.2 Uniformidad en resistencia y rigidez

Una estructura tendrá mejores perspectivas de sobrevivir un sismo severo si (32):

- a. Los elementos resistentes están distribuidos uniformemente.

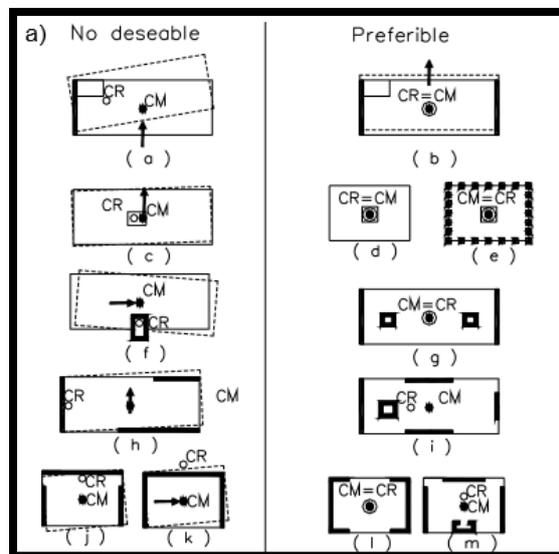


Figura 30: Distribución de elementos resistentes.  
Fuente: (32)

- b. Todas las columnas y muros son continuos y sin entrantes o salientes desde la cimentación hasta el techo.

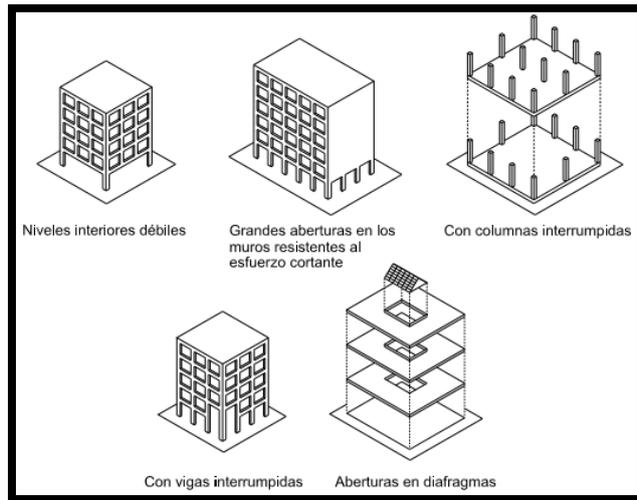


Figura 31: Continuidad de los elementos estructurales.  
Fuente: (32)

- c. Todas las vigas están alineadas.
- d. Columnas y vigas están alineadas.
- e. Columnas y vigas de concreto son del mismo ancho.

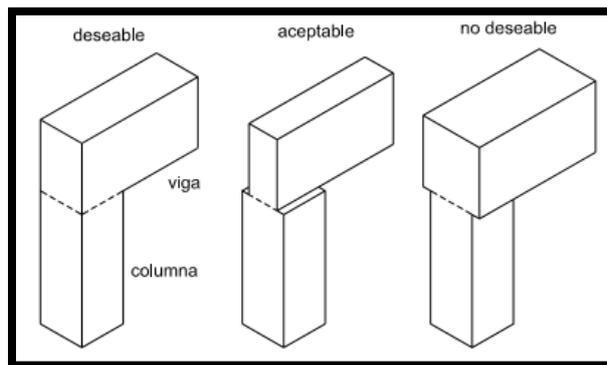


Figura 32: Anchos de vigas y columnas.  
Fuente: (32)

- f. Ningún elemento principal cambia de sección bruscamente.

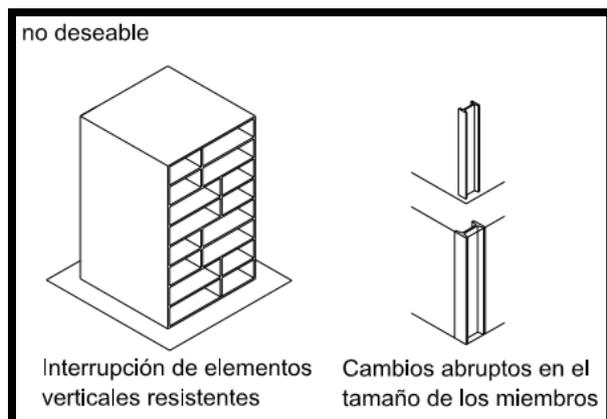


Figura 33: Sección constante de elementos verticales.  
Fuente: (32)

- g. La estructura sea tan continua y monolítica como sea posible.

Por lo general es difícil modificar las consideraciones arquitectónicas para acomodar estas necesidades de la estructura sismorresistente por las restricciones que éstas imponen en la arquitectura; pero se debe insistir en que cuanto más alejados estemos de ellas más vulnerable será la estructura. La necesidad más apremiante es la continuidad vertical de los elementos, principalmente muros o columnas. Es indeseable y sumamente peligroso, como ha sido probado innumerables veces en edificios colapsados, apoyar muros sobre columnas o columnas sobre vigas. Cambios bruscos en la rigidez lateral del edificio son también muy peligrosas. El análisis no predice bien las necesidades de capacidad de los elementos y naturalmente son ubicaciones de concentración de esfuerzos que finalmente conducen a colapsos parciales. La falla de entrepisos por la presencia de columnas sigue siendo muy común a pesar de ser un problema largamente identificado. Mantener dimensiones similares en los elementos de concreto armado facilita el detallado del refuerzo. Factor decisivo en el comportamiento límite, condiciones extremas que se presentan ante un sismo severo y de larga duración de cualquier estructura sismorresistente. Como la capacidad de la estructura para resistir un sismo severo depende grandemente de su capacidad de disipación de energía por comportamiento inelástico, construir uniones monolíticas y darle continuidad a la estructura es indispensable para poder enfrentar esta situación (32).

### **2.2.3.3 Resistencia límite mínima o modo de falla**

Uno de los criterios de diseño vigentes recomienda que en edificios las vigas deban ser proporcionadas y reforzadas de manera que su fluencia en caso de sismo severo ocurra antes que la de las columnas (Figura 34). Las razones para esto son (32):

- La falla de las columnas representa el colapso de todo el edificio
- En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso y por consiguiente requiere un factor de ductilidad relativamente grande, usualmente difícil de conseguir.
- Tanto en la falla por corte como en la de flexión, la resistencia de las columnas se degrada con más rapidez que en las vigas, debido a la presencia de la carga axial.

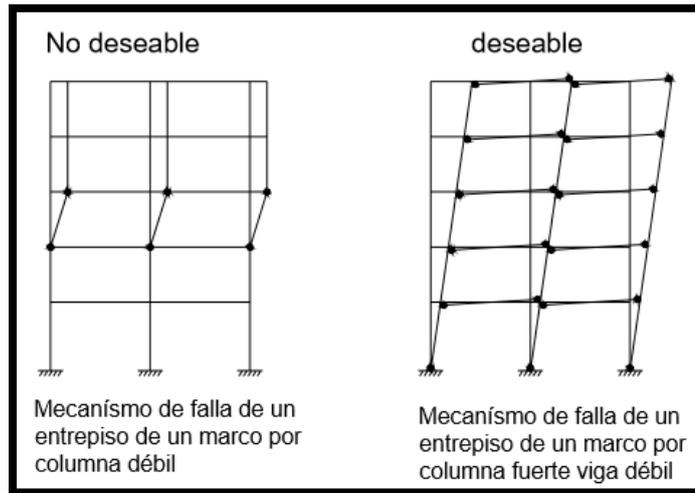


Figura 34: Mecanismo deseable de falla.  
Fuente: (32)

## 2.2.4 Parámetros para el análisis sísmico Norma Técnica E.030 – 2016

### 2.2.4.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 35. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica (1).



Figura 35: Zonas sísmicas del Perú  
Fuente: (1)

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (1).

Tabla 5: Factor de zona "Z"

<b>FACTOR DE ZONA "Z"</b>	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: (1)

#### 2.2.4.2 Condiciones geotécnicas

Para los efectos de la Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $N_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación (1).

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula  $N_{60}$  considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ) se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo (1).

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de  $N_{60}$  para los estratos con suelos granulares y de ( $S_u$ ) para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible (1).

Tabla 6: Clasificación de los perfiles de suelo.

<b>CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO</b>			
Perfil	$V_s$	$N_{60}$	$S_u$
<b>S<sub>0</sub></b>	>1500 m/s	-	-
<b>S<sub>1</sub></b>	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 Kpa
<b>S<sub>2</sub></b>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 Kpa a 100 Kpa
<b>S<sub>3</sub></b>	<180 m/s	<15	25 Kpa a 50 Kpa
<b>S<sub>4</sub></b>	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: (1)

### 2.2.4.3 Parámetros de sitio (S, T<sub>P</sub>, T<sub>L</sub>)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub> (1).

Tabla 7: Factor de suelo "S".

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: (1)

Tabla 8: Periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>.

Tabla N° 4 PERÍODOS "T <sub>P</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: (1)

### 2.2.4.4 Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones (1):

$$T < T_P \quad \rightarrow \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \times \frac{T_P}{T}$$

$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \times \frac{T_P \times T_L}{T^2}$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

### 2.2.4.5 Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 9. El factor de uso o importancia (U), se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U = 1$  (1).

Tabla 9: Categoría de las edificaciones y factor de uso U.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
C Edificaciones Comunes	También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: (1)

### 2.2.4.6 Sistemas estructurales

**Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez (1).

**Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base (1).

**Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base (1).

**Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos (1).

#### 2.2.4.7 Categoría y sistemas estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que corresponda (1).

Tabla 10: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: (1)

### 2.2.4.8 Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ )

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente  $R_0$  que corresponda (1).

Tabla 11: Coeficiente básico de reducción  $R_0$  según sistema estructural.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Fuente: (1)

### 2.2.4.9 Regularidad estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes (1):

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10 de la norma E.030.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares: son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades tanto en altura ni en planta. En estos casos, el factor  $I_a$  o  $I_p$  será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares: son aquellas que presentan una o más de las irregularidades en altura y planta.

#### 2.2.4.10 Factores de Irregularidad (Ia,Ip)

El factor Ia se determinará como el menor de los valores de la Tabla 12 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor Ip se determinará como el menor de los valores de la Tabla 13 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis (1).

- Irregularidades estructurales en altura:

Tabla 12: Factor de irregularidad Ia.

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	<b>Factor de Irregularidad Ia</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.6

Fuente: (1)

- Irregularidades estructurales en planta:

Tabla 13: Factor de Irregularidad Ip.

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad Ip</b>
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional extrema	0.6
Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

Fuente: (1)

#### 2.2.4.11 Restricciones a la irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a las irregularidades (1).

Tabla 14: Restricciones a la irregularidad, según zona y categoría de la edificación.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: (1)

#### 2.2.4.12 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente básico  $R_0$  y de los factores  $I_a$  ,  $I_p$  (1).

$$R = I_a \times I_p \times R_0$$

#### 2.2.4.13 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera (1):

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c) En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

#### 2.2.4.14 Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (1).

#### 2.2.4.15 Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica a continuación (1).

Tabla 15: Límites para la distorsión del entrepiso.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$( \Delta_j / h_{ei} )$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: (1)

### 2.3 Definición de términos básicos

- **Rigidez**

Es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

- **Ductilidad**

Es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.

- **Deriva**

Relación del desplazamiento máximo relativo con la altura de entrepiso.

- **Fuerza axial**

Es una fuerza que actúa directamente sobre el centro axial de un objeto en la dirección del eje longitudinal. Estas fuerzas pueden ser de compresión o de tensión, dependiendo de la dirección de la fuerza.

- **Momento flector**

Momento de fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal de un prisma mecánico flexionado o una placa que es perpendicular al eje longitudinal a lo largo del que se produce la flexión.

- **Fuerza cortante**

Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo una viga o un pilar.

- **Diafragma rígido**

El diafragma rígido es la losa de entrepiso, este puede ser una losa maciza o una losa aligerada, quien es el encargado de simplificar y uniformizar los grados de libertad existentes, en solo 3 grados de libertad generales, tales como  $U_x$ ,  $U_y$  y  $R_z$ . Además, es el encargado de transmitir y distribuir las cargas laterales a los elementos verticales resistentes proporcionalmente a su rigidez.

- **Centro de rigidez**

Punto central de los elementos verticales de un sistema que resiste a las fuerzas laterales.

- **Centro de masas**

El centro de masas representa el punto en el que suponemos que se concentra toda la masa del sistema para su estudio. Es el centro de simetría de distribución de un sistema de partículas.

- **Espectro de respuesta**

Es un concepto práctico que caracteriza los movimientos sísmicos y el efecto sobre las estructuras. El espectro de Respuesta es función del período de vibración  $T$  del sistema, y de la aceleración.

- **Cortante basal**

Es la fuerza cortante en la base del edificio debido al sismo y es una porción del peso quien depende de los parámetros para el análisis sísmico.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 Método y alcance de la investigación**

##### **3.1.1 Método de la investigación**

###### **3.1.1.1 Método general o teórico de la investigación**

El método general que se utilizará es el método cuantitativo. Debido a que se obtendrán datos cuantificables y medibles como cortantes basales, desplazamientos, momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y áreas de las secciones transversales de los elementos resistentes.

###### **3.1.1.2 Método específico de la investigación**

- Configuración estructural.
- Predimensionamiento de elementos estructurales.
- Metrado de cargas.
- Modelamiento de la estructura.
- Análisis sísmico estático con la Norma Técnica E-030.
- Verificación de cortante basal.
- Verificación de desplazamientos.
- Verificación de fuerzas internas.
- Verificación de secciones de los elementos resistentes.
- Análisis sísmico dinámico con la Norma Técnica E-030.
- Verificación de la cortante basal.
- Verificación de los desplazamientos.
- Verificación de las fuerzas internas.

- Verificación de secciones de los elementos resistentes.
- Comparación y análisis de resultados.

### **3.1.2 Alcances de la investigación**

#### **3.1.2.1 Tipo de investigación**

El tipo de investigación es básica, ya que una investigación básica analiza propiedades, estructuras y relaciones con el fin de formular y contrastar hipótesis, teorías o leyes existentes (33). En este caso se analizará los métodos de análisis sísmico (el estático y el dinámico), para así poder contrastar las indicaciones y restricciones de estos métodos de análisis que la Norma Técnica E.030 nos proporciona.

#### **3.1.2.2 Nivel de investigación**

El nivel de investigación según su objetivo es explicativo porque el estudio tiene como objetivo principal realizar un estudio comparativo y explicar las diferencias entre el análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo.

### **3.2 Diseño de la investigación**

El diseño de la investigación es no experimental.

### **3.3 Población y muestra**

#### **3.3.1 Población**

Todas las estructuras regulares e irregulares mayores de 30 m de altura.

#### **3.3.2 Muestra**

La muestra es no probabilista debido a que se tomó una muestra específica de acuerdo al interés del investigador. Para el estudio se tomó como muestra a una edificación multifamiliar de 10 pisos de planta arquitectónica regular; inexistente en la ciudad de Huancayo; planteada y adaptada por el investigador.

### **3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

#### **3.4.1 Técnicas de recolección de datos**

Para la presente investigación se utilizó la técnica de observación e interpretación de diagramas tales como de: momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales.

Además, se utilizó la técnica de análisis documental, a través de ella se obtuvieron las bases teóricas y antecedentes del problema. Principalmente la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente, en la cual se basa la investigación.

### **3.4.2 Instrumentos de recolección de datos**

Para la investigación se hizo uso del Software sin licencia de acceso libre Etabs 2016 como instrumento principal para la elaboración del análisis sísmico estático y dinámico. Así como de las hojas Excel para el registro de los valores obtenidos correspondiente al análisis sísmico, como: cortantes basales, desplazamientos, fuerzas internas y sección de los elementos estructurales.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### 4.1 Descripción del proyecto

##### 4.1.1 Características principales

El proyecto a presentar es un edificio multifamiliar que consta de 10 niveles con sótano, cuyas características principales se describen a continuación:

Tipo de proyecto	Edificio multifamiliar
Ubicación	Departamento: Junín
	Provincia: Huancayo
	Distrito: Huancayo
Tipo de suelo	Intermedio (S2)
Área de terreno	802.305 m <sup>2</sup>
Área techada total	8023.05 m <sup>2</sup>
N° de pisos	10
N° de departamentos	40 (4 por piso)
Altura de piso	2.90 m (H <sub>TOTAL</sub> = 31.5 m)
Componentes adicionales	02 ascensores con capacidad de (6 personas c/u), 02 escaleras de emergencia, cuarto de máquinas y zona de estacionamiento en el sótano.
Componentes de la estructura principal	Vigas, columnas, Placas, losas aligeradas y losas macizas

El primer piso está compuesto por cuatro departamentos, 02 departamentos con tres dormitorios, dos baños, una sala - comedor, una cocina y un patio de servicio, y 02 departamentos con tres dormitorios, una zona para biblioteca, dos baños, una sala - comedor, una cocina y un patio de servicio.

También en el primer piso se encuentra el hall del ingreso principal, acceso a los 02 ascensores, acceso a las 02 escaleras y acceso a los estacionamientos por las escaleras.

En los siguientes niveles típicos las distribuciones de los ambientes son las mismas.

En la azotea se encuentra el cuarto de máquinas los de los ascensores. El ingreso al sótano es por la parte inferior derecha del edificio, el cual el acceso a los estacionamientos es mediante una rampa vehicular.

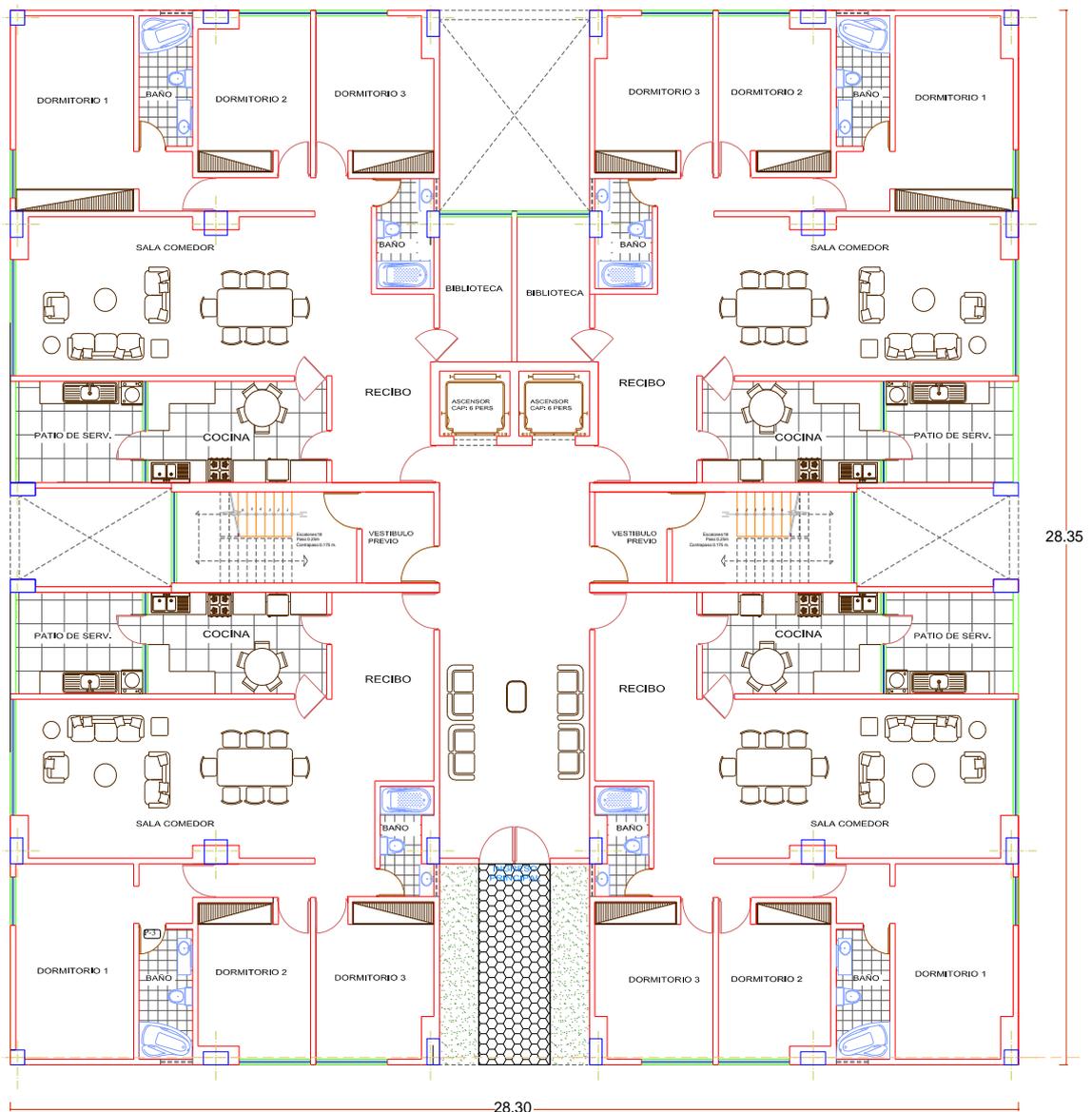


Figura 36: Planta arquitectónica.

#### 4.1.2 Normativa empleada

El análisis estructural y sísmico para el presente proyecto se realizará teniendo en cuenta las siguientes Normas vigentes, contenidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 – Cargas
- Norma E.030 – Diseño Sismorresistente
- Norma E.060 – Diseño en Concreto Armado

#### 4.1.3 Propiedad de los materiales

Las propiedades de los materiales utilizados en el proyecto se describen a continuación.

Tabla 16: Propiedad de los materiales para el proyecto.

Resistencia del concreto $f_c$	210 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad del concreto E	$15100\sqrt{210} = 218819.7889$ kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson (u)	0.15
Fluencia del acero $F_y$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad del acero E	2 000 000 kg/cm <sup>2</sup>

## 4.2 Estructuración

### 4.2.1 Objetivos

La estructuración del presente proyecto destinado a vivienda multifamiliar, se realizó con la principal finalidad de obtener una estructura regular y resistente.

Para conseguir que nuestra estructura sea considerada regular se tomó en cuenta los siguientes criterios de estructuración:

- Simplicidad y simetría en ambas direcciones de análisis, la cual nos garantiza que la estructura evitara las irregularidades en planta de torsión y sistemas no paralelos.
- Uniformidad y continuidad de la estructura, la cual nos garantiza que la estructura evitara las irregularidades en altura de piso blando, de masa o peso, geometría vertical y discontinuidad en los sistemas resistentes.

Y para conseguir que nuestra estructura sea resistente se buscó que el comportamiento de cada uno de los principales elementos resistentes a solicitaciones sísmicas, cumplan con los parámetros establecido en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, teniendo en cuenta los siguientes criterios de estructuración:

- Rigidez lateral, dotándolos de suficiente rigidez lateral en ambas direcciones de análisis, de tal modo que los desplazamientos laterales de la edificación sean menores a los máximos permitidos en la norma E.030.
- Existencia de Diafragmas rígidos, la cual nos garantiza que será la encargada de distribuir las fuerzas sísmicas a cada uno de los elementos resistentes proporcionalmente a su rigidez.

#### **4.2.2 Planteamiento estructural**

El planteamiento estructural correspondiente al proyecto se describe a continuación y se muestra en la Figura 37.

- Las losas divididas en: losas aligeradas de 25 cm de espesor, armadas en la dirección X-X correspondiente a la luz más corta de los paños, y las losas macizas de 20 cm de espesor, ubicadas en su totalidad en el techo del sótano, así como en las zonas donde existe debilitamiento por los ductos en los demás pisos, se tomó este criterio con la finalidad de que la losa maciza al ser más rígida uniformice e integre por completo el diafragma. Además, se colocó el mismo espesor de losa maciza en los descansos de las escaleras y en el techo del cuarto de máquinas.
- Las vigas divididas en: VP con sección de 25 x 60 cm para la dirección Y-Y debido a que las viguetas de las losas aligeradas descansan sobre este eje, VS con sección de 25 x 55 cm para la dirección X-X, VA con sección de 25 x 40 cm correspondiente a las vigas de apoyo para las escaleras.  
Para el caso de las tabiquerías de albañilería, paralelos al sentido de las viguetas de las losas aligeradas, como apoyo se dispuso vigas chatas con sección de 25 x 25 cm, el peralte correspondiente al espesor de la losa aligerada.
- Las columnas divididas en: C1 con sección de 65 x 65 cm correspondiente a las columnas centrales con alta carga axial, C2 con sección de 35 x 70 cm correspondiente a las columnas de borde y CL columnas en L con longitudes de 65 cm en ambos sentidos y ancho de 25 cm correspondiente a la caja de ascensor que está compuesta por pórticos.
- Las Placas: se dispuso con placas en L en las cuatro esquinas del edificio, con espesor de 25 cm correspondiente al ancho de las vigas.

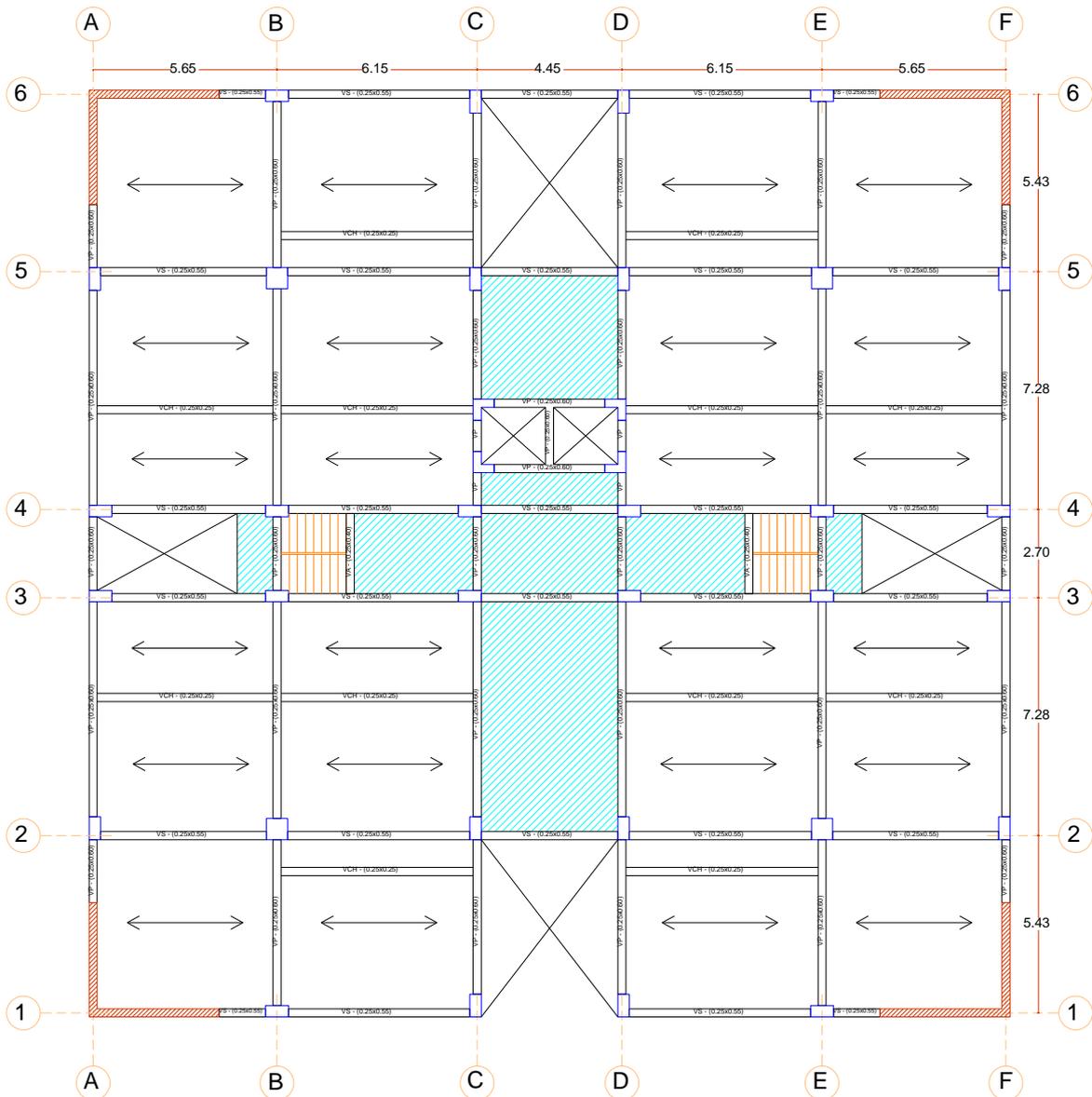


Figura 37: Estructuración piso típico.  
Fuente: Elaboración propia

### 4.3 Predimensionamiento

En el presente ítem se realizará el predimensionamiento de todos los elementos estructurales, teniendo en cuenta las recomendaciones y requerimientos mínimos de la Norma E.060 de Concreto Armado.

#### 4.3.1 Predimensionamiento de losas

##### 4.3.1.1 Losa aligerada

Para determinar el espesor de losa se tomará la luz libre más desfavorable dividida entre 25. Siendo la luz más crítica 5.90 m, ubicadas entre los ejes B-C y D-E.

$$h = \frac{ln}{25} \longrightarrow h = \frac{5.90 \text{ m}}{25} = 0.24 \text{ m}$$

Por lo tanto, para satisfacer el espesor requerido se trabajará con una losa aligerada de  $h=25$  cm.

#### 4.3.1.2 Losa maciza

Para determinar el espesor de losa se tomará la luz libre más desfavorable dividida entre 30. Siendo la luz más crítica 4.2 m, ubicada entre los ejes C-D.

$$h = \frac{ln}{30} \longrightarrow h = \frac{4.20 \text{ m}}{30} = 0.14 \text{ m}$$

Por lo tanto, para satisfacer el espesor requerido y teniendo en consideración que la zona donde se trabajará con losa maciza existe debilitamiento por existir ductos, se trabajará con una losa maciza de  $h= 20$  cm.

#### 4.3.2 Predimensionamiento de vigas

Teniendo en cuenta las recomendaciones del libro de concreto armado del Ing. Antonio Blanco Blasco, el peralte de las vigas se determinará con la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{ln}{10} \text{ a } \frac{ln}{12} \quad \text{y} \quad 0.3h \leq bw \leq 0.5h$$

##### 4.3.2.1 Vigas principales

Para determinar el peralte de las vigas principales se tomará la luz libre más desfavorable, ubicada entre los ejes 2 - 3 y 4 - 5:

$$h = \frac{6.62}{10} \text{ a } \frac{6.62}{12} = 0.662 \text{ m a } 0.552 \text{ m} \rightarrow h = 0.60 \text{ m}$$

$$0.3(0.60) \leq bw \leq 0.5(0.60) \rightarrow 0.18 \leq bw \leq 0.30 \rightarrow bw = 0.25 \text{ m}$$

##### 4.3.2.2 Vigas secundarias

Para determinar el peralte de las vigas secundarias se tomará la luz libre más desfavorable, ubicada entre los ejes B - C y D - E:

$$h = \frac{5.60}{10} \text{ a } \frac{5.60}{12} = 0.56 \text{ m a } 0.47 \text{ m} \rightarrow h = 0.55 \text{ m}$$

$$0.3(0.50) \leq bw \leq 0.5(0.50) \rightarrow 0.15 \leq bw \leq 0.25 \rightarrow bw = 0.25 \text{ m}$$

##### 4.3.2.3 Vigas de apoyo de escalera

Las vigas de apoyo no tienen grandes luces por lo que solo cubren el ancho completo de las escaleras, se tomó por conveniente poner una viga con las secciones de:

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

#### 4.3.2.4 Vigas chatas

Para predimensionar las vigas chatas que soportan el peso de los tabiques y su propio peso, solo deberán de cumplir que el cortante resistente sea mayor que el cortante último, por lo tanto, para el proyecto tendrán una sección de:

$$h = 0.25 \text{ m (espesor de losa)}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

#### 4.3.3 Predimensionamiento de columnas

Las columnas serán predimensionadas considerando solo las cargas de gravedad, posteriormente se verificará las dimensiones obtenidas, con el correspondiente análisis sísmico.

El área requerida para las columnas centrales será:

$$A_{\text{req}} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \cdot f'c}$$

El área requerida para las columnas esquineras y de borde será:

$$A_{\text{req}} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 \cdot f'c}$$

C	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	PESO (tn/m <sup>2</sup> )	# PISOS	P (servicio) (Kg)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	Sección a utilizar (cm <sup>2</sup> )
C1	37.46	1	10	374600	3964.02	65 x 65 = 4225 cm <sup>2</sup>
C2	17.71	1	10	177100	2409.52	70 x 35 = 2450 cm <sup>2</sup>
C3	9.66	1	10	96600	1314029	40 x 40 = 1600 cm <sup>2</sup>

#### 4.3.4 Predimensionamiento de placas

Para determinar la sección de la placa inicialmente se tomará un ancho de 25 cm, ya que este es el ancho de las vigas. Y posteriormente tanto el ancho y el largo de la placa será determinada por el análisis sísmico.

#### 4.3.5 Predimensionamiento de escalera

- Altura de piso: 3.15 m
- N° de contra pasos: 18
- Altura de contra pasos (CP):  $3.15/18 = 0.175 \text{ m}$
- Ancho de paso (P): 0.25 m

El espesor de garganta se determinará dividiendo la luz entre 25 por lo tanto en el proyecto:

$$e = \frac{3.10}{25} = 0.124 \rightarrow 0.15 \text{ m}$$

#### 4.4 Metrado de cargas

El metrado de cargas es el proceso en el cual se estima las cargas actuantes en la estructura. Estos son las cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV).

##### 4.4.1 Metrado de cargas en losa aligerada

h= 0.25 m

- CM

DESCRIPCION		VALOR POR M2
Peso propio (h=25cm)	= 350	350 kg/m2
Acabado	= 100	100 kg/m2

- CV

DESCRIPCION		VALOR POR M2
S/C (techo típico)	= 200	200 kg/m2
S/C (azotea)	= 100	100 kg/m2

##### 4.4.2 Metrado de cargas en losa maciza

h= 0.20 m

- CM

DESCRIPCION		VALOR POR M2
Peso propio (h=20cm)	= 2400 x 0.20	480 kg/m2
Acabado	= 100	100 kg/m2

- CV

DESCRIPCION		VALOR POR M2
S/C (techo típico)	= 200	200 kg/m2
S/C (azotea)	= 100	100 kg/m2
S/C cuarto de máquinas (fondo y tapa)	=1000	1000 kg/m2

##### 4.4.3 Metrado de cargas en escalera

- $\gamma(\text{concreto}) = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Paso (p) = 0.25 m
- Contra paso (cp) = 0.175 m
- t = 0.15 m

$$W_{pp} = \gamma \left( \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right) \text{ Kg/m}^2$$

- CM

DESCRIPCION		VALOR POR M2
Peso propio	= 649.44	649.44 kg/m2
Acabado	= 100	100 kg/m2

- CV

DESCRIPCION		VALOR POR M2
S/C (escalera)	= 200	200 kg/m2

#### 4.4.4 Metrado de cargas en tabiquería

$e = 0.15$ ,  $\gamma$  (tabiquería hueca) = 1350 kg/m<sup>3</sup>

- CM

DESCRIPCION		VALOR POR ML
Peso propio (h = 2.90 m)	= 1350 x 2.9 x 0.15	587.25 kg/ml
Peso propio (h = 2.60 m)	= 1350 x 2.6 x 0.15	526.50 kg/ml
Peso propio (h = 2.55 m)	= 1350 x 2.55 x 0.15	516.38 kg/ml
Peso propio (h = 1.00 m)	= 1350 x 1.00 x 0.15	202.5 kg/ml

#### 4.5 Análisis sísmico

Realizar un análisis sísmico implica determinar los esfuerzos internos y deformaciones de cada uno de los elementos estructurales y el probable comportamiento de la estructura en conjunto. Esto a medida que la estructura reciba cargas permanentes como las cargas muertas y cargas no permanentes pero que si tienen gran influencia en la estructura como las cargas vivas y cargas de sismo.

Este análisis se realiza teniendo en cuenta las recomendaciones de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, teniendo como métodos de análisis sísmico el análisis sísmico estático y dinámico. El método de análisis que corresponde a una estructura está determinado por parámetros que la Norma E.030 nos establece, y que serán evaluados en este proyecto.

#### 4.5.1 Modelo estructural

El modelo estructural nos representa la idealización completa de la estructura para su posterior análisis sísmico (Figura 38-40). Teniendo en cuenta las alturas de piso, el número de pisos, la separación entre los ejes, el tipo material que se utilizará en el proyecto, las secciones de cada uno de los elementos estructurales y las fuerzas a las que estas serán sometidas.

Además, el modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento de la estructura. Con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación (1).

Para el análisis se utilizará el método de los elementos finitos. Las placas de concreto serán modeladas con elementos shell, mientras las columnas y vigas con elementos frame, y los diafragmas rígidos representado por las losas de entrepiso con elementos membrana. Además, las tabiquerías y muros divisorios serán modelados como elementos none, y a estos se les asignara el peso del metrado realizado en el ítem 4.4.4. Este método de modelado de tabiquería nos sirve para tener un comportamiento estructural más cercano de la realidad (Figura 41).

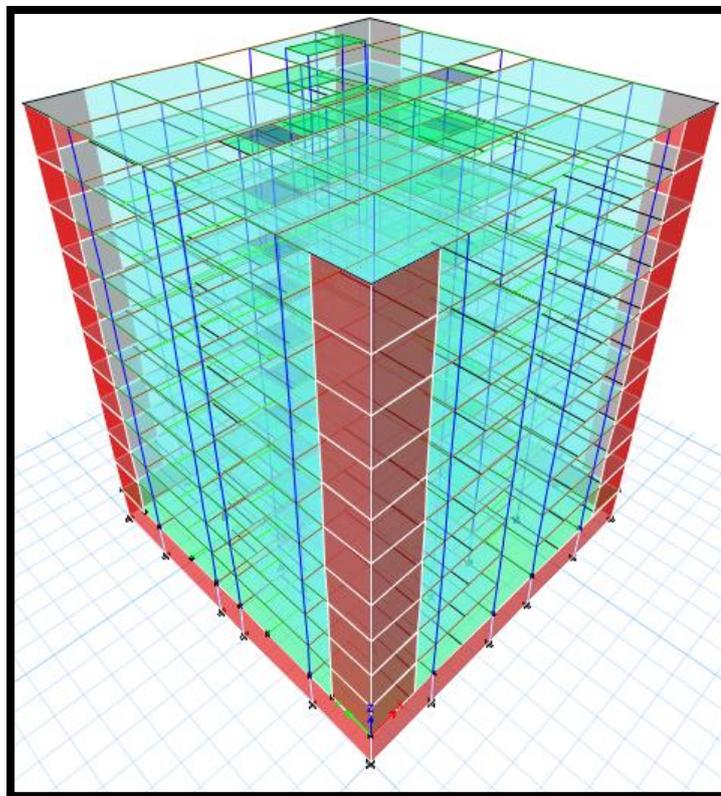


Figura 38: Modelo estructural del proyecto.  
Fuente: Elaboración propia

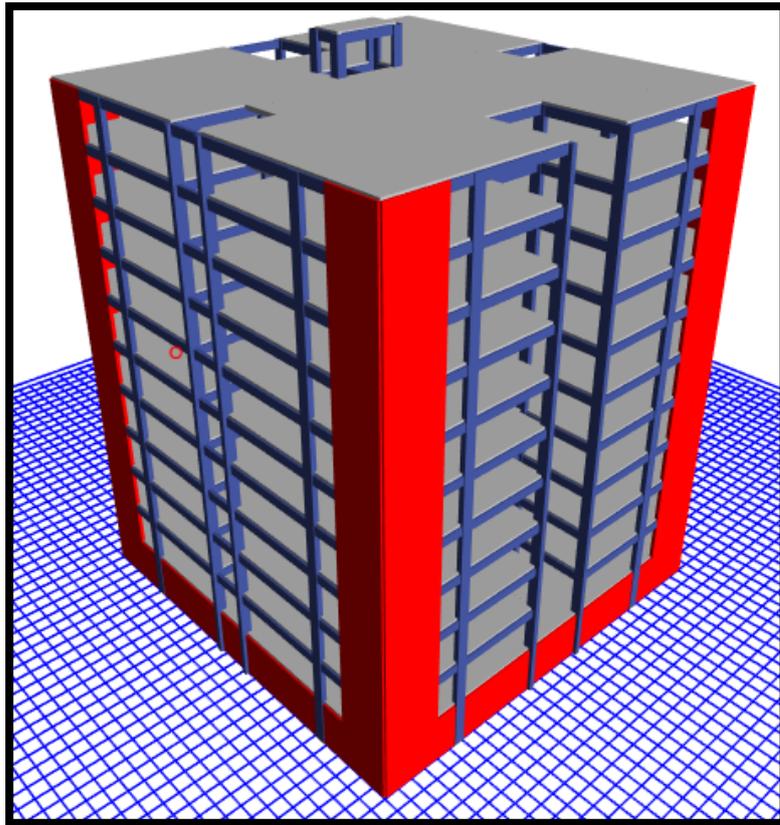


Figura 39: Modelo estructural del proyecto, vista render.  
Fuente: Elaboración propia

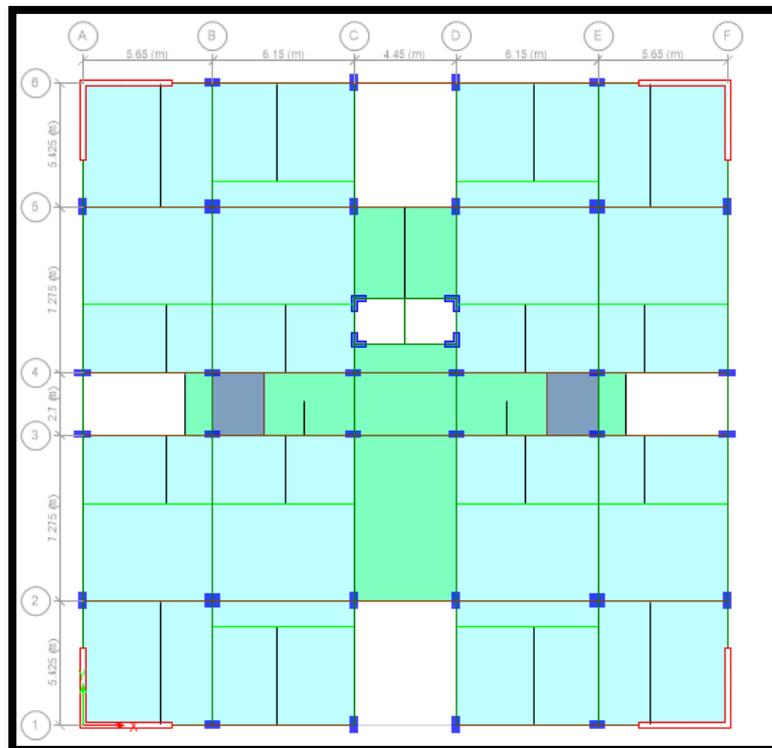


Figura 40: Vista en planta del modelo estructural.  
Fuente: Elaboración propia

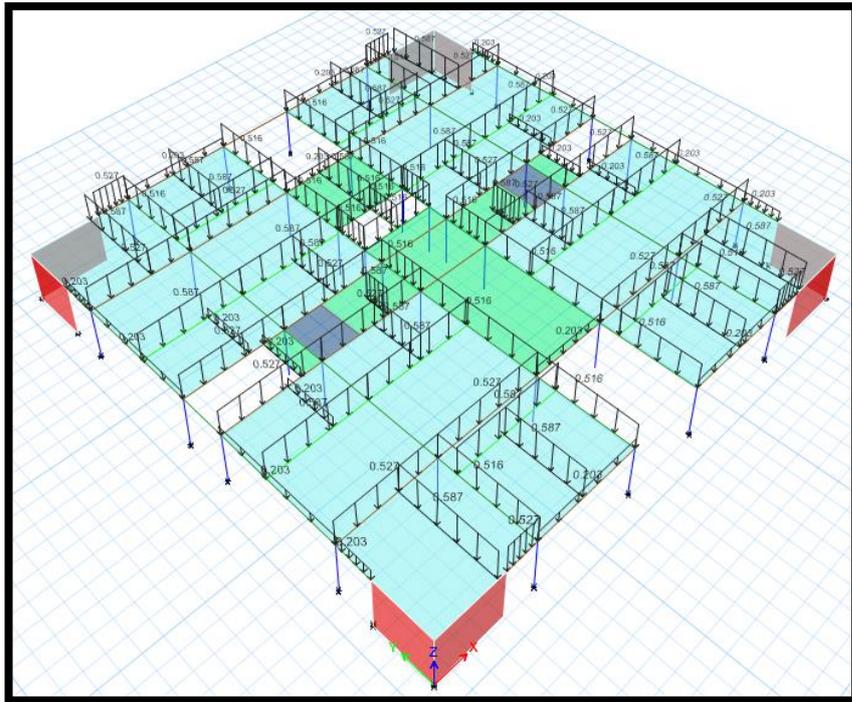


Figura 41: Modelado típico de tabiquería y muros divisorios.  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.2 Parámetros para el análisis sísmico

La Norma E.030 de diseño sismorresistente nos da parámetros para realizar un análisis sísmico, de acuerdo a las características propias de cada proyecto.

- **Zonificación**

La ubicación de nuestro proyecto es en el Departamento de Junín, Provincia de Huancayo y Distrito de Huancayo. Por lo tanto, a nuestro proyecto según su ubicación le corresponde la zona 3, con un factor  $Z=0.35$ .

- **Perfil de Suelo**

De acuerdo a las características de suelo propias del proyecto, el perfil que corresponde es el de suelos intermedios S2.

- **Factor de suelo**

Teniendo en cuenta la zonificación y el perfil de suelo de nuestro proyecto, corresponde un factor de suelo  $S = 1.15$ .

- **Periodos TP y TL**

Teniendo en cuenta el perfil de suelo de nuestro proyecto, corresponde los siguientes periodos  $TP = 0.6$  y  $TL = 2.0$ .

- **Periodo fundamental (T)**

El periodo T corresponde a los periodos fundamentales de la estructura en las 2 direcciones de análisis.

Estas se obtienen teniendo en consideración la rigidez y el peso de nuestra edificación. Los periodos fundamentales de nuestra edificación son:

$$\text{Dirección X – X: } T_x = 1.008$$

$$\text{Dirección Y – Y: } T_y = 1.024$$

- **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a los periodos TP y TL se define el factor de amplificación sísmica.

$$TP < T < TL \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$$

Los periodos fundamentales se encuentran dentro de los valores de TP y TL, por lo tanto, C se determina de la siguiente manera:

$$\text{Dirección X – X: } C_x = 2.5 \times \frac{T_p}{T_x} = 2.5 \times \frac{0.6}{1.008} = 1.488$$

$$\text{Dirección Y – Y: } C_y = 2.5 \times \frac{T_p}{T_y} = 2.5 \times \frac{0.6}{1.024} = 1.465$$

- **Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)**

La categoría de nuestro edificio multifamiliar corresponde al de edificaciones comunes del tipo C. Por lo tanto, corresponde un factor de uso  $U = 1$ .

- **Sistema Estructural y coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Ro)**

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis (1).

Teniendo en cuenta que el proyecto en su totalidad será de concreto armado y según su configuración de muros estructurales (más del 70% de la cortante se lleva los muros); la cual será verificada a continuación; el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas será de  $R_o = 6$ .

Tabla 17: Verificación del sistema estructural en la dirección X-X.

CORTANTE EN LA BASE X-X		
V.total (Tn) =		608.07
Elemento	V (Tn)	%
columnas	156.58	25.75%
placas	451.49	74.25%

Tabla 18: Verificación del sistema estructural en la dirección Y-Y.

CORTANTE EN LA BASE Y-Y		
V.total (Tn) =		605.11
Elemento	V (Tn)	%
columnas	177.82	29.39%
placas	427.29	70.61%

- **Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)**

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente básico  $R_o$  determinado anteriormente por el sistema estructural de nuestro proyecto y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$ .

En el Ítem 4.5.3.1 se determina los valores de  $I_a$ ,  $I_p$  tomando el valor de 1 por ser la estructura regular tanto en altura como en planta.

$$R = R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

- **Estimación del Peso (P)**

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, que para nuestro caso al ser una edificación de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.

En la Tabla 19 se muestra el peso sísmico ( $CM + 0.25CV$ ) por diafragma, arrojados por el programa Etabs 2016. Obteniendo así el peso total con el que se trabajara para el análisis sísmico.

Tabla 19: Peso de la edificación.

PISO	DIAFRAGMA	MASA	PESO
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf
CM	DCM	1.54	15.09
TECHO 10	D10	56.81	557.11
TECHO 9	D9	81.35	797.80
TECHO 8	D8	81.35	797.80
TECHO 7	D7	81.35	797.80
TECHO 6	D6	81.35	797.80
TECHO 5	D5	81.35	797.80
TECHO 4	D4	81.35	797.80
TECHO 3	D3	81.35	797.80
TECHO 2	D2	81.35	797.80
TECHO 1	D1	81.35	797.80
		<b>CM + 0.25CV =</b>	<b>7752.42</b>

En el Anexo N° 02 se muestra el cálculo manual del peso sísmico, para así validar la información que nos arroja el programa de apoyo Etabs 2016.

#### 4.5.3 Regularidad estructural

Para considerar que nuestra estructura es regular, debemos de verificar que, en nuestra configuración resistente a cargas laterales, no se presenten irregularidades estructurales tanto en planta como en altura.

##### 4.5.3.1 Irregularidades estructurales en altura

- **Irregularidad de Rigidez – Piso Blando**

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso (1). Teniendo en consideración que la verificación de esta irregularidad se verificó posteriormente al análisis sísmico teniendo los valores de las distorsiones de entrepiso, se procede a presentar en las Tablas 20 y 21 dicha verificación.

Tabla 20: Verificación de piso blando dirección X-X.

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA	$D_i/D_{(i+1)}$	LIMITE (1.4)
TECHO 10	X-X	0.0057	-	-
TECHO 9	X-X	0.0061	1.07	Cumple
TECHO 8	X-X	0.0064	1.05	Cumple
TECHO 7	X-X	0.0067	1.04	Cumple
TECHO 6	X-X	0.0068	1.02	Cumple
TECHO 5	X-X	0.0067	0.99	Cumple
TECHO 4	X-X	0.0064	0.95	Cumple
TECHO 3	X-X	0.0057	0.89	Cumple
TECHO 2	X-X	0.0046	0.81	Cumple
TECHO 1	X-X	0.0028	0.61	Cumple

Tabla 21: Verificación de piso blando dirección Y-Y.

PISO	DIRECCIÓN	DERIVA	$D_i/D_{(i+1)}$	LIMITE (1.4)
TECHO 10	Y-Y	0.0050	-	-
TECHO 9	Y-Y	0.0055	1.09	Cumple
TECHO 8	Y-Y	0.0059	1.08	Cumple
TECHO 7	Y-Y	0.0063	1.06	Cumple
TECHO 6	Y-Y	0.0065	1.04	Cumple
TECHO 5	Y-Y	0.0066	1.01	Cumple
TECHO 4	Y-Y	0.0064	0.97	Cumple
TECHO 3	Y-Y	0.0058	0.91	Cumple
TECHO 2	Y-Y	0.0048	0.82	Cumple
TECHO 1	Y-Y	0.0029	0.61	Cumple

Respecto a la verificación de piso blando existe una propuesta de Norma E.030 – 2017 donde se calcula de distinta manera, a modo de demostración se verificará también piso blando con la propuesta de Norma donde se menciona:

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga (34).

En las Tablas 22 y 23 se muestra la verificación de piso blando en las dos direcciones de análisis X e Y, con la propuesta de Norma E.030 2017.

Tabla 22: Verificación de piso blando dirección X-X con la propuesta de Norma 2017.

PISO	ELEVACION	RIGIDEZ (ton/m)	$(K_i/K_{(i+1)}) \times 100$	IRREGULAR SI ES MENOR A 70%
TECHO 10	31.5	29412.17	-	
TECHO 9	28.35	54981.89	187%	regular
TECHO 8	25.2	71591.62	130%	regular
TECHO 7	22.05	83660.84	117%	regular
TECHO 6	18.9	94613.09	113%	regular
TECHO 5	15.75	106950.69	113%	regular
TECHO 4	12.6	123196.24	115%	regular
TECHO 3	9.45	147666.58	120%	regular
TECHO 2	6.3	191650.47	130%	regular
TECHO 1	3.15	324853.69	170%	regular

Tabla 23: Verificación de piso blando dirección Y-Y con la propuesta de Norma 2017.

PISO	ELEVACION	RIGIDEZ (ton/m)	$(K_i/K_{(i+1)}) \times 100$	IRREGULAR SI ES MENOR A 70%
TECHO 10	31.5	31696.21	-	
TECHO 9	28.35	58382.89	184%	regular
TECHO 8	25.2	74721.63	128%	regular
TECHO 7	22.05	85922.54	115%	regular
TECHO 6	18.9	95619.80	111%	regular
TECHO 5	15.75	106264.09	111%	regular
TECHO 4	12.6	120213.32	113%	regular
TECHO 3	9.45	141352.05	118%	regular
TECHO 2	6.3	180331.67	128%	regular
TECHO 1	3.15	304534.68	169%	regular

- **Irregularidad de Masa o Peso**

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos (1).

Al tener una planta típica para todos los pisos en nuestro proyecto no existe variación de peso o masa a lo largo de todos los niveles, excepto con el último nivel que es la azotea. Por lo tanto, no presenta la irregularidad de masa o peso.

Tabla 24: Verificación de irregularidad de Masa o Peso.

PISO	PESO (ETABS)	PESO (MANUAL)	RELACION CON PISO ADYACENTE (ETABS)	RELACION CON PISO ADYACENTE (MANUAL)	LIMITE (1.5)
	tonf	tonf	Pi/P(i+1)	Pi/P(i+1)	
10°	557.11	571.66	-	-	-
9°	797.80	736.21	1.43	1.29	CUMPLE
8°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
7°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
6°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
5°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
4°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
3°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
2°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE
1°	797.80	736.21	1	1	CUMPLE

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos (1). No presenta irregularidad debido a que las plantas son típicas.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento (1).

Para nuestro caso los elementos resistentes verticales nacen desde la base con una sección y permanecerán constantes a lo largo de todos los niveles, no presentando dicha irregularidad.

#### 4.5.3.2 Irregularidades estructurales en planta

- **Irregularidad Torsional**

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{max}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ) (1). Teniendo en consideración que la verificación de esta irregularidad se verificó posteriormente al análisis sísmico teniendo los valores de los desplazamientos relativos máximos de entrepiso y del centro de masas, se procede a presentar dicha verificación.

Tabla 25: Verificación de torsión dirección X-X.

PISO	DIRECCIÓN	$\Delta$ .RELATIVO MAX.	$\Delta$ .RELATIVO CM.	$\Delta$ .MAX/ $\Delta$ .CM	LIMITE (1.2)
		m	m		
TECHO 10	X-X	0.0040	0.0035	1.13	Cumple
TECHO 9	X-X	0.0043	0.0038	1.13	Cumple
TECHO 8	X-X	0.0045	0.0040	1.12	Cumple
TECHO 7	X-X	0.0047	0.0042	1.11	Cumple
TECHO 6	X-X	0.0048	0.0043	1.11	Cumple
TECHO 5	X-X	0.0047	0.0043	1.10	Cumple
TECHO 4	X-X	0.0045	0.0041	1.10	Cumple
TECHO 3	X-X	0.0040	0.0037	1.09	Cumple
TECHO 2	X-X	0.0032	0.0030	1.09	Cumple
TECHO 1	X-X	0.0020	0.0018	1.09	Cumple

Tabla 26: Verificación de torsión dirección Y-Y.

PISO	DIRECCIÓN	$\Delta$ .RELATIVO MAX.	$\Delta$ .RELATIVO CM.	$\Delta$ .MAX/ $\Delta$ .CM	LIMITE (1.2)
		m	m		
TECHO 10	Y-Y	0.0035	0.0033	1.07	Cumple
TECHO 9	Y-Y	0.0038	0.0036	1.07	Cumple
TECHO 8	Y-Y	0.0041	0.0039	1.06	Cumple
TECHO 7	Y-Y	0.0044	0.0041	1.06	Cumple
TECHO 6	Y-Y	0.0046	0.0043	1.06	Cumple
TECHO 5	Y-Y	0.0046	0.0044	1.06	Cumple
TECHO 4	Y-Y	0.0045	0.0042	1.05	Cumple
TECHO 3	Y-Y	0.0041	0.0039	1.05	Cumple
TECHO 2	Y-Y	0.0034	0.0032	1.05	Cumple
TECHO 1	Y-Y	0.0020	0.0019	1.05	Cumple

- **Esquinas Entrantes**

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta (1).

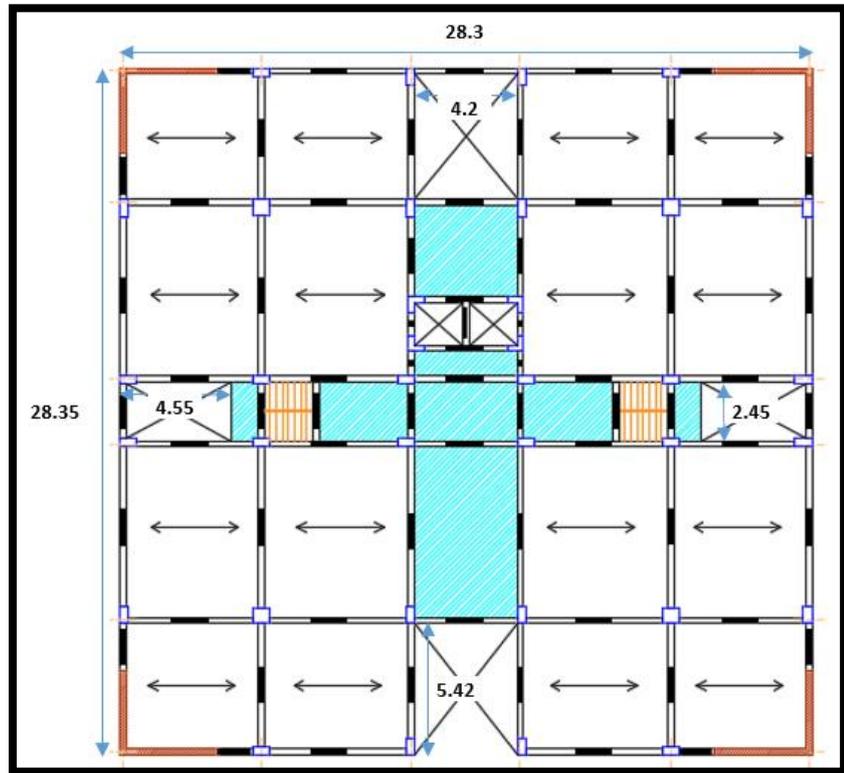


Figura 42: Longitud de esquinas entrantes en planta.  
Fuente: Elaboración propia

Tabla 27: Verificación de esquinas entrantes.

DIRECCIÓN	DIMENSION TOTAL	LIMITE (20%D.T)	DIMENSIÓN ESQUINA ENTRANTE(1)	DIMENSIÓN ESQUINA ENTRANTE(2)
X-X	28.30	5.66	4.20	4.55
Y-Y	28.35	5.67	2.45	5.42

Se puede verificar que las dimensiones de las esquinas entrantes no superan el 20% de las dimensiones totales. Por lo tanto, no presenta irregularidad de esquinas entrantes.

- **Discontinuidad del Diafragma**

- La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma (1).

Tabla 28: Verificación de discontinuidad del diafragma (a).

Área bruta del diafragma (m <sup>2</sup> )	LIMITE (50%A.D)	Abertura (m <sup>2</sup> )
802.305	401.1525	74.777 (9.32%)

Se puede verificar que el total de abertura no supera el 50% del área bruta del diafragma. Por lo tanto, no presenta irregularidad de discontinuidad de diafragma.

- También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta (1).

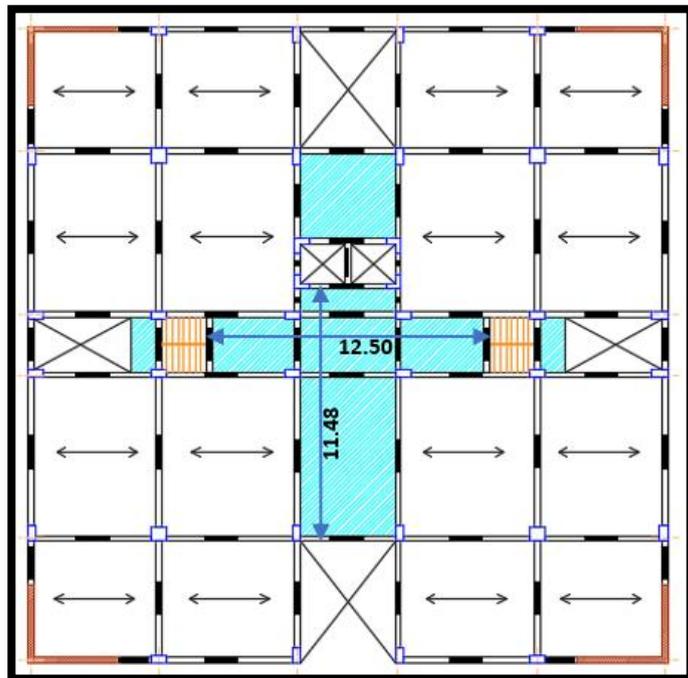


Figura 43: Longitud para área neta resistente del diafragma.  
Fuente: Elaboración propia

Tabla 29: Verificación de discontinuidad del diafragma (b).

Dirección	Área de la sección transversal Total	MÍNIMO (25% A.S.T.T)	Área neta resistente
X-X	= 28.30 m x 1 m = 28.30 m <sup>2</sup>	7.075	= 12.50 m x 1 m = 12.50 m <sup>2</sup>
Y-Y	= 28.35 m x 1 m = 28.35 m <sup>2</sup>	7.088	= 11.48 m x 1 m = 11.48 m <sup>2</sup>

Se puede verificar que el área neta resistente es mayor que el 25% del área de la sección transversal total, en ambas direcciones. Por lo tanto, no presenta irregularidad de discontinuidad de diafragma.

• **Sistemas no Paralelos**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso (1).

Para nuestro caso todos los ejes tanto verticales como horizontales son totalmente paralelos. Por lo tanto, nuestra estructura no presenta irregularidad de sistemas no paralelos.

En conclusión, tenemos una estructura regular donde los factores de irregularidades  $I_a$ ,  $I_p$  serán igual a 1.

**4.5.4 Análisis estático**

**4.5.4.1 Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a las 2 direcciones de análisis, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z_x U_x C_x S}{R} \times P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Resumen de los parámetros para el análisis sísmico:

- $T_x = 1.008$
- $T_y = 1.024$
- $T_p = 0.6$
- $T_L = 2.0$
- $Z = 0.35$
- $U = 1$

- S = 1.15
- Cx = 1.488 → Cx/R = 1.488/6 = 0.248 ≥ 0.125
- Cy = 1.465 → Cy/R = 1.465/6 = 0.244 ≥ 0.125
- P = 7752.423 tn

$$V_x = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R} \times P = \frac{0.35 \times 1 \times 1.488 \times 1.15}{6} \times 7752.423 = 773.90 \text{ tn}$$

$$V_y = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R} \times P = \frac{0.35 \times 1 \times 1.465 \times 1.15}{6} \times 7752.423 = 761.80 \text{ tn}$$

#### 4.5.4.2 Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \times V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

Para nuestro caso tenemos que el periodo fundamental de nuestra estructura en ambas direcciones es mayor a 0,5. Por lo tanto, el valor k para nuestro proyecto será:

$$K_x = (0.75 + 0.5T_x) = 0.75 + (0.5 \times 1.008) = 1.254$$

$$K_y = (0.75 + 0.5T_y) = 0.75 + (0.5 \times 1.024) = 1.262$$

Tabla 30: Distribución de fuerzas sísmicas en altura X-X.

				Vx =	773.900
				kx =	1.254
PISO	ALTURA (hi)	PESO (Pi)	Pi * hi <sup>kx</sup>	α <sub>i</sub>	Fi
	m	ton			ton
TECHO 10	31.5	557.11	42152.667	0.15041	116.405
TECHO 9	28.35	797.80	52892.814	0.18874	146.064
TECHO 8	25.2	797.80	45630.098	0.16282	126.008
TECHO 7	22.05	797.80	38594.863	0.13772	106.580
TECHO 6	18.9	797.80	31811.067	0.11351	87.846
TECHO 5	15.75	797.80	25309.581	0.09031	69.892
TECHO 4	12.6	797.80	19131.974	0.06827	52.833
TECHO 3	9.45	797.80	13337.874	0.04759	36.833
TECHO 2	6.3	797.80	8021.733	0.02862	22.152
TECHO 1	3.15	797.80	3363.385	0.01200	9.288
			∑ Pi * hi <sup>kx</sup> =		Vx = 773.900

Tabla 31: Distribución de fuerzas sísmicas en altura Y-Y.

PISO	ALTURA (hi)	PESO (Pi)	$P_i * h_i^{kx}$	$V_y =$	761.800
	m	ton		$\alpha_i$	Fi
TECHO 10	31.5	557.11	43332.281	0.15092	114.969
TECHO 9	28.35	797.80	54327.171	0.18921	144.141
TECHO 8	25.2	797.80	46823.364	0.16308	124.232
TECHO 7	22.05	797.80	39561.867	0.13779	104.965
TECHO 6	18.9	797.80	32567.913	0.11343	86.409
TECHO 5	15.75	797.80	25873.977	0.09011	68.649
TECHO 4	12.6	797.80	19523.728	0.06800	51.800
TECHO 3	9.45	797.80	13579.697	0.04730	36.030
TECHO 2	6.3	797.80	8140.722	0.02835	21.599
TECHO 1	3.15	797.80	3394.400	0.01182	9.006
$\sum P_i * h_i^{ky} =$			287125.119	$V_y =$	761.800

#### 4.5.4.3 Excentricidad accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (Fi) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (Mti) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \times e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Para nuestro proyecto las excentricidades accidentales serán:

$$e_x = 0.05 \times 28.35 \text{ m} = 1.4175 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 \times 28.30 \text{ m} = 1.415 \text{ m}$$

Tabla 32: Momento torsor dirección X-X.

PISO	Fi	Mti
	ton	ton-m
TECHO 10	116.405	165.004
TECHO 9	146.064	207.045
TECHO 8	126.008	178.616
TECHO 7	106.580	151.077
TECHO 6	87.846	124.522
TECHO 5	69.892	99.073
TECHO 4	52.833	74.891
TECHO 3	36.833	52.210
TECHO 2	22.152	31.401
TECHO 1	9.288	13.166

Tabla 33: Momento torsor dirección Y-Y.

PISO	Fi	Mti
	ton	ton-m
TECHO 10	114.969	162.681
TECHO 9	144.141	203.959
TECHO 8	124.232	175.788
TECHO 7	104.965	148.526
TECHO 6	86.409	122.269
TECHO 5	68.649	97.138
TECHO 4	51.800	73.297
TECHO 3	36.030	50.982
TECHO 2	21.599	30.563
TECHO 1	9.006	12.744

#### 4.5.4.4 Estabilidad del edificio.

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de la Norma deberá ser mayor o igual que 1,2 (1).

$$\frac{M. R}{M. V} \geq 1.2$$

Tabla 34: Momentos de volteo producido por las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y.

PISO	Fi(Ton) (X-X)	Fi(Ton) (Y-Y)	Hi (m)	Mv (Ton-m) (X-X)	Mv (Ton-m) (Y-Y)
10	116.40	114.97	31.50	3666.75	3621.53
9	146.06	144.14	28.35	4140.90	4086.39
8	126.01	124.23	25.20	3175.39	3130.64
7	106.58	104.97	22.05	2350.08	2314.49
6	87.85	86.41	18.90	1660.30	1633.13
5	69.89	68.65	15.75	1100.81	1081.22
4	52.83	51.80	12.60	665.70	652.68
3	36.83	36.03	9.45	348.07	340.48
2	22.15	21.60	6.30	139.56	136.07
1	9.29	9.01	3.15	29.26	28.37
M.V.total =				17276.81	17025.01

El momento resistente de la edificación que viene a ser el peso de la edificación por la mitad de su longitud del edificio en análisis.

$$M.R = P \times d/2$$

$$P = 7752.42 \text{ tn}$$

$$d_{x-x} = 28.30 \text{ m}$$

$$d_{y-y} = 28.35 \text{ m}$$

$$M.R(x-x) = 7752.42 \times 28.30/2 = 109696.74 \text{ tn-m}$$

$$M.R(y-y) = 7752.42 \times 28.35/2 = 109890.55 \text{ tn-m}$$

$$\text{Factor de seguridad en la dirección X-X: } \frac{109696.74}{17276.81} = 6.35 > 1.2 \text{ (Estable).}$$

$$\text{Factor de seguridad en la dirección Y-Y: } \frac{109890.55}{17025.01} = 6.45 > 1.2 \text{ (Estable).}$$

#### 4.5.5 Análisis dinámico modal espectral

##### 4.5.5.1 Modos de vibración y periodos fundamentales

Los modos de vibración se determinan con un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes (1).

Tabla 35: Modos de vibración y periodos.

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Σ UX	Σ UY	Σ RZ
		seg						
Modal	1	1.024	8.5E-06	0.7378	0	8.5E-06	0.7378	0
Modal	2	1.008	0.7264	8.7E-06	0.001	0.7264	0.7378	0.001
Modal	3	0.642	0.0013	0	0.7141	0.7277	0.7378	0.7151
Modal	4	0.269	0	0.1535	0	0.7277	0.8913	0.7151
Modal	5	0.252	0.1627	0	0.0001	0.8903	0.8913	0.7152
Modal	6	0.149	9.1E-06	0	0.1783	0.8903	0.8913	0.8935
Modal	7	0.126	0	0.052	0	0.8903	0.9433	0.8935
Modal	8	0.115	0.0537	0	8E-07	0.944	0.9433	0.8935
Modal	9	0.077	0	0.0257	0	0.944	0.969	0.8935
Modal	10	0.071	0.0251	0	0.0001	0.9691	0.969	0.8936
Modal	11	0.067	0.0001	0	0.0549	0.9692	0.969	0.9485
Modal	12	0.056	0.003	0	0.0003	0.9722	0.969	0.9488
Modal	13	0.055	0	0.0115	0	0.9722	0.9804	0.9488
Modal	14	0.05	0	0.0035	0	0.9722	0.9839	0.9488
Modal	15	0.048	0.0121	0	2E-05	0.9844	0.9839	0.9488
Modal	16	0.041	3.8E-06	0	0.0244	0.9844	0.9839	0.9733
Modal	17	0.041	0	0.0077	0	0.9844	0.9916	0.9733
Modal	18	0.04	1.9E-06	0	0.0009	0.9844	0.9916	0.9742
Modal	19	0.038	0.0077	0	6E-06	0.992	0.9916	0.9742
Modal	20	0.033	0	0.0046	0	0.992	0.9962	0.9742
Modal	21	0.031	0.0044	0	2E-06	0.9964	0.9962	0.9742
Modal	22	0.029	6.5E-07	0	0.0127	0.9964	0.9962	0.9869
Modal	23	0.029	0	0.0025	0	0.9964	0.9986	0.9869
Modal	24	0.027	0.0023	0	0	0.9987	0.9986	0.9869
Modal	25	0.026	0	0.0011	0	0.9987	0.9997	0.9869
Modal	26	0.024	0.001	0	0	0.9997	0.9997	0.9869
Modal	27	0.024	0	0.0003	0	0.9997	1	0.9869
Modal	28	0.023	0	0	0.0068	0.9997	1	0.9936
Modal	29	0.023	0.0003	0	0	1	1	0.9936
Modal	30	0.02	0	0	0.0036	1	1	0.9972

De la tabla se puede determinar que los dos primeros modos de vibración son traslacionales en las direcciones Y y X, posteriormente tenemos el tercer modo de vibración que es rotacional. Con ello concluimos que nuestra estructura está correctamente estructurada.

#### 4.5.5.2 Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z_x U_x C_x S}{R} \times g$$

-  $g=9.8067 \text{ m/s}^2$

Al tener un mismo sistema estructural en ambas direcciones se tendrá un R constante en las direcciones X e Y. Por lo tanto, se trabajará con un solo espectro inelástico de pseudo – aceleraciones (Figura 44).

Tabla 36: Aceleración espectral.

<b>T (s)</b>	<b>C</b>	<b>Sa</b>
<b>0</b>	2.500	1.645219
0.1	2.500	1.645219
0.2	2.500	1.645219
<b>0.3</b>	2.500	1.645219
0.4	2.500	1.645219
0.5	2.500	1.645219
<b>0.6</b>	2.500	1.645219
0.7	2.143	1.410188
0.8	1.875	1.233914
<b>0.9</b>	1.667	1.096813
1	1.500	0.987131
1.1	1.364	0.897392
<b>1.2</b>	1.250	0.822609
1.3	1.154	0.759332
1.4	1.071	0.705094
<b>1.5</b>	1.000	0.658088
1.6	0.938	0.616957
1.7	0.882	0.580665
<b>1.8</b>	0.833	0.548406
1.9	0.789	0.519543
2	0.750	0.493566
<b>2.1</b>	0.680	0.447679
2.2	0.620	0.407905
2.3	0.567	0.373207
<b>2.4</b>	0.521	0.342754
2.5	0.480	0.315882
2.6	0.444	0.292051
<b>2.7</b>	0.412	0.270818
2.8	0.383	0.251819

2.9	0.357	0.234752
<b>3</b>	0.333	0.219363
3.1	0.312	0.205438
3.2	0.293	0.192799
<b>3.3</b>	0.275	0.181291
3.4	0.260	0.170784
3.5	0.245	0.161164
<b>3.6</b>	0.231	0.152335
3.7	0.219	0.144212
3.8	0.208	0.136722
<b>3.9</b>	0.197	0.1298
4	0.188	0.123391
4.1	0.178	0.117446
<b>4.2</b>	0.170	0.111192
4.3	0.162	0.106775
4.4	0.155	0.101976
<b>4.5</b>	0.148	0.097494
4.6	0.142	0.093302
4.7	0.136	0.089374
<b>4.8</b>	0.130	0.085688
4.9	0.125	0.082227
5	0.120	0.078971
<b>5.1</b>	0.115	0.075904
5.2	0.111	0.073013
<b>5.3</b>	0.107	0.070283
5.4	0.103	0.067704
<b>5.5</b>	0.099	0.065265
5.6	0.096	0.062955
<b>5.7</b>	0.092	0.060765
5.8	0.089	0.058688
<b>5.9</b>	0.086	0.056715
6	0.083	0.054841
<b>6.1</b>	0.081	0.053057
6.2	0.078	0.05136
<b>6.3</b>	0.076	0.049742
6.4	0.073	0.0482
<b>6.5</b>	0.071	0.046728
6.6	0.069	0.045323

<b>6.7</b>	0.067	0.04398
6.8	0.065	0.042696
6.9	0.063	0.041467
<b>7</b>	0.061	0.040291
7.1	0.060	0.039164
<b>7.2</b>	0.058	0.038084
7.3	0.056	0.037048
<b>7.4</b>	0.055	0.036053
7.5	0.053	0.035098
<b>7.6</b>	0.052	0.03418
7.7	0.051	0.033298
<b>7.8</b>	0.049	0.03245
7.9	0.048	0.031634
<b>8</b>	0.047	0.030848
8.1	0.046	0.030091
8.2	0.045	0.029361
<b>8.3</b>	0.044	0.028658
8.4	0.043	0.02798
<b>8.5</b>	0.042	0.027325
8.6	0.041	0.026694
<b>8.7</b>	0.040	0.026084
8.8	0.039	0.025494
<b>8.9</b>	0.038	0.024924
9	0.037	0.024374
<b>9.1</b>	0.036	0.023841
9.2	0.035	0.023325
<b>9.3</b>	0.035	0.022826
9.4	0.034	0.022343
<b>9.5</b>	0.033	0.021875
9.6	0.033	0.021422
<b>9.7</b>	0.032	0.020983
9.8	0.031	0.020557
<b>9.9</b>	0.031	0.020143
10	0.030	0.019743

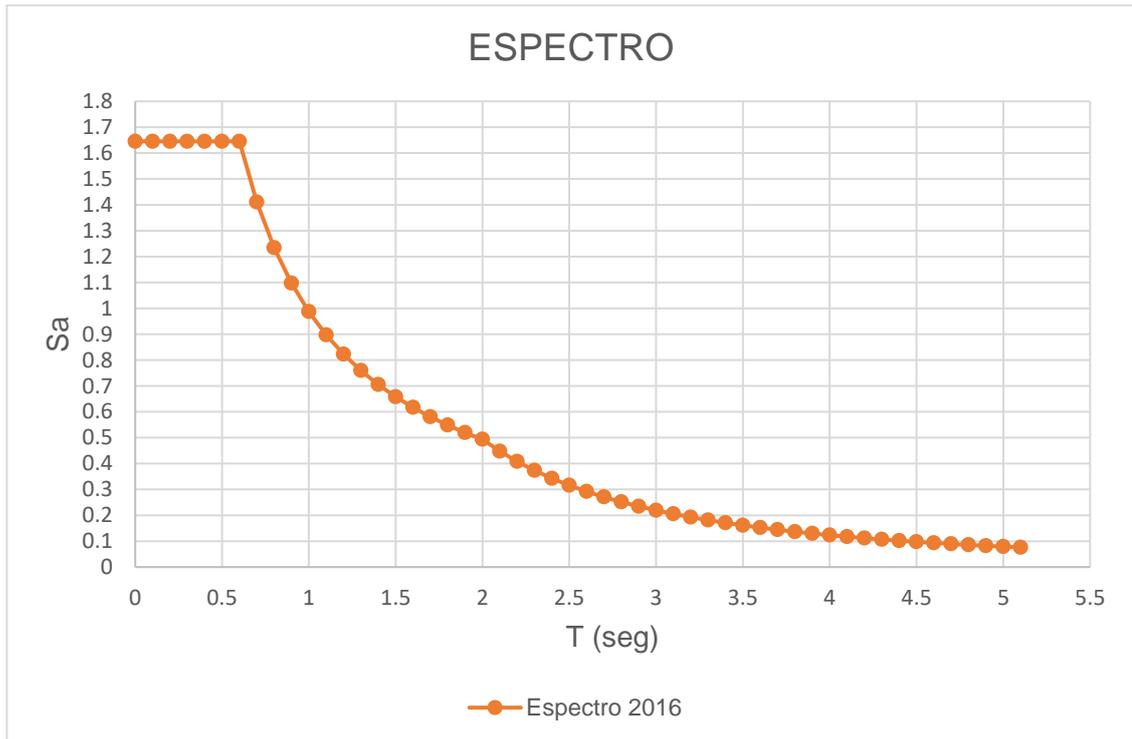


Figura 44: Espectro inelástico de pseudo – aceleraciones.  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.5.3 Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del cortante estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares (1).

En nuestro caso al tener una estructura regular se escalará de ser necesario, el cortante dinámico, para garantizar como mínimo el 80% del cortante estático.

Tabla 37: Cortante estático en la base.

PISO	FUERZA SISMICA	LOCALIZACION	CORTANTE ESTATICO	
			Vx (tonf)	Vy (tonf)
TECHO 1	SEX Max	Base	773.90	-
TECHO 1	SEY Max	Base	-	761.80

Tabla 38: Cortante dinámico mínimo en la base.

PISO	FUERZA SISMICA	CORTANTE DINAMICO		CORTANTE MINIMO	
		Vx (tonf)	Vy (tonf)	80%Vx	80%Vy
TECHO 1	SDX	608.0690	-	619.12	-
TECHO 1	SDY	-	605.1135	-	609.44

- Factor de escalamiento:

Se realizará un escalamiento para llegar al cortante mínimo en las direcciones X e Y.

$$f_x = 619.12/608.0690 = 1.01817392$$

$$f_y = 609.44/605.1135 = 1.0071499$$

#### **4.5.5.4 Excentricidad accidental**

Se considerará una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión perpendicular a la dirección de análisis.

## CAPÍTULO V

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 5.1 Resultados del tratamiento y análisis de la información

##### 5.1.1 Resultados del tratamiento

##### 5.1.1.1 Resultados del análisis estático

Realizado el análisis sísmico se procede a dar los resultados correspondientes al análisis estático como la cortante basal, desplazamientos y fuerzas internas en los elementos estructurales mostrados en las Tablas 39 - 55.

- Cortante en la base

Tabla 39: Cortante en la base – análisis estático.

Fuerza Sísmica	Dirección	Excentricidad	C	K	Peso Sísmico	Cortante en la base
		%			tonf	tonf
SEY	Y + Ecc. X	5	0.098267	1.262	7752.423	761.80
SEX	X + Ecc. Y	5	0.099826	1.254	7752.423	773.90

- Desplazamientos y derivas

Tabla 40: Desplazamientos y derivas dirección X-X – análisis estático.

PISO	DIRECCION	$\Delta$	$\Delta$ .Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
		m	m		
CM	X-X	0.0533	0.0020	0.0008	0.0034
TECHO 10	X-X	0.0514	0.0049	0.0016	0.0070
TECHO 9	X-X	0.0465	0.0053	0.0017	0.0076
TECHO 8	X-X	0.0412	0.0057	0.0018	0.0081
TECHO 7	X-X	0.0355	0.0059	0.0019	0.0085

TECHO 6	X-X	0.0296	0.0061	0.0019	0.0087
TECHO 5	X-X	0.0235	0.0060	0.0019	0.0086
TECHO 4	X-X	0.0175	0.0057	0.0018	0.0082
TECHO 3	X-X	0.0117	0.0051	0.0016	0.0073
TECHO 2	X-X	0.0066	0.0041	0.0013	0.0059
TECHO 1	X-X	0.0025	0.0025	0.0008	0.0036

Tabla 41: Desplazamientos y derivas dirección Y-Y – análisis estático.

PISO	DIRECCION	$\Delta$	$\Delta$ .Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
		m	m		
CM	Y-Y	0.0533	0.0003	0.0001	0.0006
TECHO 10	Y-Y	0.0530	0.0048	0.0015	0.0069
TECHO 9	Y-Y	0.0482	0.0052	0.0017	0.0075
TECHO 8	Y-Y	0.0430	0.0057	0.0018	0.0081
TECHO 7	Y-Y	0.0373	0.0060	0.0019	0.0086
TECHO 6	Y-Y	0.0312	0.0063	0.0020	0.0090
TECHO 5	Y-Y	0.0250	0.0063	0.0020	0.0090
TECHO 4	Y-Y	0.0187	0.0061	0.0019	0.0086
TECHO 3	Y-Y	0.0126	0.0055	0.0017	0.0078
TECHO 2	Y-Y	0.0071	0.0045	0.0014	0.0064
TECHO 1	Y-Y	0.0027	0.0027	0.0009	0.0038

- Fuerzas internas de placas L

Como la estructura es regular se tomará los resultados de la placa F6 localizada en la Figura 45.

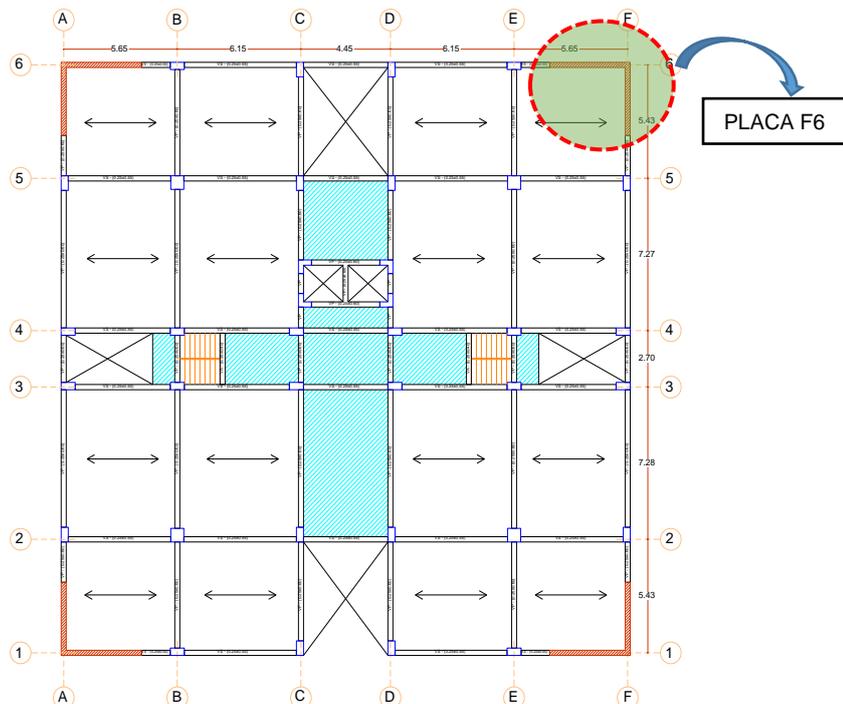


Figura 45: Localización de la placa F6.

Tabla 42: Fuerzas internas de placa F6 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	Placa F6	CM	-330.42	5.30	4.73	6.20	17.59
TECHO 1	Placa F6	CV	-48.62	1.16	1.35	1.41	4.18
TECHO 1	Placa F6	SEX	-211.40	150.19	-20.01	-557.02	1429.82
TECHO 1	Placa F6	SEY	-203.76	-25.72	140.10	1184.84	-627.13

- Fuerzas internas de columnas

La obtención de fuerzas internas se hizo a 9 columnas, ubicadas en distintos puntos de la estructura y por ser de distinto tipo. Las columnas en evaluación están localizadas en la Figura 46.

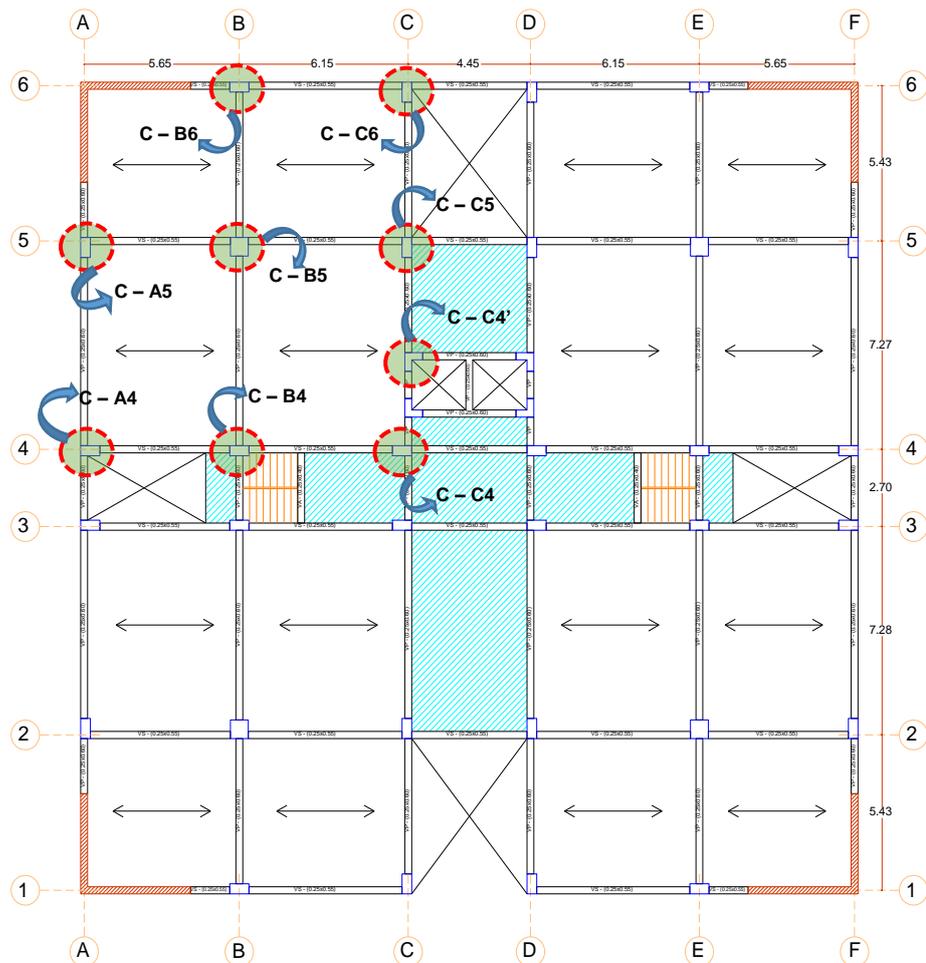


Figura 46: Localización de columnas en evaluación.

Tabla 43: Fuerzas internas de columna A4 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-A4	CM	-133.22	-3.27	-1.63	-1.59	-4.85
TECHO 1	C-A4	CV	-21.80	-0.72	-0.40	-0.40	-1.08
TECHO 1	C-A4	SEX	44.25	4.56	0.21	0.23	12.99
TECHO 1	C-A4	SEY	-27.60	-0.06	4.50	6.98	-0.09

Tabla 44: Fuerzas internas de columna A5 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-A5	CM	-87.42	-1.86	1.00	-0.37	-2.73
TECHO 1	C-A5	CV	-15.19	-0.51	0.38	0.17	-0.71
TECHO 1	C-A5	SEX	80.21	1.52	4.66	8.66	4.00
TECHO 1	C-A5	SEY	179.95	-0.21	14.62	28.20	-0.27

Tabla 45: Fuerzas internas de columna B4 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-B4	CM	-224.61	-1.44	-3.44	-4.36	-1.95
TECHO 1	C-B4	CV	-45.15	-0.28	-0.93	-1.13	-0.36
TECHO 1	C-B4	SEX	9.24	6.62	0.14	0.18	14.58
TECHO 1	C-B4	SEY	-27.92	0.28	3.89	5.95	0.31

Tabla 46: Fuerzas internas de columna B5 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-B5	CM	-344.29	-1.06	1.68	2.65	-1.56

TECHO 1	C-B5	CV	-74.83	-0.15	0.65	0.90	-0.22
TECHO 1	C-B5	SEX	8.22	7.09	-0.38	-0.20	19.40
TECHO 1	C-B5	SEY	-4.29	-0.84	6.90	19.51	-1.25

Tabla 47: Fuerzas internas de columna B6 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-B6	CM	-80.33	0.21	0.94	1.78	1.78
TECHO 1	C-B6	CV	-13.23	-0.04	0.22	0.41	0.19
TECHO 1	C-B6	SEX	-208.93	15.61	0.00	0.04	30.33
TECHO 1	C-B6	SEY	-47.71	2.71	0.96	3.52	5.17

Tabla 48: Fuerzas internas de columna C4 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C4	CM	-146.89	2.08	1.12	1.27	2.86
TECHO 1	C-C4	CV	-25.84	0.41	0.26	0.29	0.55
TECHO 1	C-C4	SEX	32.01	6.30	0.31	0.36	14.05
TECHO 1	C-C4	SEY	42.96	0.31	4.50	6.52	0.32

Tabla 49: Fuerzas internas de columna C4' – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C4'	CM	-160.67	0.74	-1.84	-2.36	1.06
TECHO 1	C-C4'	CV	-28.03	0.36	-0.45	-0.56	0.46
TECHO 1	C-C4'	SEX	43.19	4.76	-0.01	-0.01	11.60
TECHO 1	C-C4'	SEY	-54.75	-0.04	8.22	15.19	-0.18

Tabla 50: Fuerzas internas de columna C5 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C5	CM	-179.19	1.92	-0.39	-0.53	2.48
TECHO 1	C-C5	CV	-31.20	0.48	0.00	-0.05	0.58
TECHO 1	C-C5	SEX	16.53	3.84	-0.30	-0.27	5.95
TECHO 1	C-C5	SEY	-46.31	-0.33	8.14	16.60	-0.43

Tabla 51: Fuerzas internas de columna C6 – análisis estático.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C6	CM	-117.95	1.00	3.23	4.64	0.95
TECHO 1	C-C6	CV	-17.70	0.26	0.70	1.02	0.25
TECHO 1	C-C6	SEX	-5.34	4.47	0.05	0.12	7.12
TECHO 1	C-C6	SEY	-55.85	-0.21	5.34	14.41	-0.40

• Fuerzas internas de vigas

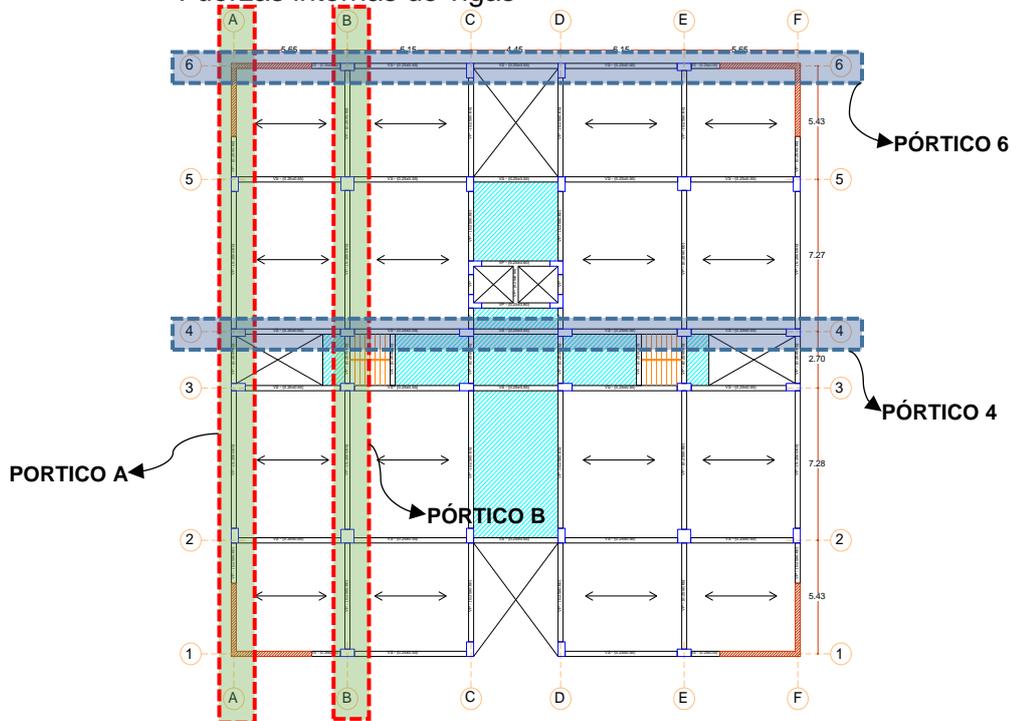


Figura 47: Localización de los pórticos a evaluar.

○ Pórtico A

Tabla 52: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico A – análisis estático.

PISO	MOMENTOS	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
		INICIO	M=0.95	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.15	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.00	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	14.67	0.91	18.85	14.38	-	24.20	2.58	2.35	12.22	12.74	-	26.16	-	2.49	44.17
	Mu(+) Tn-m	30.20	3.42	7.62	6.69	10.82	-	8.76	0.80	-	7.20	11.35	-	24.74	2.43	-

PISO	CORTANTES	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	27.94	29.90	12.55	14.43	8.16	9.06	12.28	15.04	38.19	42.52

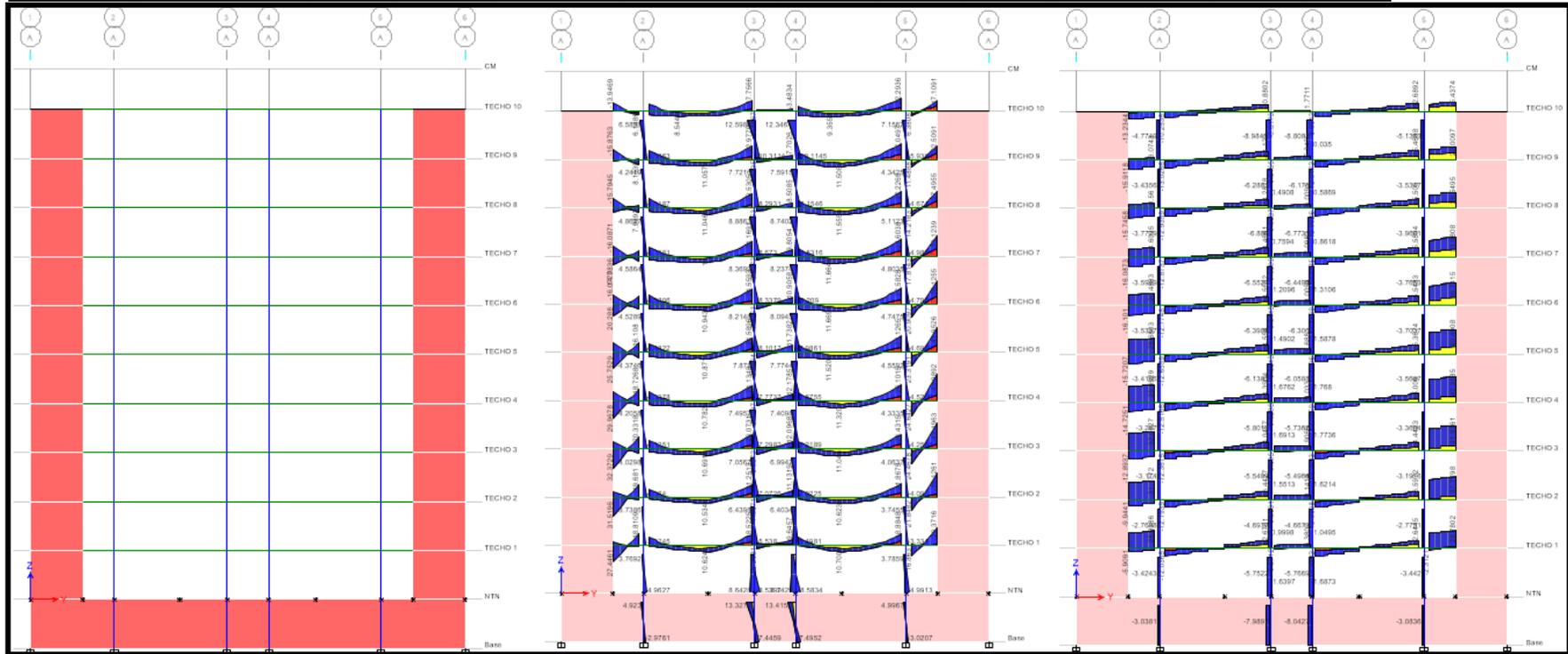


Figura 48: Pórtico A, DMF y DFC – Análisis estático.

○ Pórtico 6

Tabla 53: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 6 – análisis estático.

PISO	MOMENTOS	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E			TRAMO E-F		
		INICIO	M=0.80	FINAL	INICIO	M=3.00	FINAL	INICIO	MEDIO=2.05	FINAL	INICIO	M=2.85	FINAL	INICIO	M=0.95	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	7.98	1.13	16.26	5.89	-	16.49	1.62	0.42	11.40	3.71	-	18.73	2.44	4.56	40.07
	Mu(+) Tn-m	29.04	4.08	3.92	10.53	4.51	-	9.64	0.95	-	11.83	4.21	-	21.65	0.22	30.32

PISO	CORTANTES	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	30.88	31.70	5.47	8.97	4.43	5.88	4.53	9.91	41.92	43.50

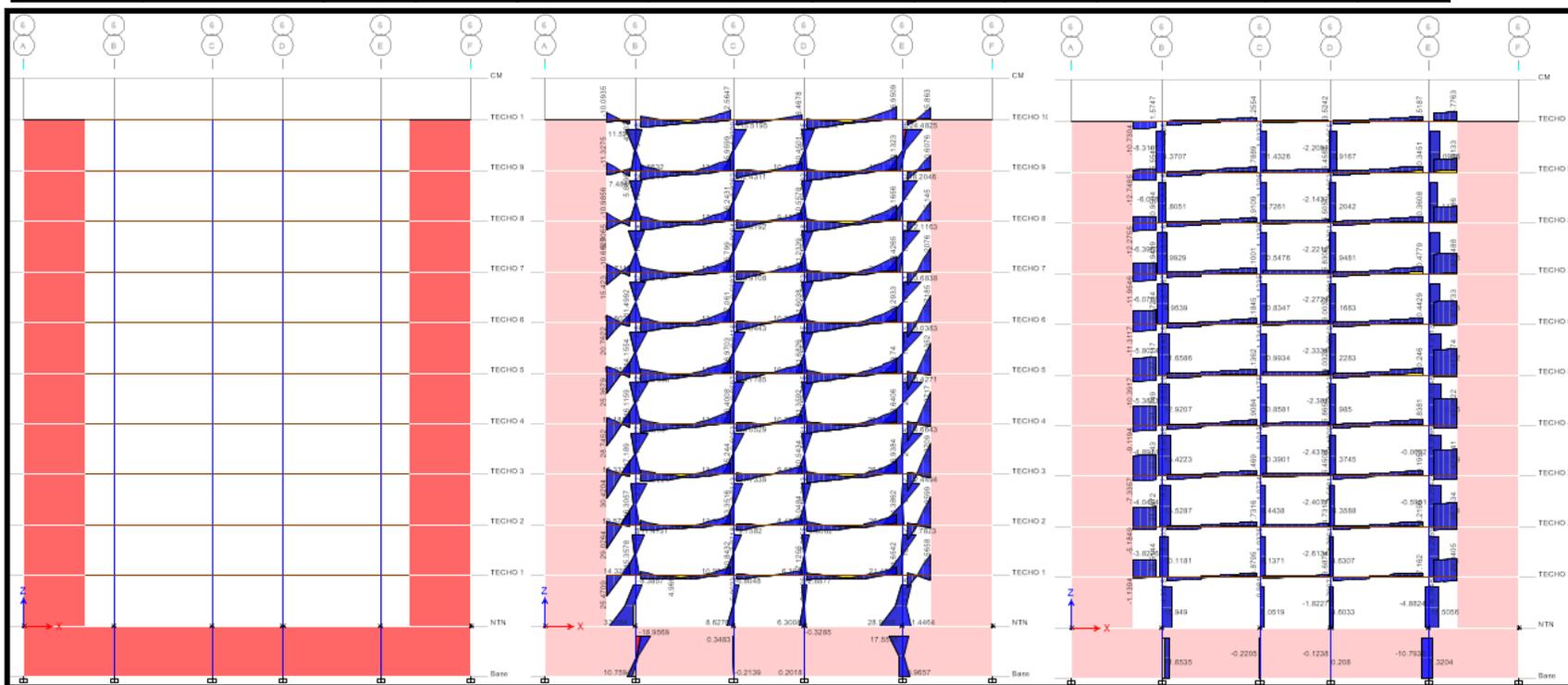


Figura 49: Pórtico 6, DMF y DFC – Análisis estático.

○ Pórtico 4

Tabla 54: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 4 – análisis estático.

PISO	MOMENTOS	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E			TRAMO E-F		
		INICIO	M=2.85	FINAL	INICIO	M=2.75	FINAL	INICIO	M=2.20	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=2.65	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	10.38	-	9.24	2.85	-	20.56	2.27	-	12.12	11.30	-	13.50	-	-	19.89
	Mu(+) Tn-m	5.62	3.79	1.85	9.43	7.02	-	9.02	1.72	-	5.98	6.20	-	11.59	4.14	-

PISO	CORTANTES	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	8.21	6.39	5.24	12.85	4.13	8.49	8.99	9.86	2.71	11.71

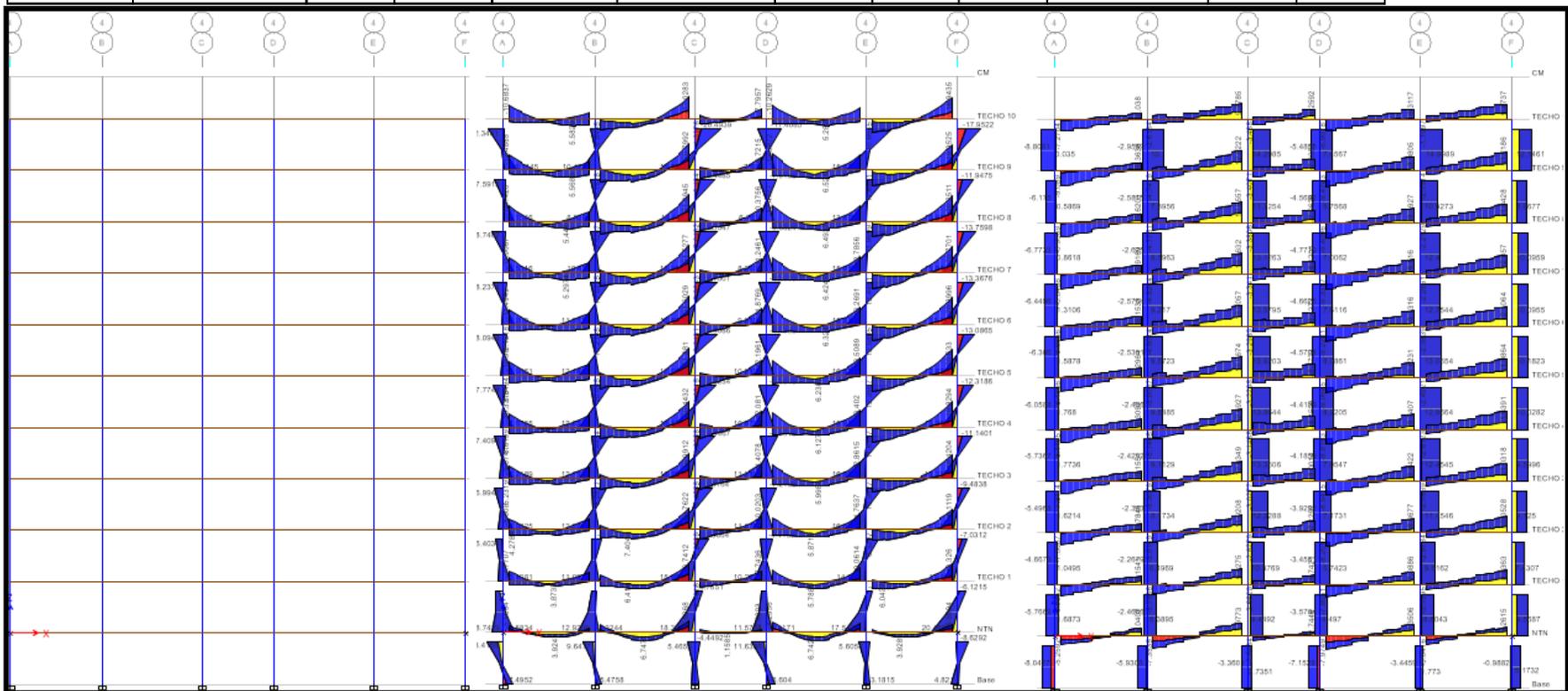


Figura 50: Pórtico 4, DMF y DFC – Análisis estático.

○ Pórtico B

Tabla 55: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico B – análisis estático.

PISO	MOMENTOS	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
		INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.20	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	-	-	20.38	27.55	-	33.97	5.37	2.61	15.37	25.50	-	33.87	15.84	-	-
	Mu(+) Tn-m	-	18.13	-	-	20.85	-	6.64	-	-	-	19.34	-	2.57	18.11	-

PISO	CORTANTES	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	13.56	22.55	23.57	24.23	6.01	12.78	22.04	22.45	22.55	14.00

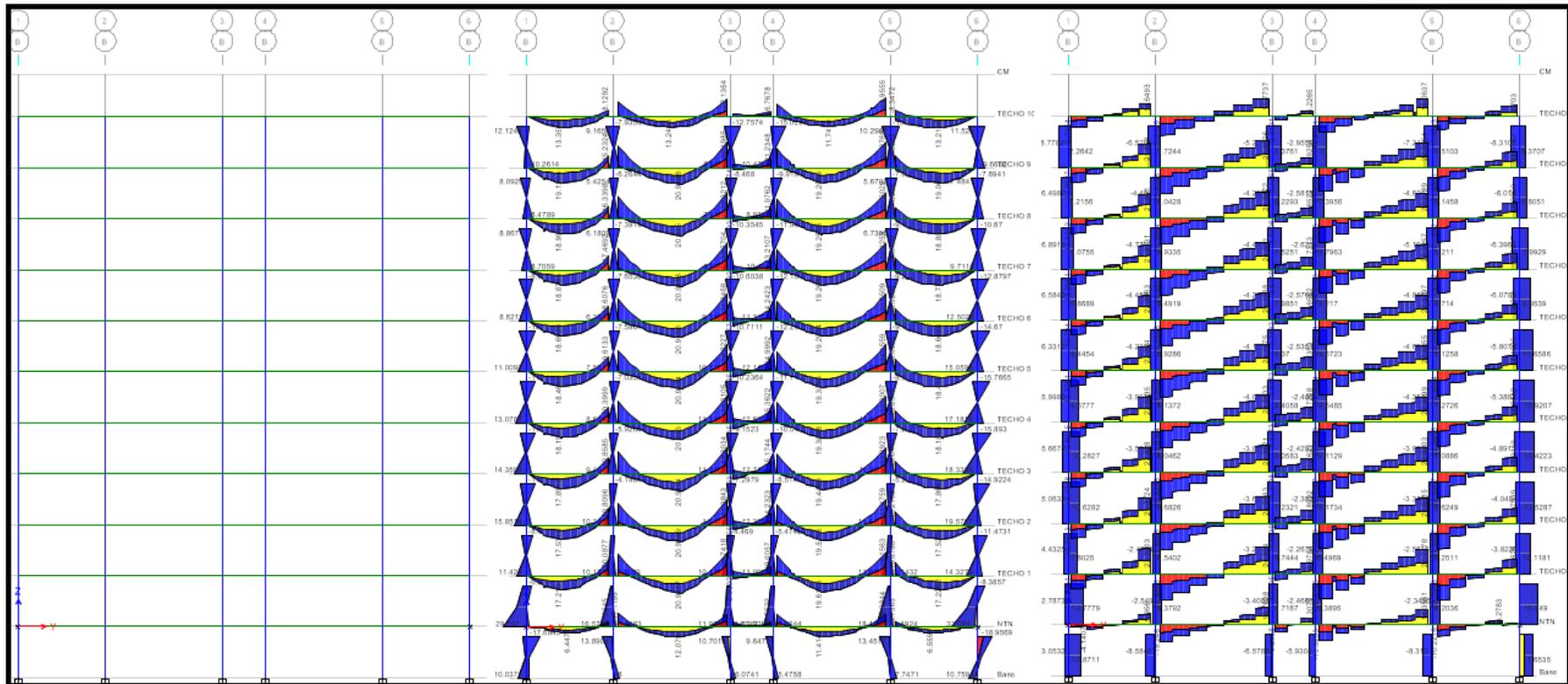


Figura 51: Pórtico B, DMF y DFC – Análisis estático.

### 5.1.1.2 Resultados del análisis dinámico modal espectral

Realizado el análisis sísmico se procede a dar los resultados correspondientes al análisis dinámico como la cortante basal, desplazamientos y fuerzas internas en los elementos estructurales mostrados en las Tablas 56 - 72.

- Cortante en la base

Tabla 56: Cortante en la base – análisis dinámico.

Fuerza Sísmica	Localización	Peso Sísmico	Cortante en la base	Cortante mínimo 80% Ve
		tonf	tonf	tonf
SDX Max	Bottom	7752.42	608.0690	619.12
SDY Max	Bottom	7752.42	605.1135	609.44

- Desplazamientos y derivas

Tabla 57: Desplazamientos y derivas dirección X-X – análisis dinámico.

PISO	DIRECCION	$\Delta$	$\Delta$ .Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
		m	m		
CM	X-X	0.0385	0.0020	0.0008	0.0035
TECHO 10	X-X	0.0406	0.0040	0.0013	0.0057
TECHO 9	X-X	0.0365	0.0043	0.0014	0.0061
TECHO 8	X-X	0.0323	0.0045	0.0014	0.0064
TECHO 7	X-X	0.0278	0.0047	0.0015	0.0067
TECHO 6	X-X	0.0231	0.0048	0.0015	0.0068
TECHO 5	X-X	0.0183	0.0047	0.0015	0.0067
TECHO 4	X-X	0.0136	0.0045	0.0014	0.0064
TECHO 3	X-X	0.0092	0.0040	0.0013	0.0057
TECHO 2	X-X	0.0052	0.0032	0.0010	0.0046
TECHO 1	X-X	0.0020	0.0020	0.0006	0.0028

Tabla 58: Desplazamientos y derivas dirección Y-Y – análisis dinámico.

PISO	DIRECCION	$\Delta$	$\Delta$ .Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
		m	m		
CM	Y-Y	0.0391	0.0001	0.0001	0.0003
TECHO 10	Y-Y	0.0389	0.0035	0.0011	0.0050
TECHO 9	Y-Y	0.0354	0.0038	0.0012	0.0055
TECHO 8	Y-Y	0.0316	0.0041	0.0013	0.0059
TECHO 7	Y-Y	0.0274	0.0044	0.0014	0.0063
TECHO 6	Y-Y	0.0231	0.0046	0.0014	0.0065
TECHO 5	Y-Y	0.0185	0.0046	0.0015	0.0066
TECHO 4	Y-Y	0.0139	0.0045	0.0014	0.0064
TECHO 3	Y-Y	0.0095	0.0041	0.0013	0.0058
TECHO 2	Y-Y	0.0054	0.0034	0.0011	0.0048
TECHO 1	Y-Y	0.0020	0.0020	0.0006	0.0029

- Fuerzas internas de placas

Como la estructura es regular se tomará los resultados de la placa F6 localizada en la Figura 45.

Tabla 59: Fuerzas internas de placa F6 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	Placa F6	CM	-330.42	5.30	4.73	6.20	17.59
TECHO 1	Placa F6	CV	-48.62	1.16	1.35	1.41	4.18
TECHO 1	Placa F6	SDX	156.49	120.29	18.19	403.96	1062.78
TECHO 1	Placa F6	SDY	150.38	23.55	113.89	903.01	474.95

- Fuerzas internas de columnas

La obtención de fuerzas internas se hizo a 9 columnas, ubicadas en distintos puntos de la estructura y por ser de distinto tipo. La localización de las columnas en evaluación se muestra en la Figura 46.

Tabla 60: Fuerzas internas de columna A4 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-A4	CM	-133.22	-3.27	-1.63	-1.59	-4.85
TECHO 1	C-A4	CV	-21.80	-0.72	-0.40	-0.40	-1.08
TECHO 1	C-A4	SDX	35.05	3.50	0.31	0.53	9.88
TECHO 1	C-A4	SDY	22.42	0.05	3.82	5.91	0.07

Tabla 61: Fuerzas internas de columna A5 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-A5	CM	-87.42	-1.86	1.00	-0.37	-2.73
TECHO 1	C-A5	CV	-15.19	-0.51	0.38	0.17	-0.71
TECHO 1	C-A5	SDX	56.94	1.16	3.33	6.17	3.03
TECHO 1	C-A5	SDY	153.79	0.16	12.81	24.53	0.21

Tabla 62: Fuerzas internas de columna B4 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-B4	CM	-224.61	-1.44	-3.44	-4.36	-1.95
TECHO 1	C-B4	CV	-45.15	-0.28	-0.93	-1.13	-0.36
TECHO 1	C-B4	SDX	8.63	5.06	0.15	0.24	11.08
TECHO 1	C-B4	SDY	22.19	0.27	3.21	4.88	0.32

Tabla 63: Fuerzas internas de columna B5 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-B5	CM	-344.29	-1.06	1.68	2.65	-1.56
TECHO 1	C-B5	CV	-74.83	-0.15	0.65	0.90	-0.22
TECHO 1	C-B5	SDX	6.00	5.42	0.65	1.21	14.66
TECHO 1	C-B5	SDY	3.18	0.63	5.65	15.83	0.95

Tabla 64: Fuerzas internas de columna B6 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-B6	CM	-80.33	0.21	0.94	1.78	1.78
TECHO 1	C-B6	CV	-13.23	-0.04	0.22	0.41	0.19
TECHO 1	C-B6	SDX	151.88	11.80	0.06	0.17	22.80
TECHO 1	C-B6	SDY	55.51	3.48	0.80	2.86	6.66

Tabla 65: Fuerzas internas de columna C4 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C4	CM	-146.89	2.08	1.12	1.27	2.86
TECHO 1	C-C4	CV	-25.84	0.41	0.26	0.29	0.55
TECHO 1	C-C4	SDX	23.55	4.84	0.22	0.26	10.70
TECHO 1	C-C4	SDY	32.47	0.27	3.59	5.16	0.31

Tabla 66: Fuerzas internas de columna C4' – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C4'	CM	-160.67	0.74	-1.84	-2.36	1.06
TECHO 1	C-C4'	CV	-28.03	0.36	-0.45	-0.56	0.46
TECHO 1	C-C4'	SDX	31.85	3.67	0.15	0.25	8.82
TECHO 1	C-C4'	SDY	40.43	0.11	6.50	11.90	0.17

Tabla 67: Fuerzas internas de columna C5 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C5	CM	-179.19	1.92	-0.39	-0.53	2.48
TECHO 1	C-C5	CV	-31.20	0.48	0.00	-0.05	0.58
TECHO 1	C-C5	SDX	12.19	2.91	0.33	0.44	4.50
TECHO 1	C-C5	SDY	34.13	0.25	6.36	12.89	0.32

Tabla 68: Fuerzas internas de columna C6 – análisis dinámico.

Piso	Elemento	Caso de carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C-C6	CM	-117.95	1.00	3.23	4.64	0.95
TECHO 1	C-C6	CV	-17.70	0.26	0.70	1.02	0.25
TECHO 1	C-C6	SDX	3.80	3.35	0.07	0.16	5.33
TECHO 1	C-C6	SDY	42.55	0.19	4.20	11.21	0.32

- Fuerzas internas de vigas
  - Pórtico A

Tabla 69: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico A – análisis dinámico.

PISO	MOMENTOS	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
		INICIO	M=0.95	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.15	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.00	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	38.74	3.51	15.62	23.82	-	21.92	10.54	3.56	10.48	22.14	-	23.80	15.65	4.28	38.61
	Mu(+) Tn-m	24.69	2.84	21.55	4.32	10.96	5.06	7.02	0.59	7.05	4.92	11.02	4.29	21.47	4.50	24.74

PISO	CORTANTES	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	37.42	33.17	14.26	13.76	7.63	7.59	13.91	14.32	33.05	37.30

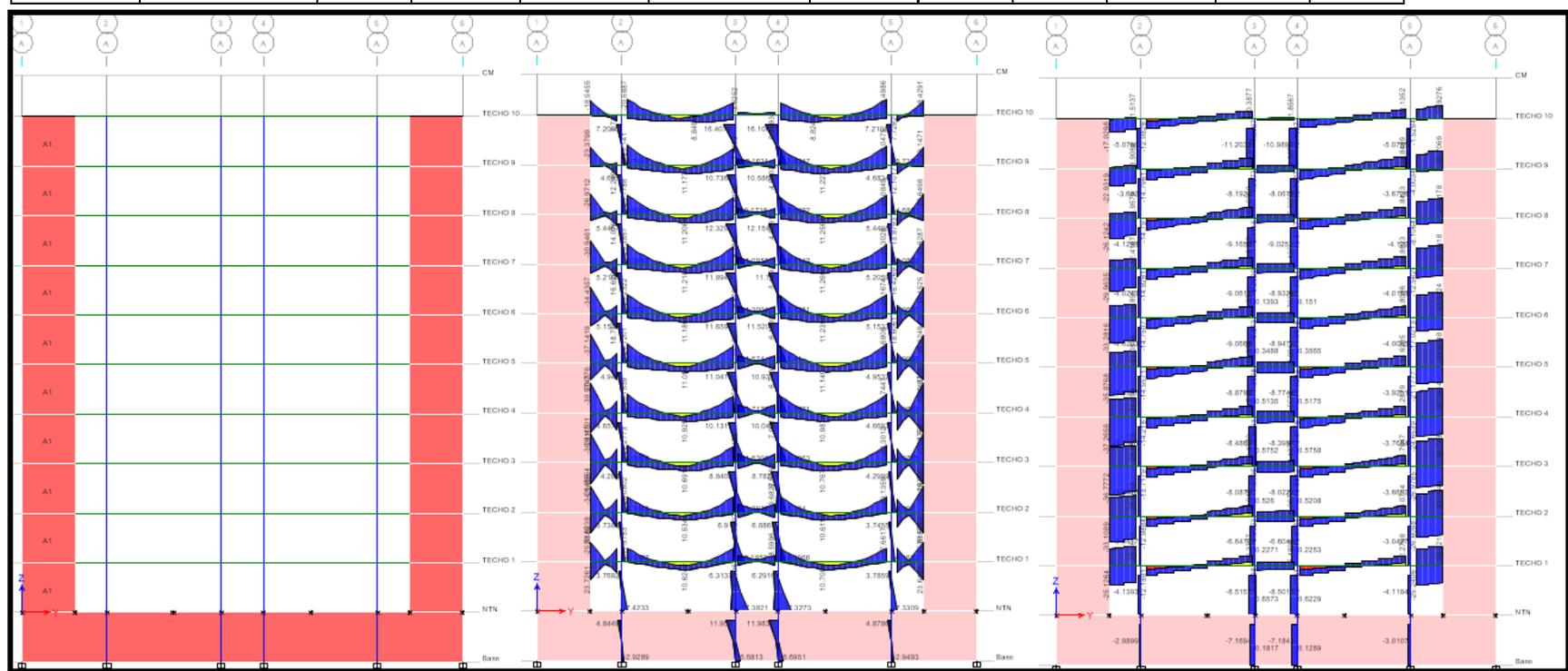


Figura 52: Pórtico A, DMF y DFC – Análisis dinámico.

○ Pórtico 6

Tabla 70: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 6 – análisis dinámico.

PISO	MOMENTOS	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E			TRAMO E-F		
		INICIO	M=0.80	FINAL	INICIO	M=3.00	FINAL	INICIO	M=2.05	FINAL	INICIO	M=2.85	FINAL	INICIO	M=0.95	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	31.29	4.38	11.45	15.04	-	12.82	8.61	1.06	8.62	12.80	-	15.04	11.44	3.56	31.31
	Mu(+) Tn-m	20.28	2.84	16.84	6.84	4.26	8.16	6.86	0.77	6.85	8.16	4.18	6.83	16.84	2.29	20.27

PISO	CORTANTES	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	34.09	32.57	8.52	7.60	4.52	4.63	7.60	8.51	32.56	34.10

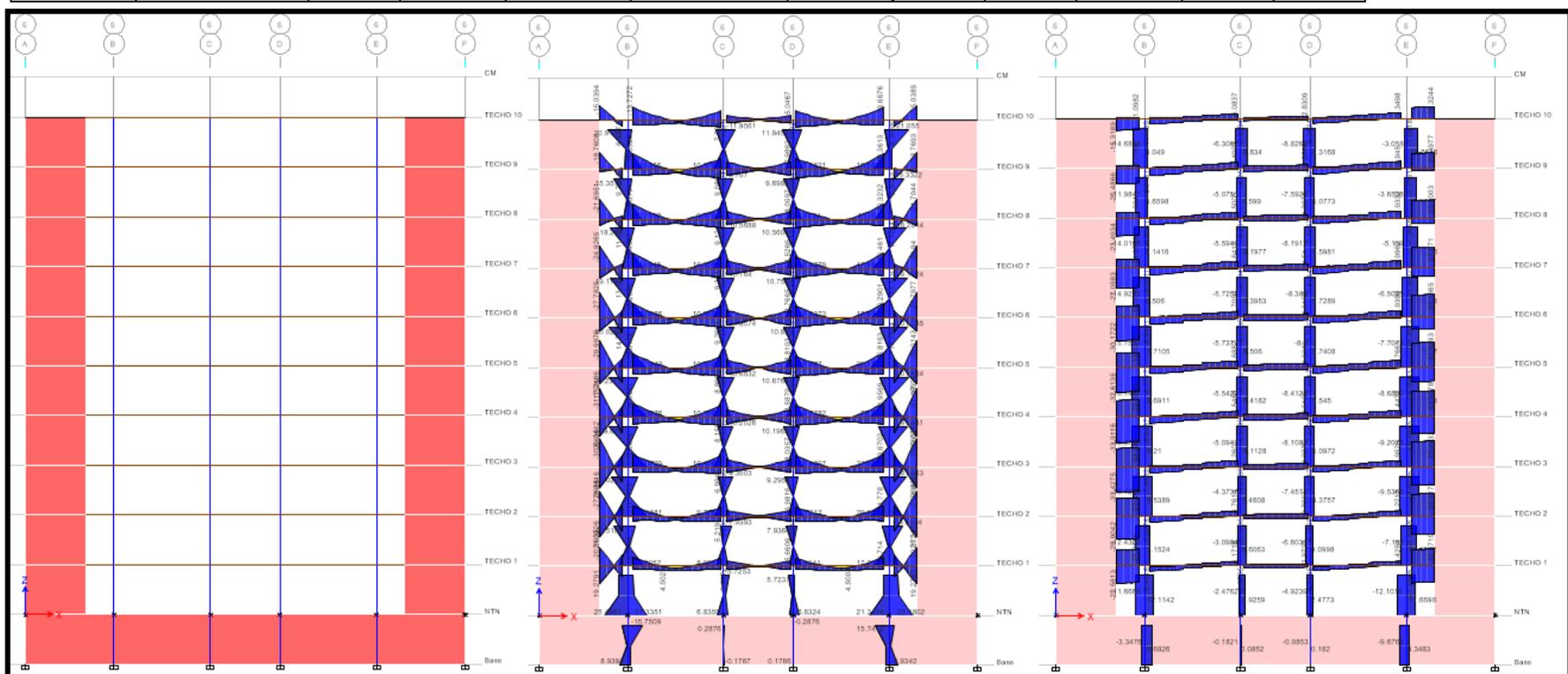


Figura 53: Pórtico 6, DMF y DFC – Análisis dinámico.

○ Pórtico 4

Tabla 71: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico 4 – análisis dinámico.

PISO	MOMENTOS	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E			TRAMO E-F		
		INICIO	M=2.85	FINAL	INICIO	M=2.75	FINAL	INICIO	M=2.20	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=2.65	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	17.04	-	6.64	10.63	-	17.58	9.52	-	9.53	17.57	-	10.64	6.64	-	17.05
	Mu(+) Tn-m	2.78	3.71	8.98	6.56	6.59	3.00	6.43	1.64	6.42	3.00	7.78	6.55	8.98	4.07	2.77

PISO	CORTANTES	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	10.51	5.34	8.48	11.51	7.03	7.03	11.51	8.48	5.34	10.52

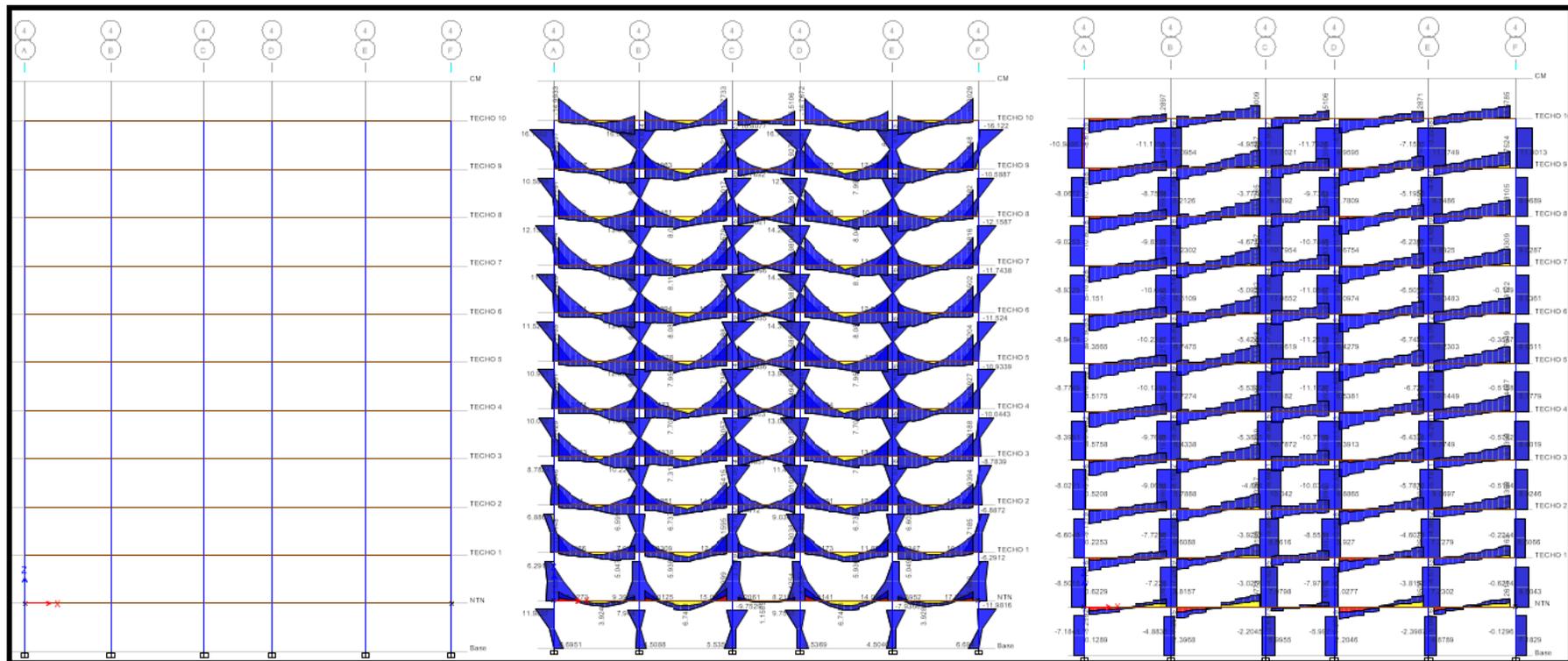


Figura 54: Pórtico 4, DMF y DFC – Análisis dinámico.

○ Pórtico B

Tabla 72: Fuerzas internas de vigas del 4to nivel del pórtico B – análisis dinámico.

PISO	MOMENTOS	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
		INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.20	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL
TECHO 4	Mu(-) Tn-m	-	-	18.03	32.90	-	31.60	11.89	3.29	13.46	30.22	-	31.35	18.35	-	-
	Mu(+) Tn-m	-	18.13	0.34	-	20.85	-	4.72	-	3.77	-	19.34	-	0.28	18.08	-

PISO	CORTANTES	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
		INICIO	FINAL								
TECHO 4	Vu Tn	13.56	22.55	23.57	24.23	9.98	11.16	22.04	22.43	22.55	14.00

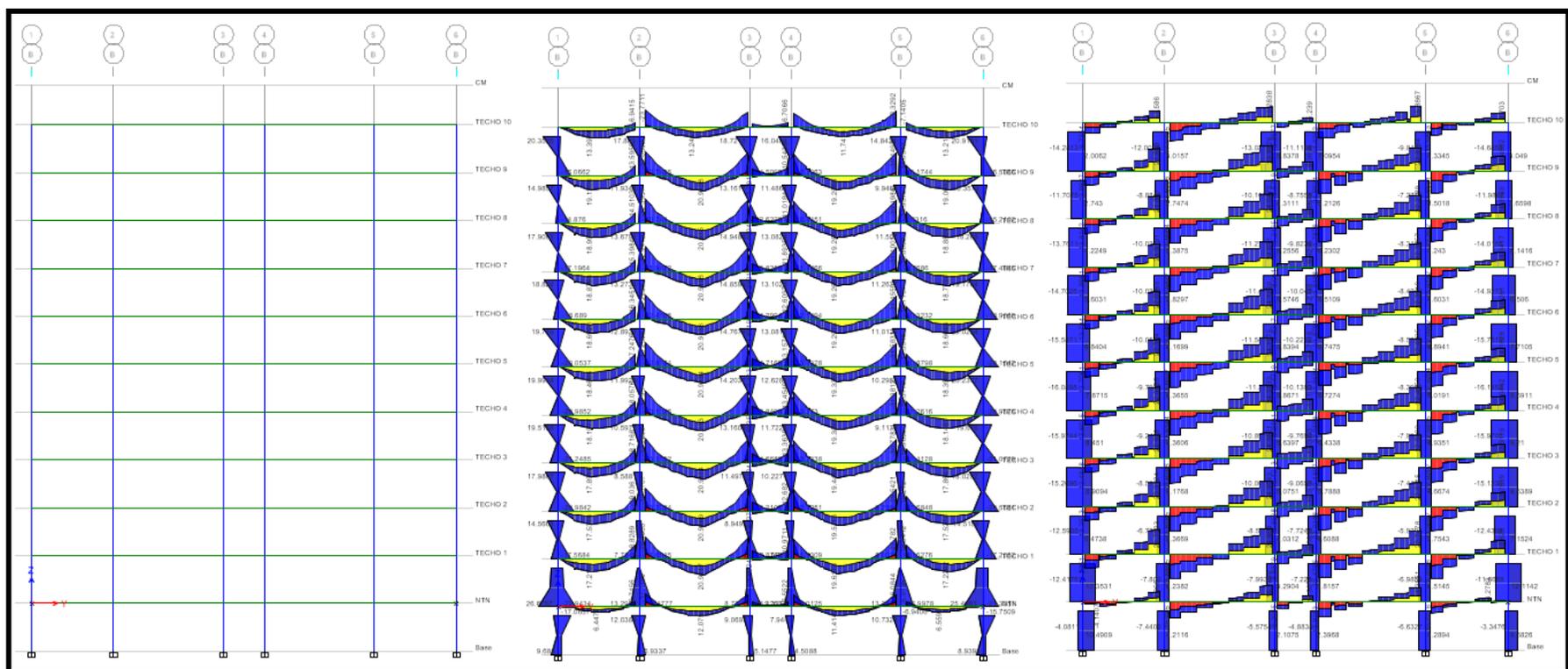


Figura 55: Pórtico B, DMF y DFC – Análisis dinámico.

## 5.1.2 Análisis de la información

### 5.1.2.1 Análisis comparativo de la cortante basal

En la Figura 56, se muestra la comparación de las fuerzas sísmicas en la base, para un análisis sísmico estático y dinámico. Para nuestra estructura regular la cortante basal estática representa un incremento máximo del 27%, respecto de la cortante basal dinámica.

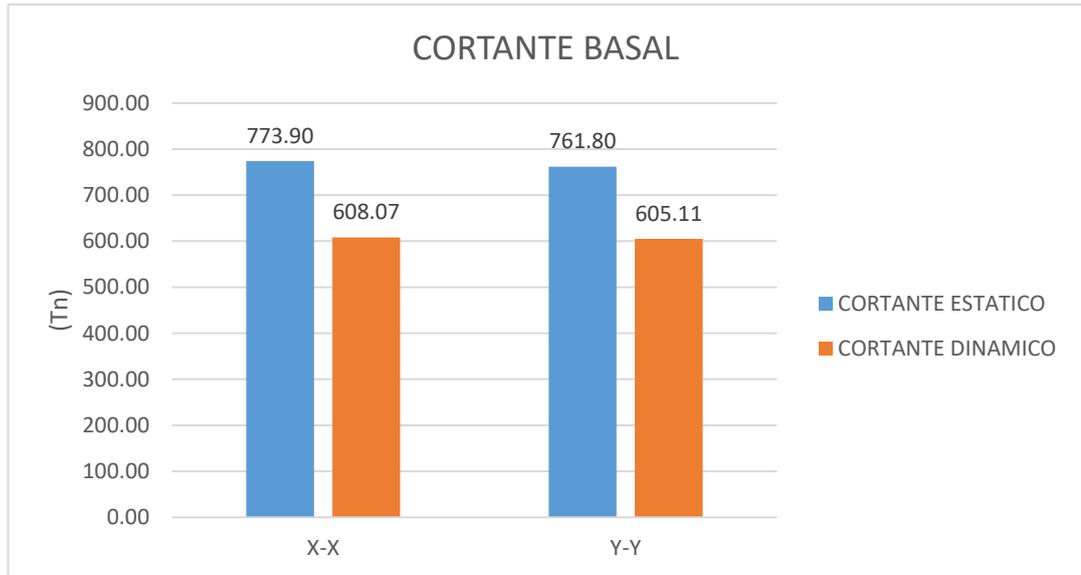


Figura 56: Comparación de cortantes basales.

Tabla 73: Porcentaje de variación entre cortantes basales.

DIRECCION	VD	VE	%.Var.
X-X	608.07	773.90	27%
Y-Y	605.11	761.80	26%

### 5.1.2.2 Análisis comparativo de la distribución de fuerzas en altura

En las Figuras 57, 58, se muestra la comparación de la distribución de las fuerzas sísmicas en altura. Siendo un punto a resaltar, que las fuerzas dinámicas en los tres primeros pisos son mayores a las fuerzas estáticas. Y a partir del cuarto piso las fuerzas estáticas son mayores a las fuerzas dinámicas. Representando un incremento significativo de la fuerza dinámica en el primer piso del 65% sobre la fuerza estática.

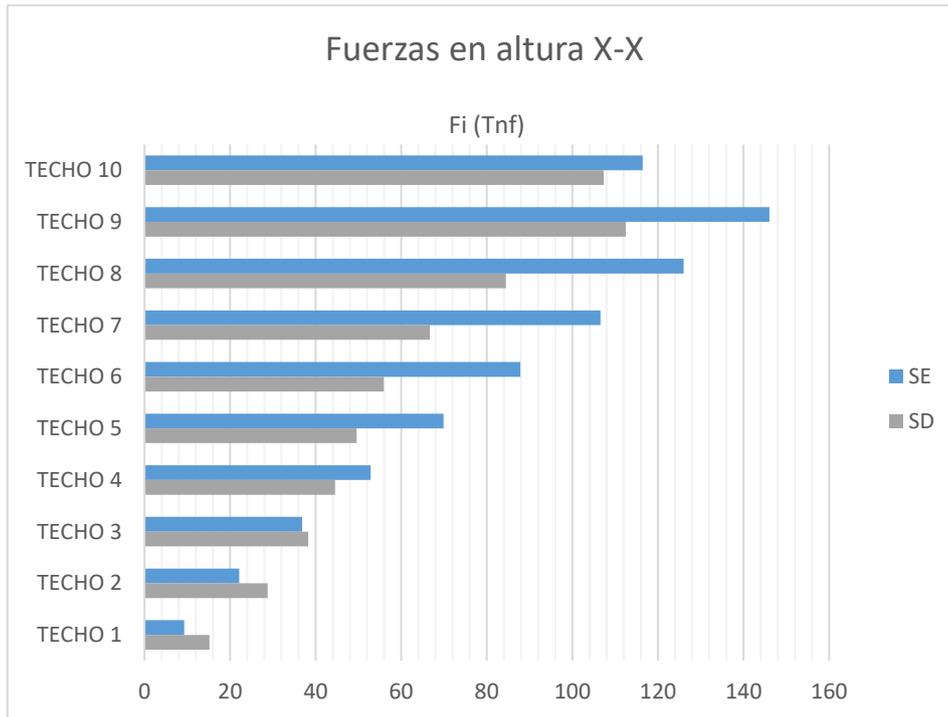


Figura 57: Comparación de fuerzas en altura dirección de análisis X-X

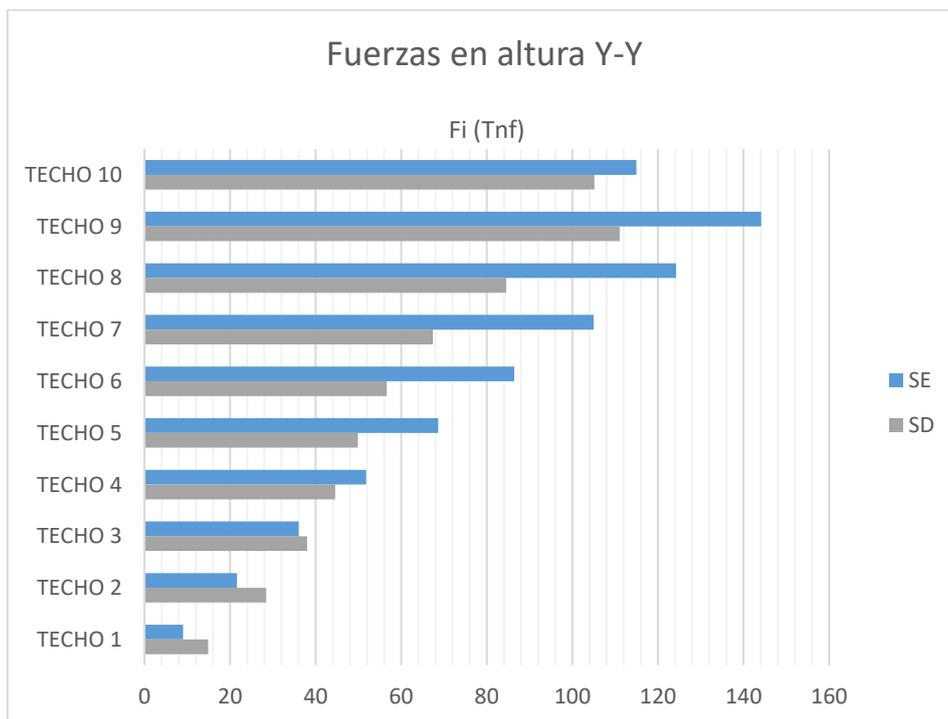


Figura 58: Comparación de fuerzas en altura dirección de análisis Y-Y

Tabla 74: Porcentaje de variación entre fuerzas en altura.

PISO	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	SE	SD	Var	SE	SD	Var
	Fi (ton)	Fi (ton)	%	Fi (ton)	Fi (ton)	%
P10	116.40	107.34	8%	114.97	105.15	9%
P9	146.06	112.48	30%	144.14	111.06	30%
P8	126.01	84.45	49%	124.23	84.55	47%
P7	106.58	66.70	60%	104.97	67.40	56%
P6	87.85	55.94	57%	86.41	56.62	53%
P5	69.89	49.59	41%	68.65	49.88	38%
P4	52.83	44.56	19%	51.80	44.59	16%
P3	36.83	38.26	4%	36.03	38.00	5%
P2	22.15	28.81	30%	21.60	28.45	32%
P1	9.29	15.18	63%	9.01	14.89	65%

### 5.1.2.3 Análisis comparativo de desplazamientos y derivas

En las Figuras 59, 60 se muestra la comparación de los desplazamientos y derivas en la dirección de análisis X-X. Siendo el análisis estático donde se tienen mayores desplazamientos y derivas en comparación de un análisis dinámico. La variación máxima en esta dirección es del 28%, como consecuencia a ello en un análisis estático se requiere mayor rigidez lateral de la estructura.

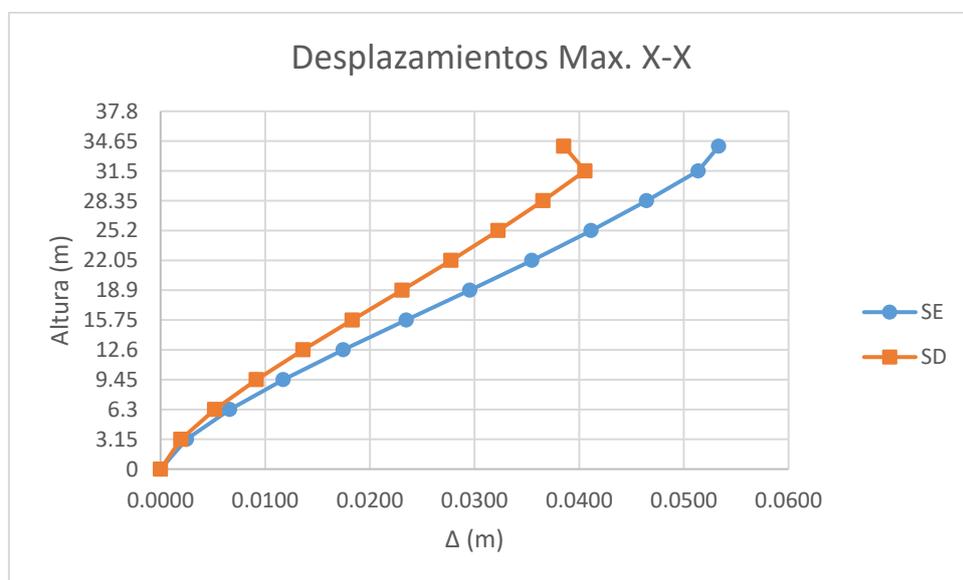


Figura 59: Comparación de desplazamientos máximos dirección de análisis X-X.

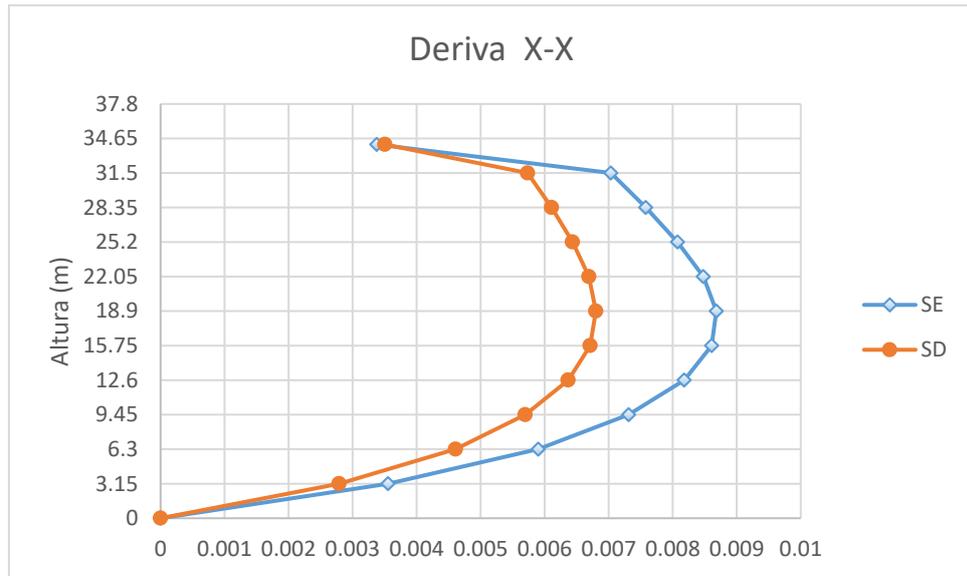


Figura 60: Comparación de derivas dirección de análisis X-X.

En las Figuras 61, 62 se muestra la comparación de los desplazamientos y derivas en la dirección de análisis Y-Y. Siendo el análisis estático donde se tienen mayores desplazamientos y derivas en comparación de un análisis dinámico. La variación máxima en esta dirección es del 38%, como consecuencia a ello en un análisis estático se requiere mayor rigidez lateral de la estructura.

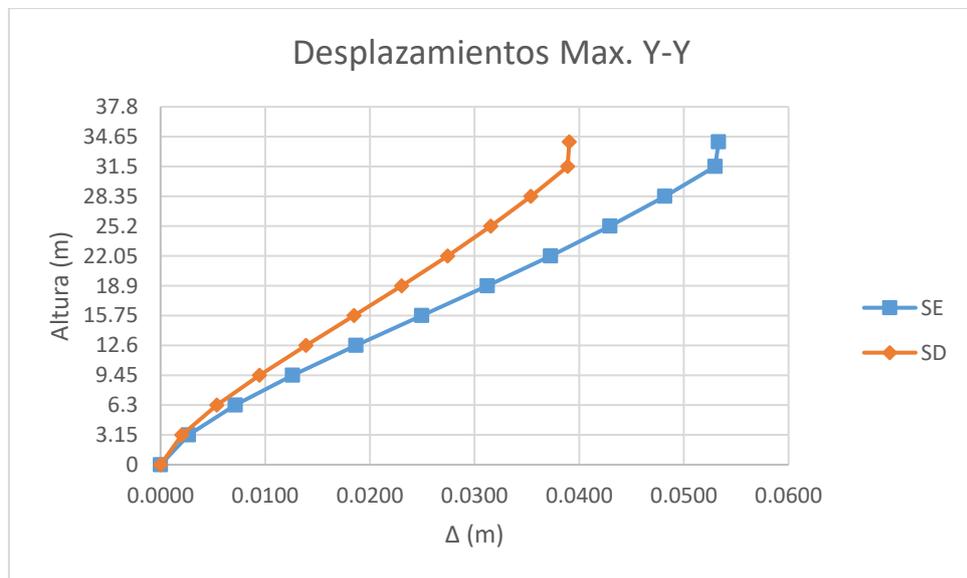


Figura 61: Comparación de desplazamientos máximos dirección de análisis Y-Y.

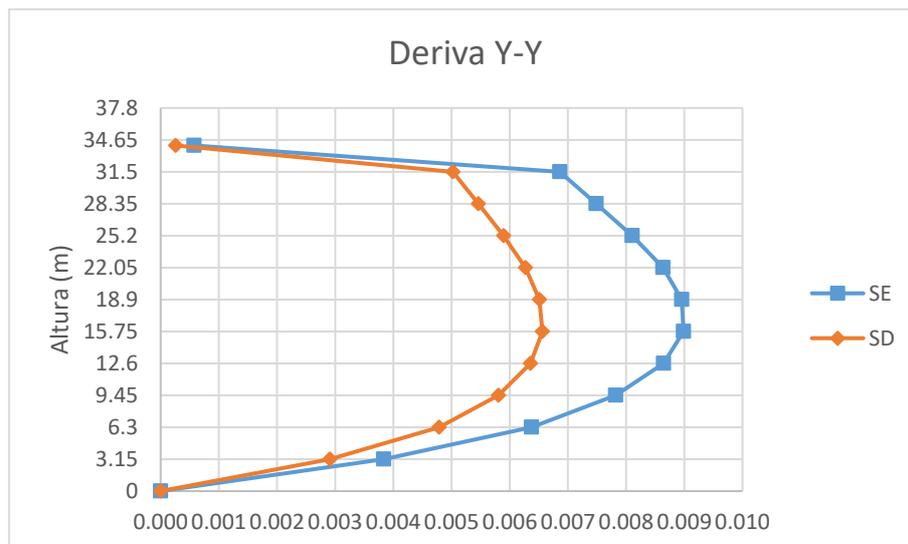


Figura 62: Comparación de derivas dirección de análisis Y-Y.

Tabla 75: Porcentaje de variación entre desplazamientos máximos.

PISO	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	SE	SD	Var.	SE	SD	Var.
	$\Delta(m)$	$\Delta(m)$	%	$\Delta(m)$	$\Delta(m)$	%
TECHO 10	0.0514	0.0406	27%	0.0530	0.0389	36%
TECHO 9	0.0465	0.0365	27%	0.0482	0.0354	36%
TECHO 8	0.0412	0.0323	28%	0.0430	0.0316	36%
TECHO 7	0.0355	0.0278	28%	0.0373	0.0274	36%
TECHO 6	0.0296	0.0231	28%	0.0312	0.0231	36%
TECHO 5	0.0235	0.0183	28%	0.0250	0.0185	35%
TECHO 4	0.0175	0.0136	28%	0.0187	0.0139	34%
TECHO 3	0.0117	0.0092	28%	0.0126	0.0095	34%
TECHO 2	0.0066	0.0052	28%	0.0071	0.0054	33%
TECHO 1	0.0025	0.0020	27%	0.0027	0.0020	32%

Tabla 76: Porcentaje de variación entre derivas.

PISO	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	SE	SD	Var.	SE	SD	Var.
	deriva	deriva	%	deriva	deriva	%
TECHO 10	0.0070	0.0057	23%	0.0069	0.0050	37%
TECHO 9	0.0076	0.0061	24%	0.0075	0.0055	37%
TECHO 8	0.0081	0.0064	25%	0.0081	0.0059	38%
TECHO 7	0.0085	0.0067	27%	0.0086	0.0063	38%
TECHO 6	0.0087	0.0068	28%	0.0090	0.0065	38%
TECHO 5	0.0086	0.0067	28%	0.0090	0.0066	37%
TECHO 4	0.0082	0.0064	28%	0.0086	0.0064	36%
TECHO 3	0.0073	0.0057	28%	0.0078	0.0058	35%
TECHO 2	0.0059	0.0046	28%	0.0064	0.0048	33%
TECHO 1	0.0036	0.0028	27%	0.0038	0.0029	32%

#### 5.1.2.4 Análisis comparativo de fuerzas internas en placas

- Placa F6

En la Figura 63, se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la placa F6. Representando una variación máxima del 35% en comparación al análisis dinámico.

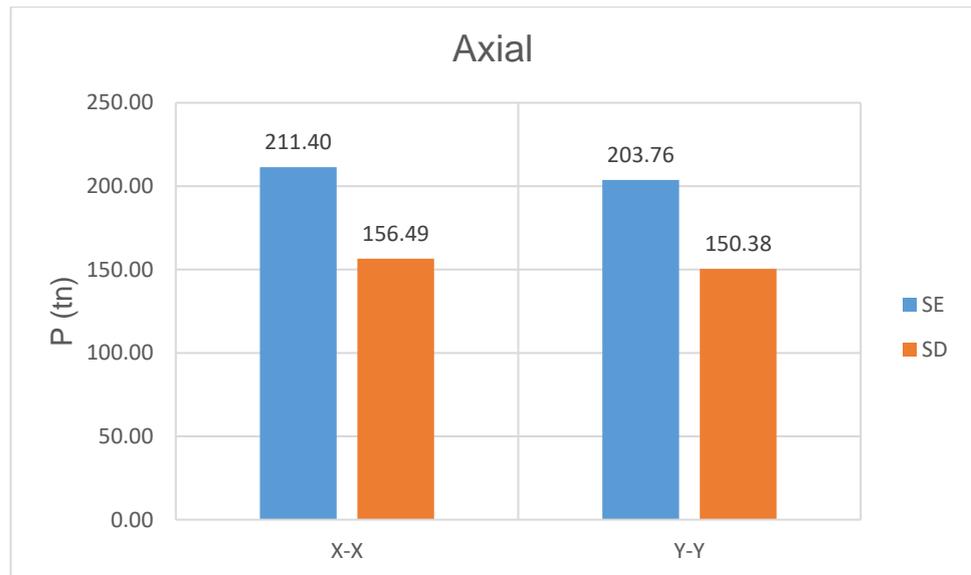


Figura 63: Comparación de cargas axiales por sismo - placa F6.

Tabla 77: Porcentaje de variación entre axiales – placa F6

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
211.40	156.49	35%	203.76	150.38	35%

En las Figuras 64, 65 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la placa F6. Representando una variación máxima del 25% en comparación al análisis dinámico.

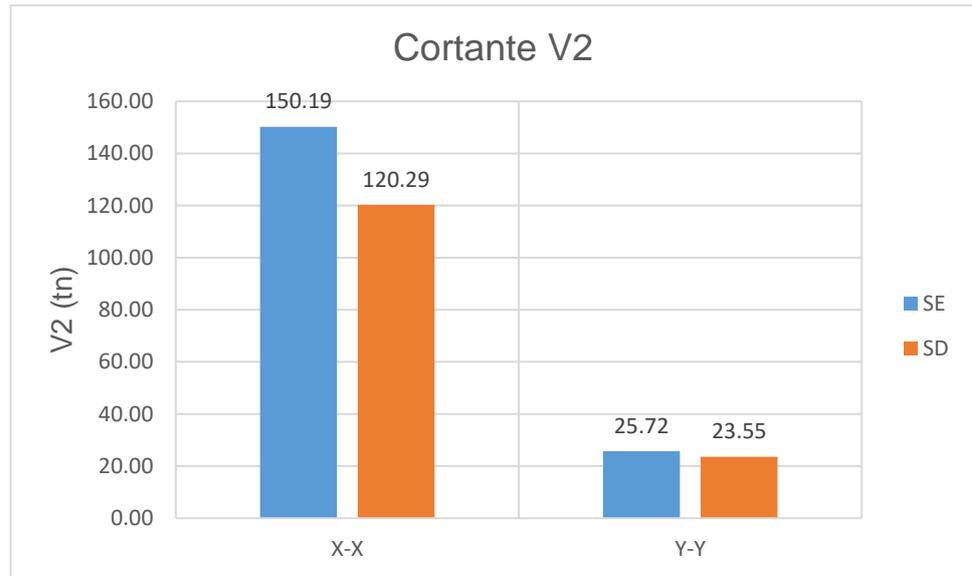


Figura 64: Comparación de cortantes V2 por sismo - placa F6.

Tabla 78: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – placa F6

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
150.19	120.29	25%	25.72	23.55	9%

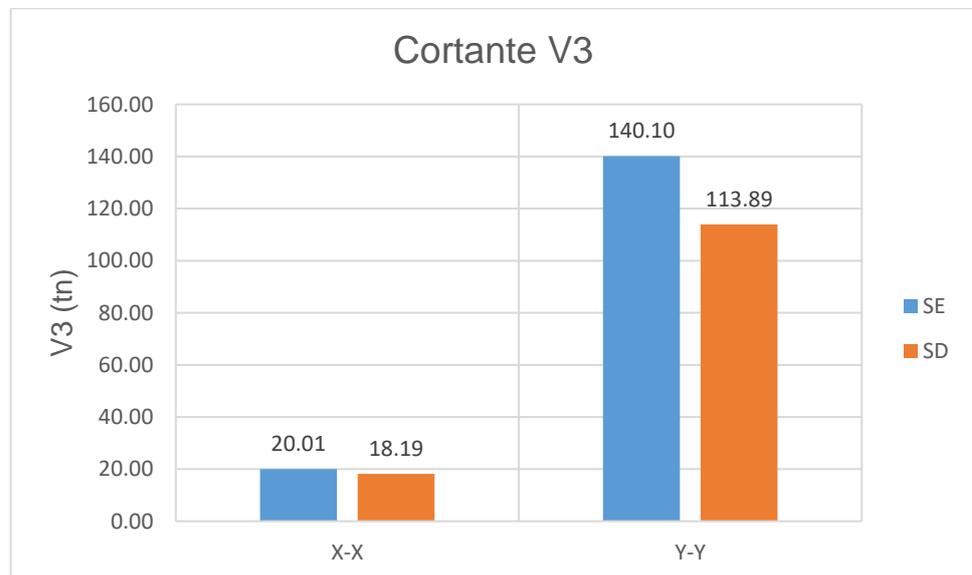


Figura 65: Comparación de cortantes V3 por sismo - placa F6.

Tabla 79: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – placa F6

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V3 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
20.01	18.19	10%	140.10	113.89	23%

En las Figuras 66, 67 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la placa F6. Representando una variación máxima del 38% en comparación al análisis dinámico.

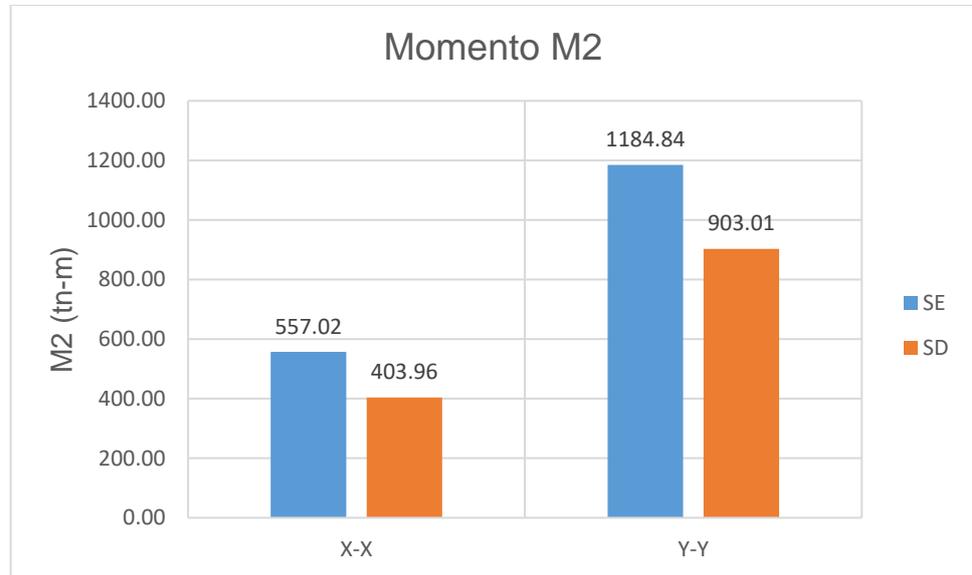


Figura 66: Comparación de momentos M2 por sismo - placa F6.

Tabla 80: Porcentaje de variación entre momentos M2- placa F6

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
557.02	403.96	38%	1184.84	903.01	31%

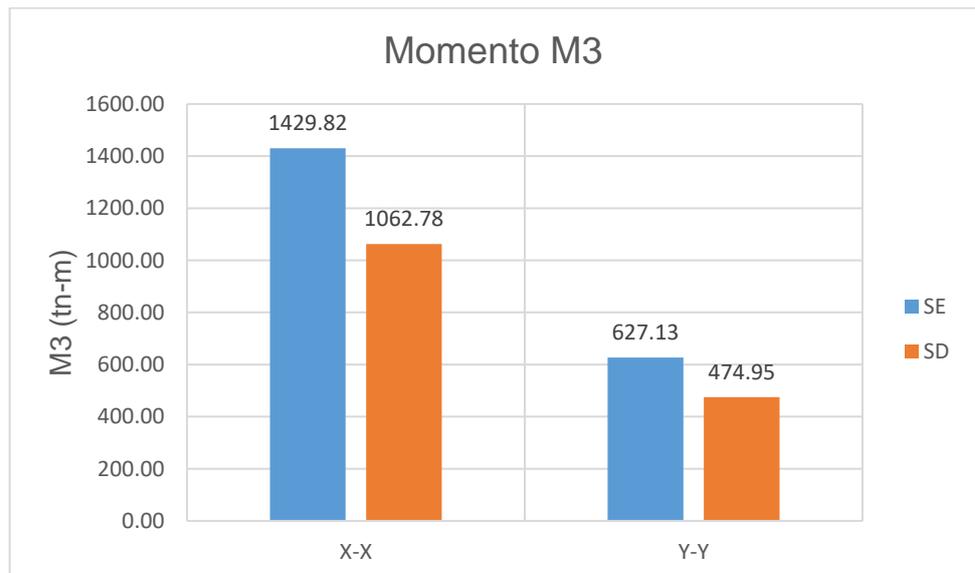


Figura 67: Comparación de momentos M3 por sismo - placa F6.

Tabla 81: Porcentaje de variación entre momentos M3 – placa F6

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
1429.82	1062.78	35%	627.13	474.95	32%

### 5.1.2.5 Análisis comparativo de fuerzas internas en columnas

- Columna A4

En la Figura 68, se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna A4. Representando una variación máxima del 26% en comparación al análisis dinámico.

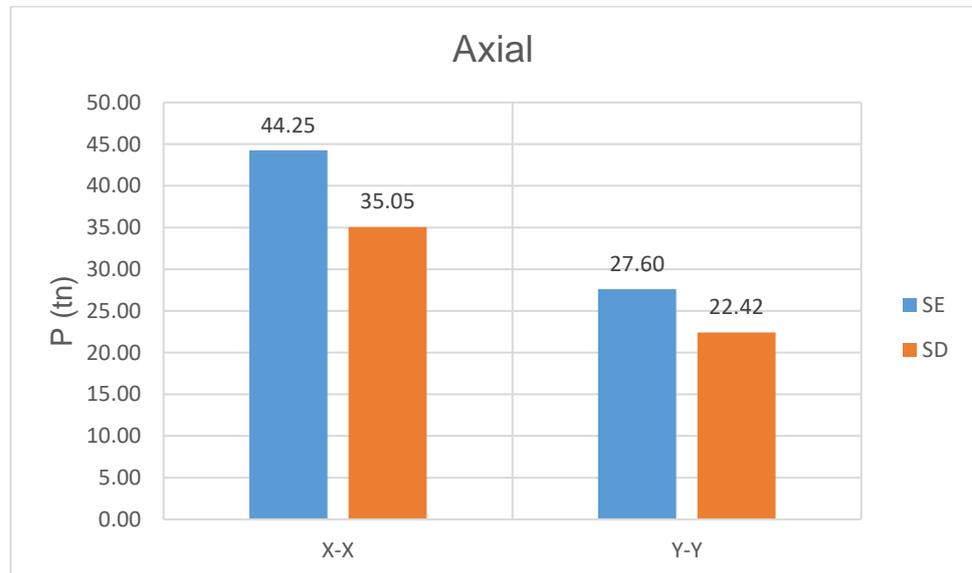


Figura 68: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna A4.

Tabla 82: Porcentaje de variación entre axiales – columna A4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
44.25	35.05	26%	27.60	22.42	23%

En las Figuras 69, 70 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna A4. Representando una variación máxima del 30% en comparación al análisis dinámico.

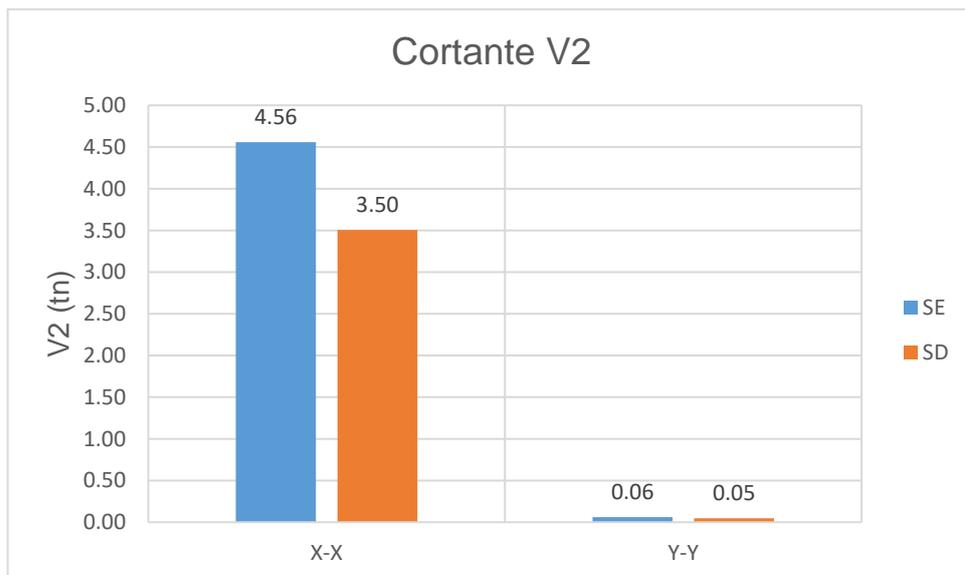


Figura 69: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna A4.

Tabla 83: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna A4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
4.56	3.50	30%	0.06	0.05	31%

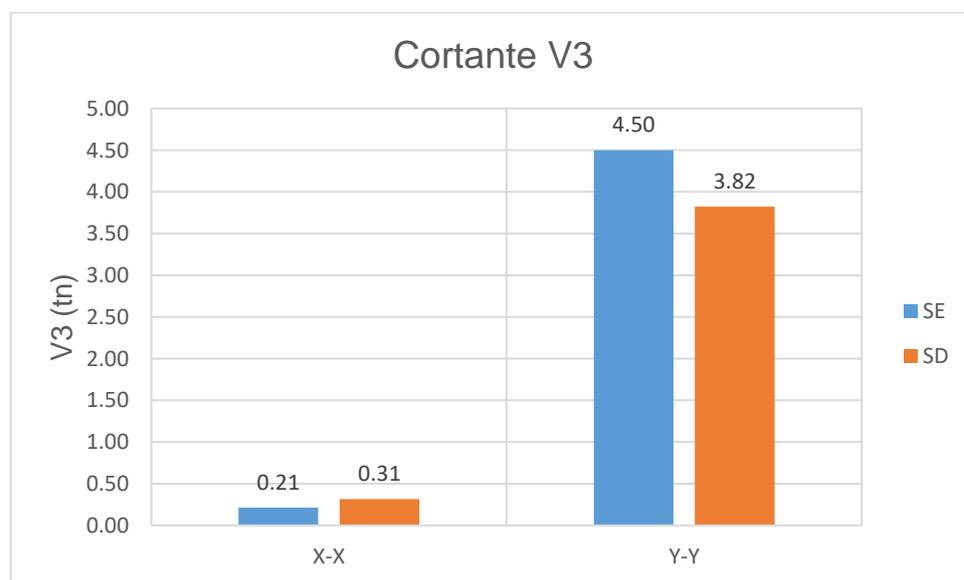


Figura 70: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna A4.

Tabla 84: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna A4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.21	0.31	47%	4.50	3.82	18%

En las Figuras 71, 72 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna A4. Representando una variación máxima del 31% en comparación al análisis dinámico.

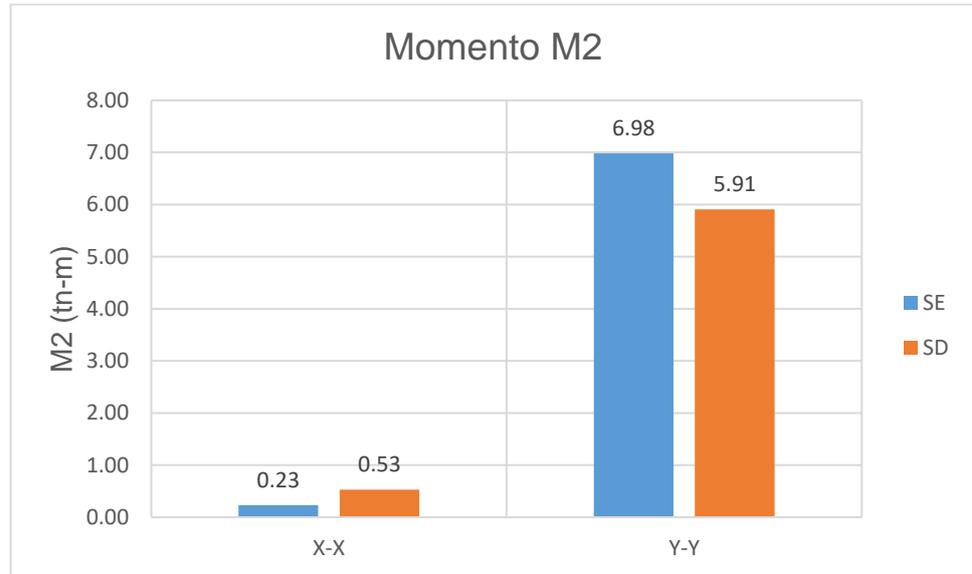


Figura 71: Comparación de momentos M2 por sismo – columna A4.

Tabla 85: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna A4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.23	0.53	128%	6.98	5.91	18%

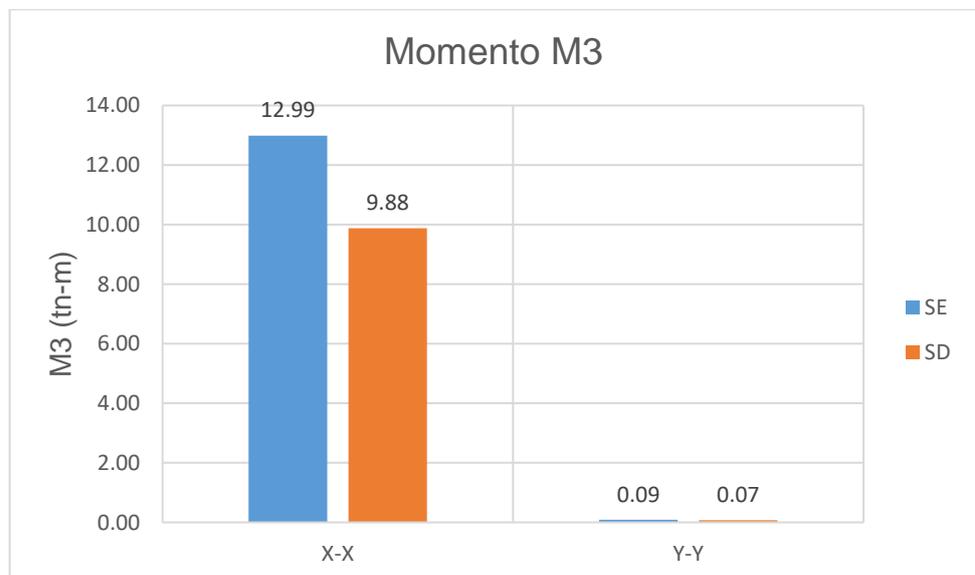


Figura 72: Comparación de momentos M3 por sismo – columna A4.

Tabla 86: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna A4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
12.99	9.88	31%	0.09	0.07	28%

- Columna A5

En la Figura 73 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna A5. Representando una variación máxima del 41% en comparación al análisis dinámico.

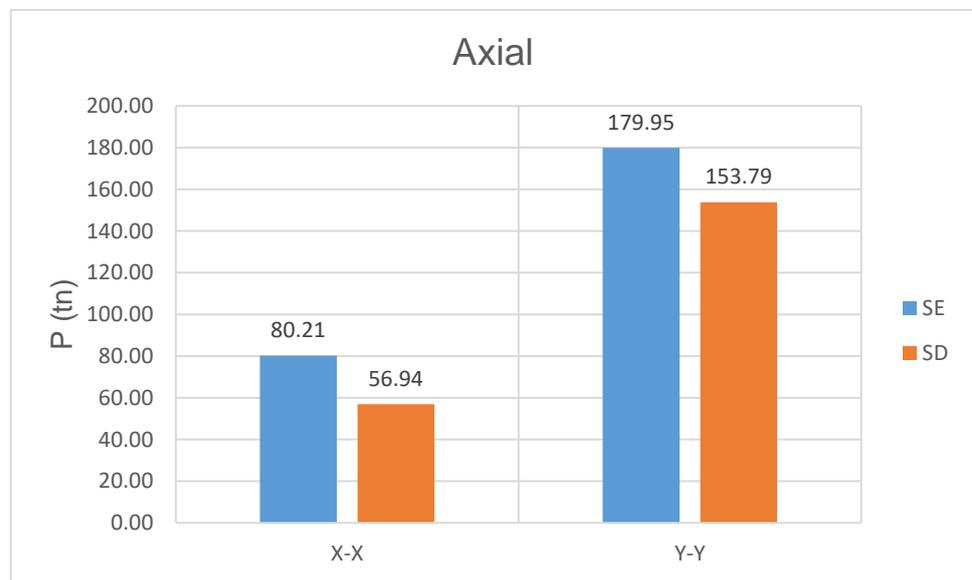


Figura 73: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna A5.

Tabla 87: Porcentaje de variación entre axiales – columna A5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
80.21	56.94	41%	179.95	153.79	17%

En las Figuras 74, 75 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna A5. Representando una variación máxima del 40% en comparación al análisis dinámico.

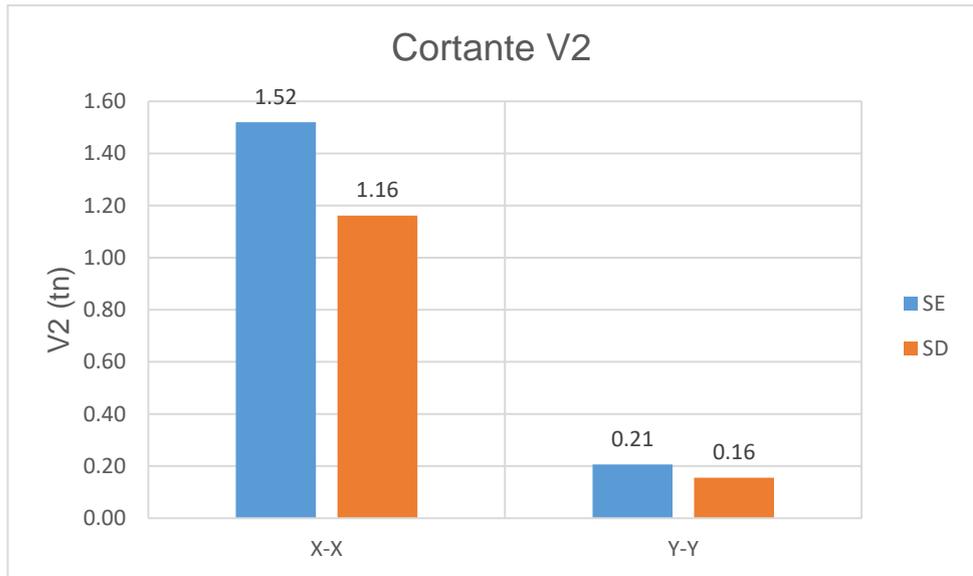


Figura 74: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna A5.

Tabla 88: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna A5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
1.52	1.16	31%	0.21	0.16	33%

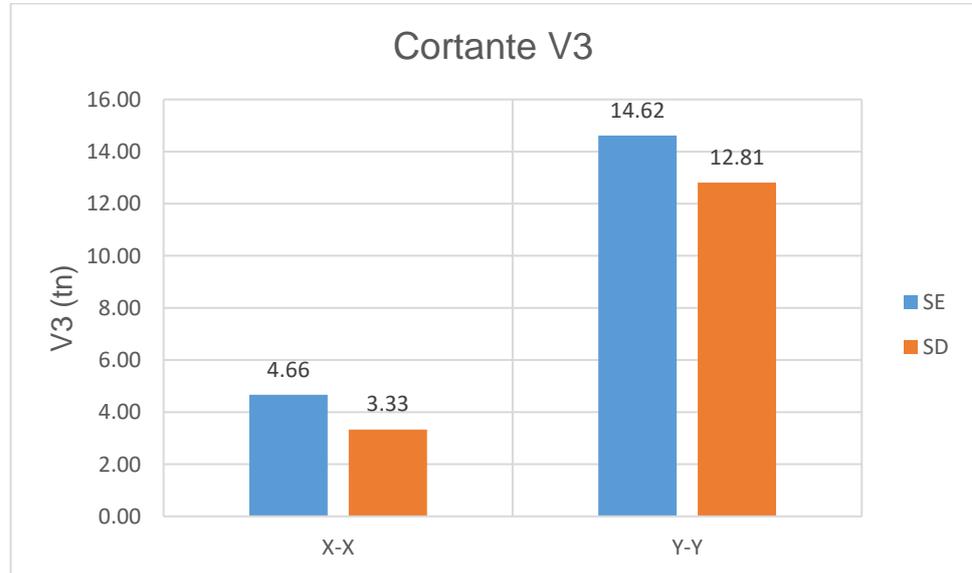


Figura 75: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna A5.

Tabla 89: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna A5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
4.66	3.33	40%	14.62	12.81	14%

En las Figuras 76, 77 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna A5. Representando una variación máxima del 40% en comparación al análisis dinámico.

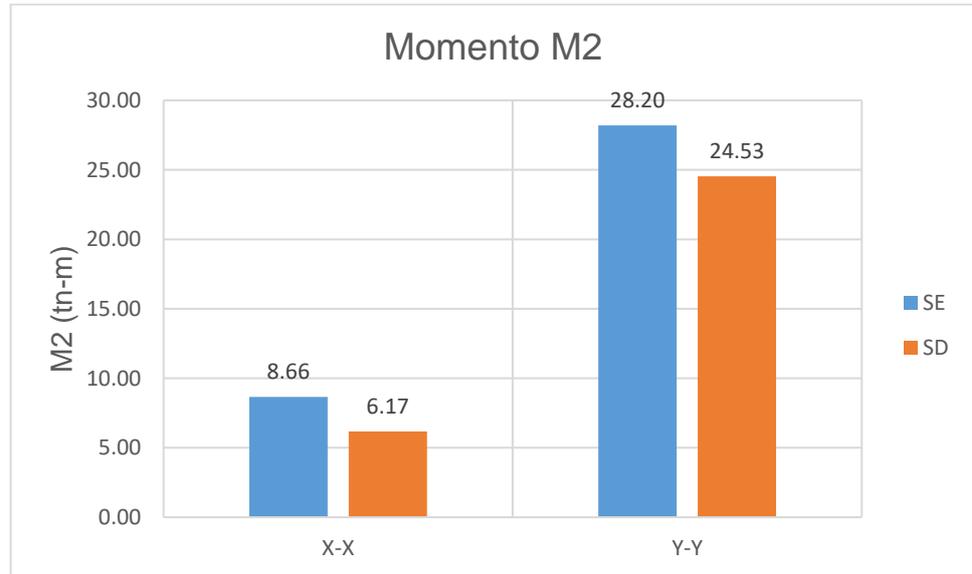


Figura 76: Comparación de momentos M2 por sismo – columna A5.

Tabla 90: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna A5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
8.66	6.17	40%	28.20	24.53	15%

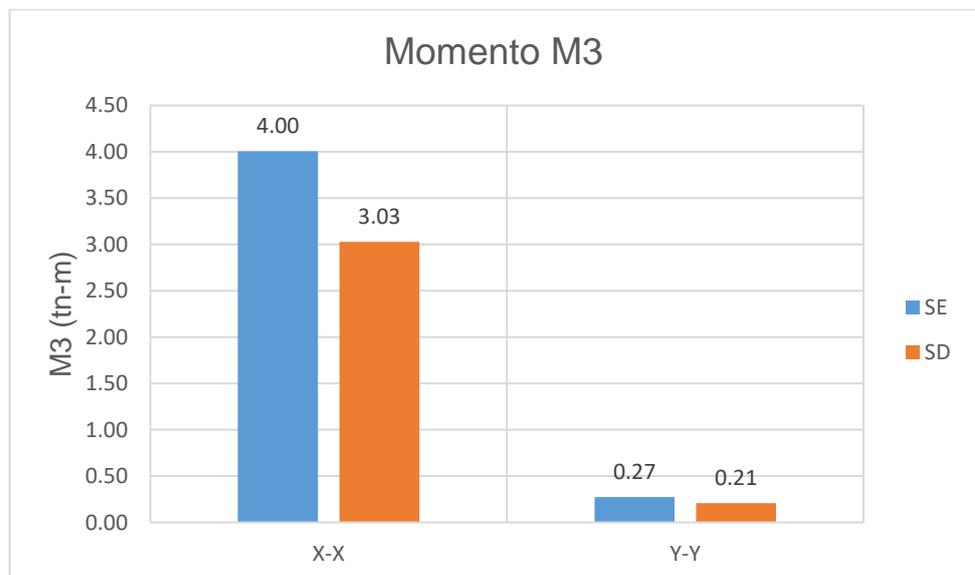


Figura 77: Comparación de momentos M3 por sismo – columna A5.

Tabla 91: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna A5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
4.00	3.03	32%	0.27	0.21	31%

- Columna B4

En la Figura 78 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna B4. Representando una variación máxima del 26% en comparación al análisis dinámico.

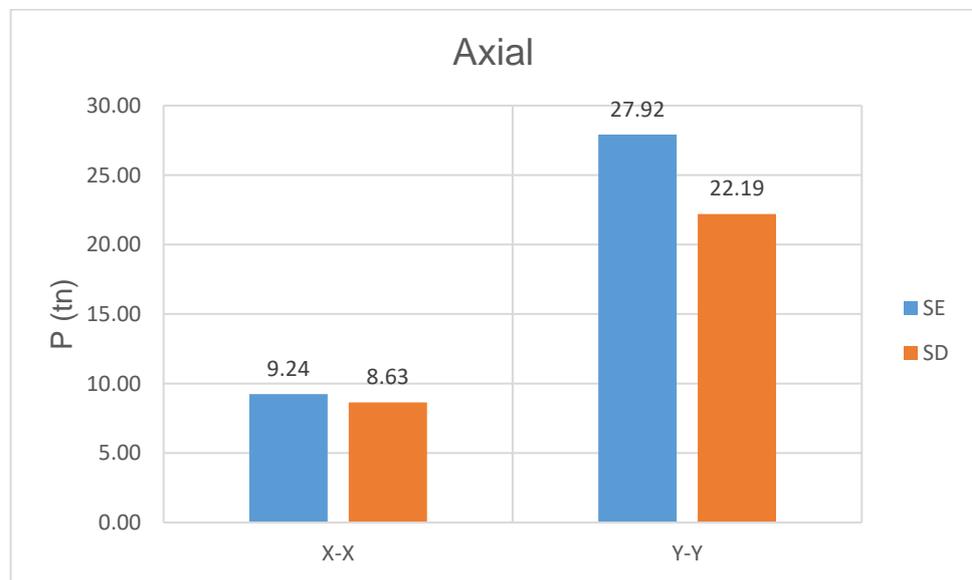


Figura 78: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna B4.

Tabla 92: Porcentaje de variación entre axiales – columna B4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
9.24	8.63	7%	27.92	22.19	26%

En las Figuras 79, 80 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna B4. Representando una variación máxima del 31% en comparación al análisis dinámico.

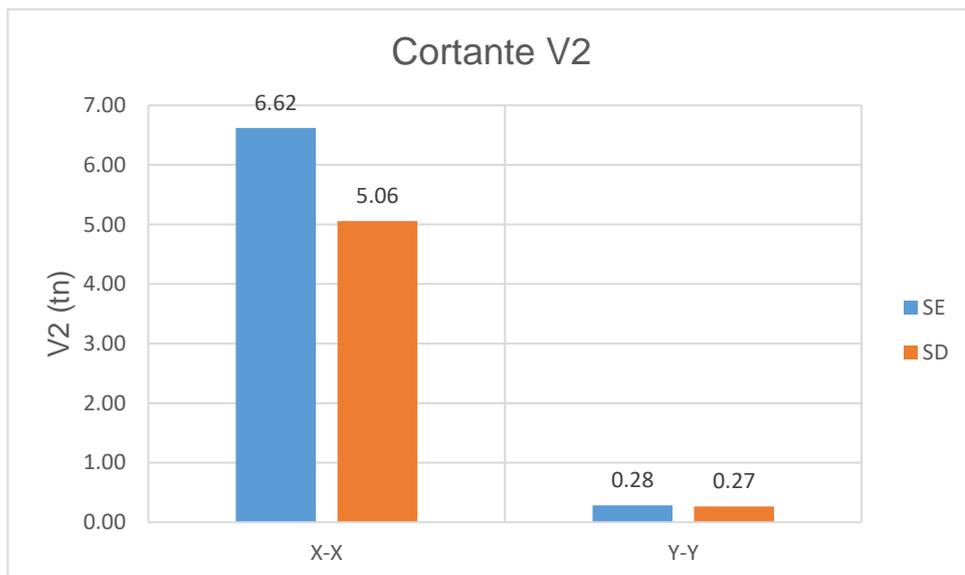


Figura 79: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna B4.

Tabla 93: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna B4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
6.62	5.06	31%	0.28	0.27	7%

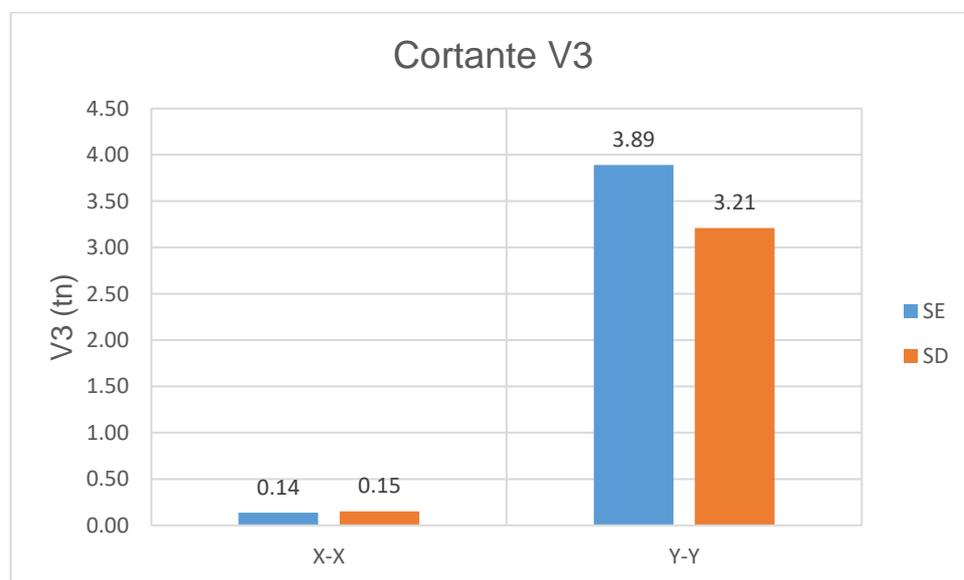


Figura 80: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna B4.

Tabla 94: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna B4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.14	0.15	10%	3.89	3.21	21%

En las Figuras 81, 82 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna B4. Representando una variación máxima del 32% en comparación al análisis dinámico.

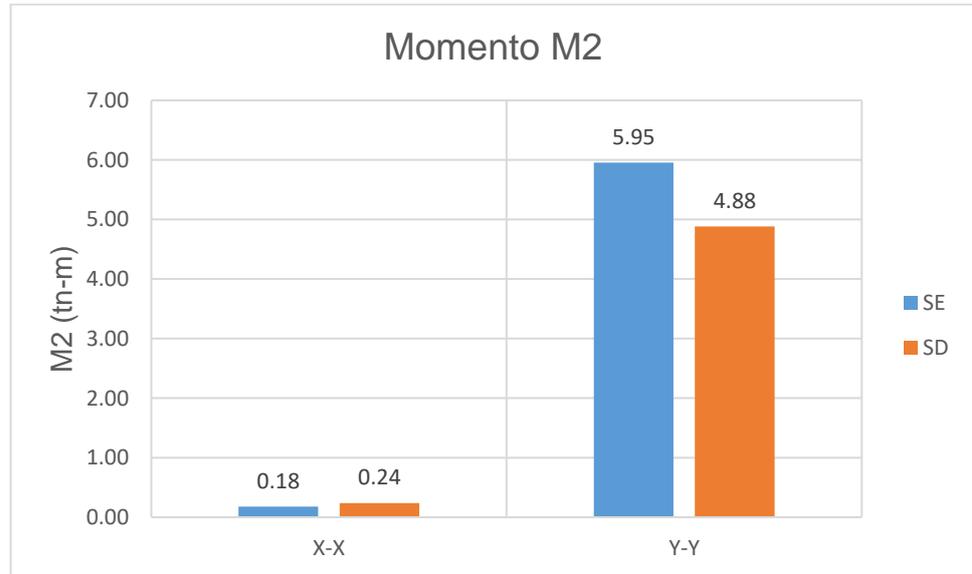


Figura 81: Comparación de momentos M2 por sismo – columna B4.

Tabla 95: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna B4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.18	0.24	34%	5.95	4.88	22%

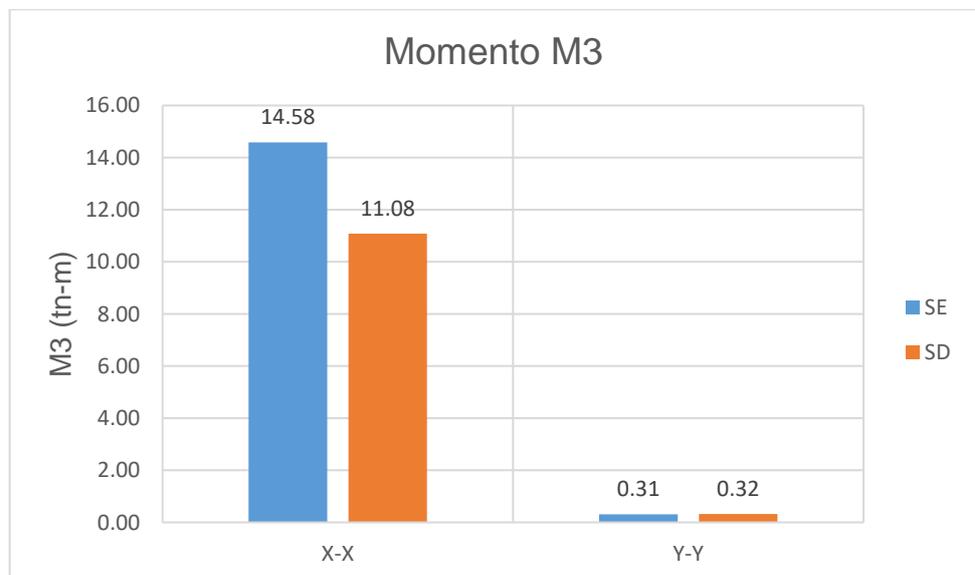


Figura 82: Comparación de momentos M3 por sismo – columna B4.

Tabla 96: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna B4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
14.58	11.08	32%	0.31	0.32	5%

- Columna B5

En la Figura 83 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna B5. Representando una variación máxima del 37% en comparación al análisis dinámico.

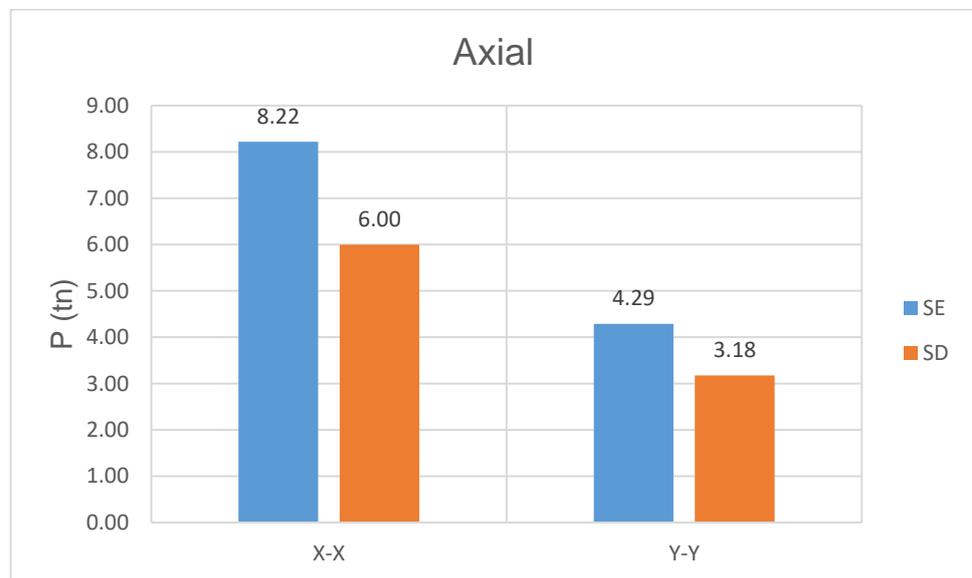


Figura 83: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna B5.

Tabla 97: Porcentaje de variación entre axiales – columna B5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
8.22	6.00	37%	4.29	3.18	35%

En las Figuras 84, 85 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna B5. Representando una variación máxima del 31% en comparación al análisis dinámico.

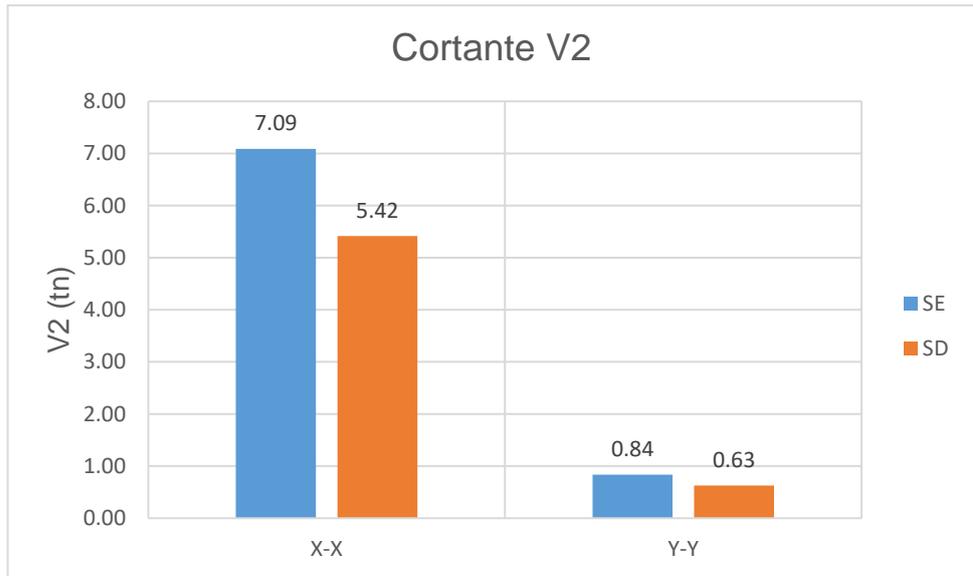


Figura 84: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna B5.

Tabla 98: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna B5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
7.09	5.42	31%	0.84	0.63	33%

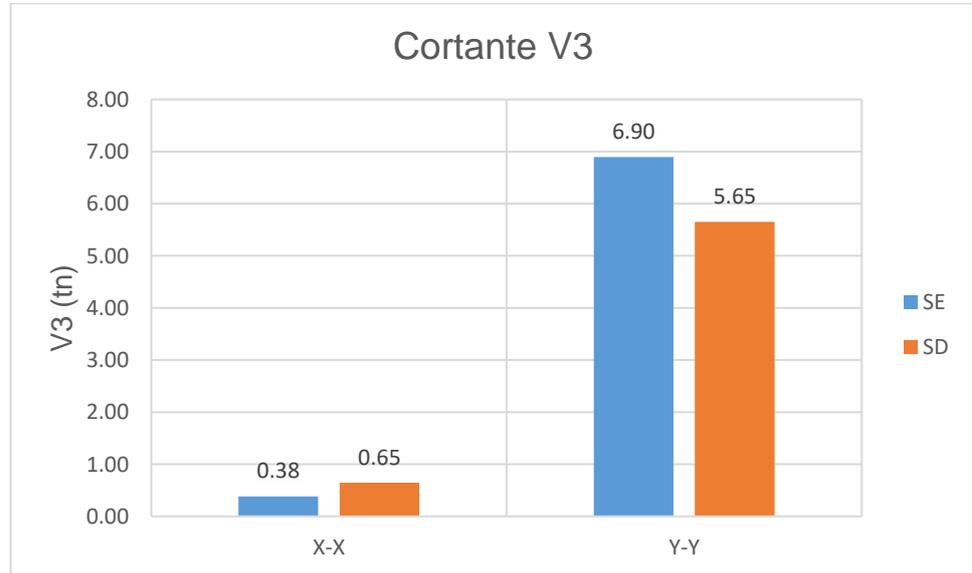


Figura 85: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna B5.

Tabla 99: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna B5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.38	0.65	69%	6.90	5.65	22%

En las Figuras 86, 87 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna B5. Representando una variación máxima del 32% en comparación al análisis dinámico.

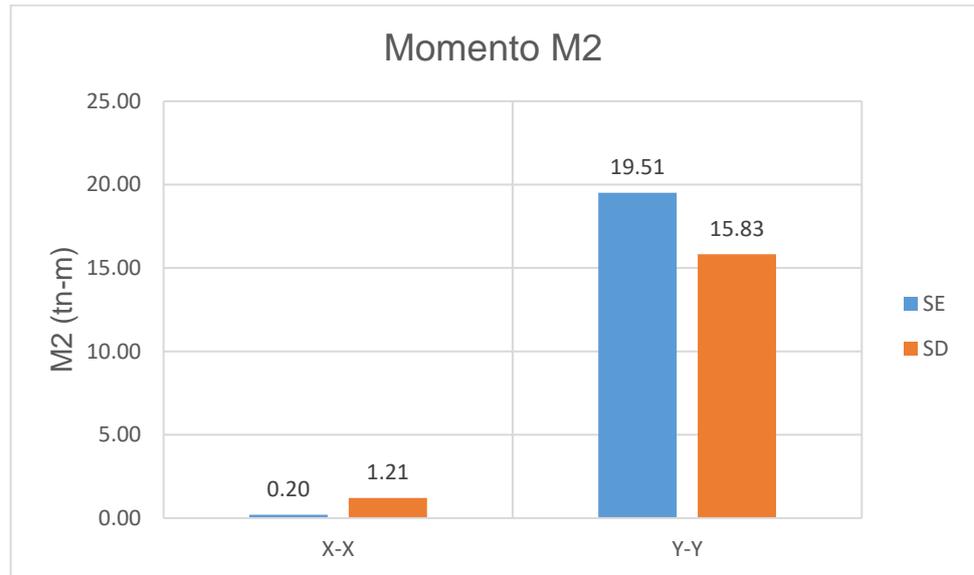


Figura 86: Comparación de momentos M2 por sismo – columna B5.

Tabla 100: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna B5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.20	1.21	503%	19.51	15.83	23%

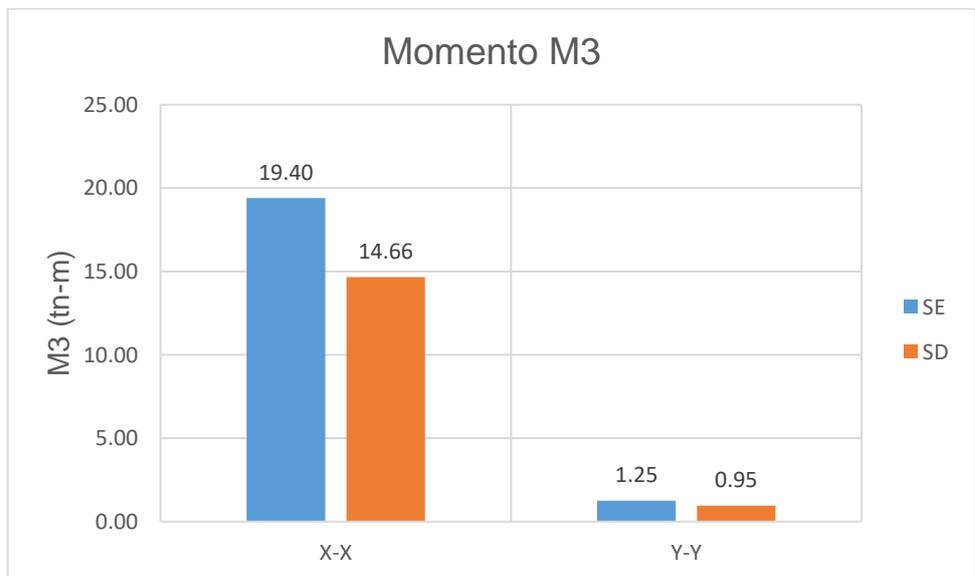


Figura 87: Comparación de momentos M3 por sismo – columna B5.

Tabla 101: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna B5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
19.40	14.66	32%	1.25	0.95	31%

- Columna B6

En la Figura 88 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna B6. Representando una variación máxima del 38% en comparación al análisis dinámico.

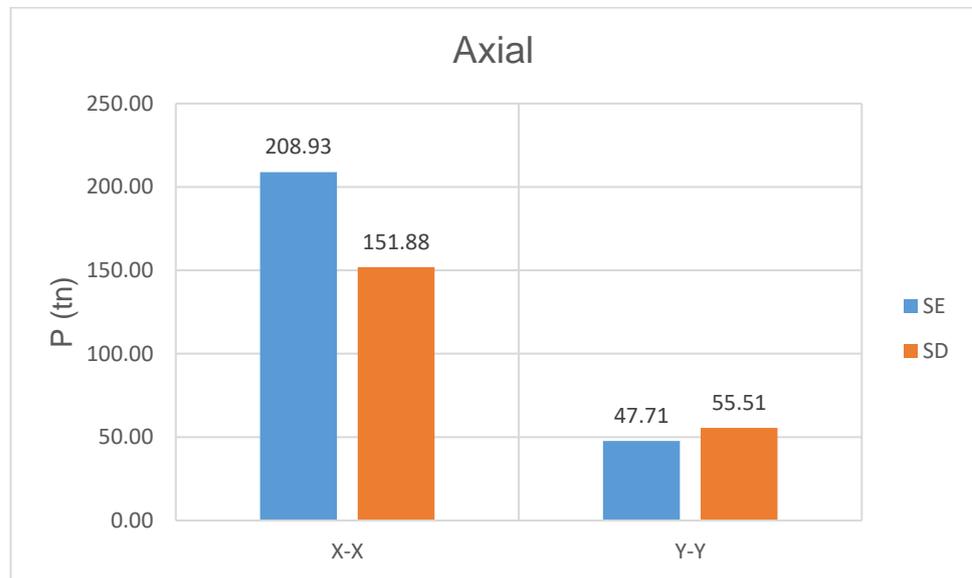


Figura 88: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna B6.

Tabla 102: Porcentaje de variación entre axiales – columna B6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
208.93	151.88	38%	47.71	55.51	16%

En las Figuras 89, 90 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna B6. Representando una variación máxima del 32% en comparación al análisis dinámico.

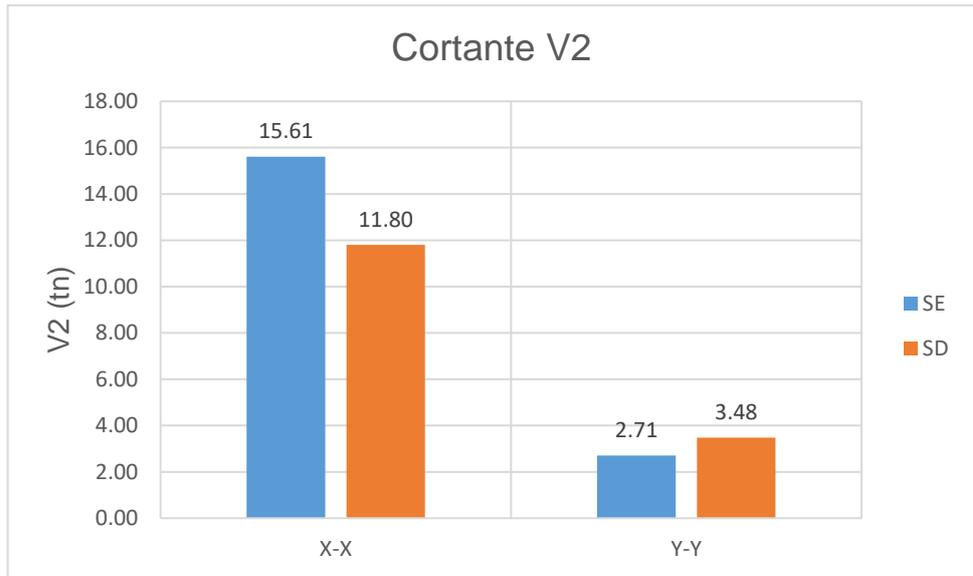


Figura 89: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna B6.

Tabla 103: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna B6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
15.61	11.80	32%	2.71	3.48	29%

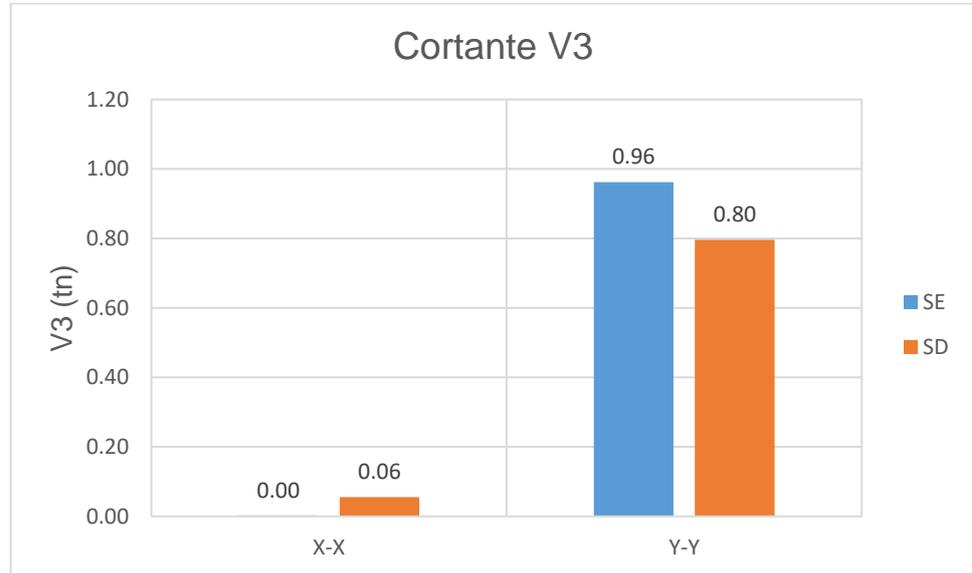


Figura 90: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna B6.

Tabla 104: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna B6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.00	0.06	-	0.96	0.80	21%

En las Figuras 91, 92 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna B6. Representando una variación máxima del 33% en comparación al análisis dinámico.

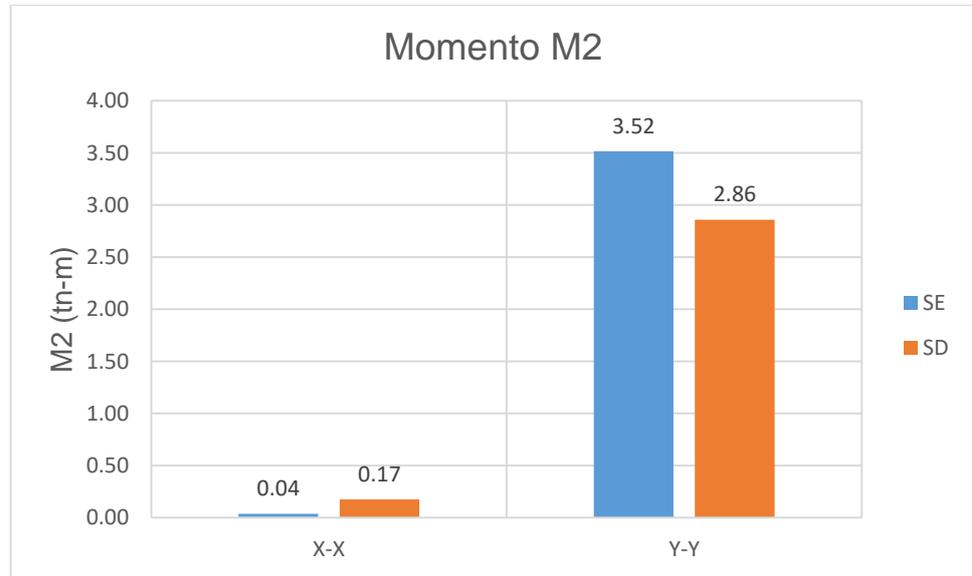


Figura 91: Comparación de momentos M2 por sismo – columna B6.

Tabla 105: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna B6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.04	0.17	372%	3.52	2.86	23%

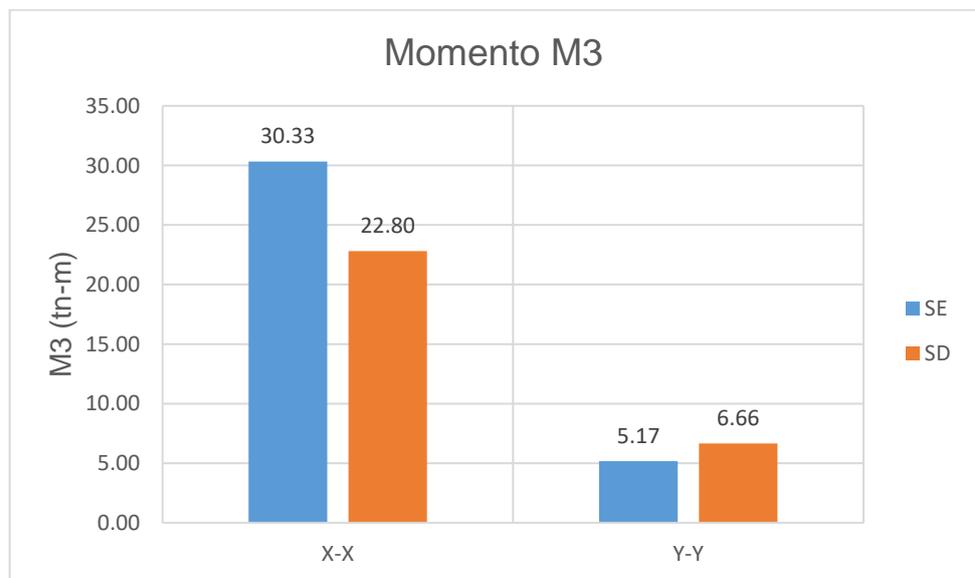


Figura 92: Comparación de momentos M3 por sismo – columna B6.

Tabla 106: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna B6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
30.33	22.80	33%	5.17	6.66	29%

- Columna C4

En la Figura 93 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna C4. Representando una variación máxima del 36% en comparación al análisis dinámico.

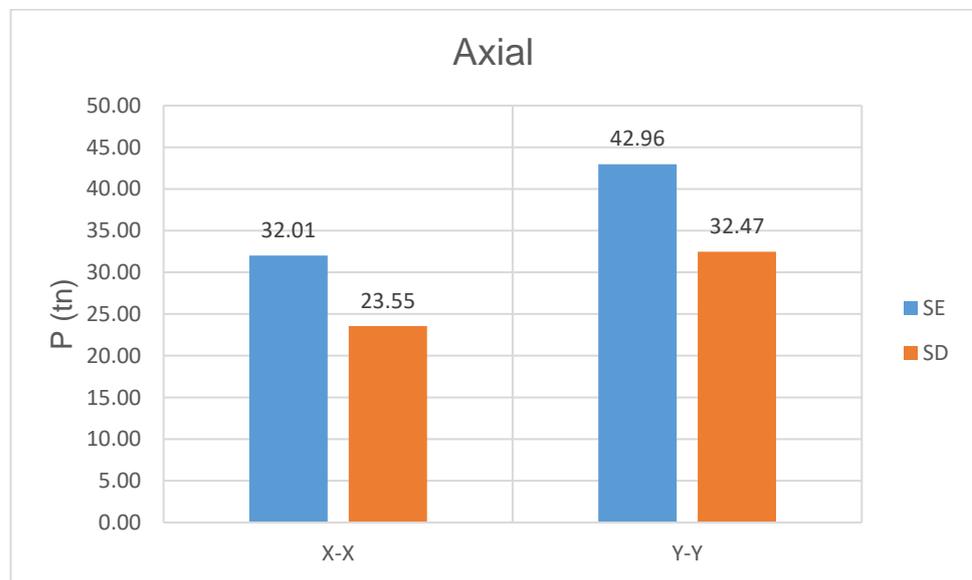


Figura 93: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C4.

Tabla 107: Porcentaje de variación entre axiales – columna C4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
32.01	23.55	36%	42.96	32.47	32%

En las Figuras 94, 95 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna C4. Representando una variación máxima del 30% en comparación al análisis dinámico.

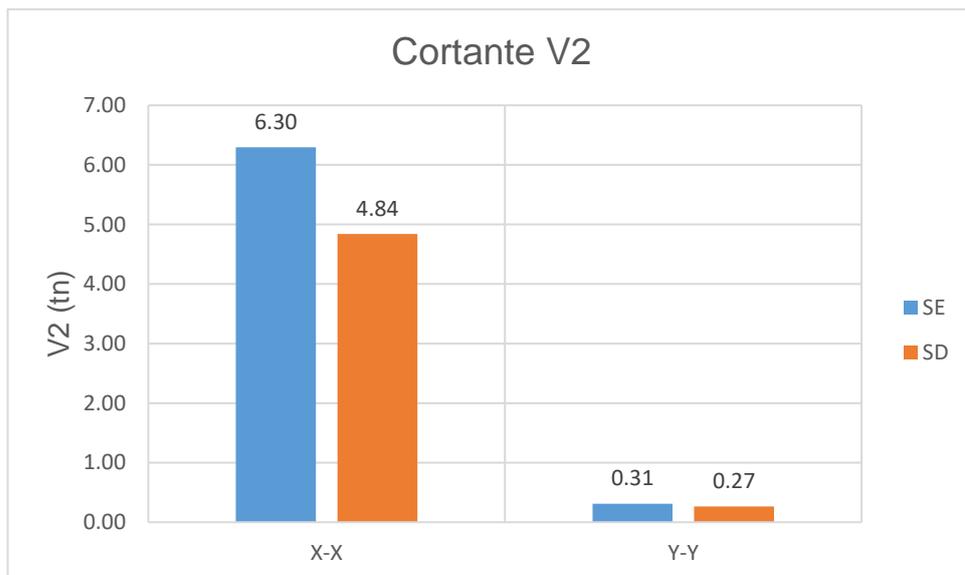


Figura 94: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C4.

Tabla 108: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
6.30	4.84	30%	0.31	0.27	16%

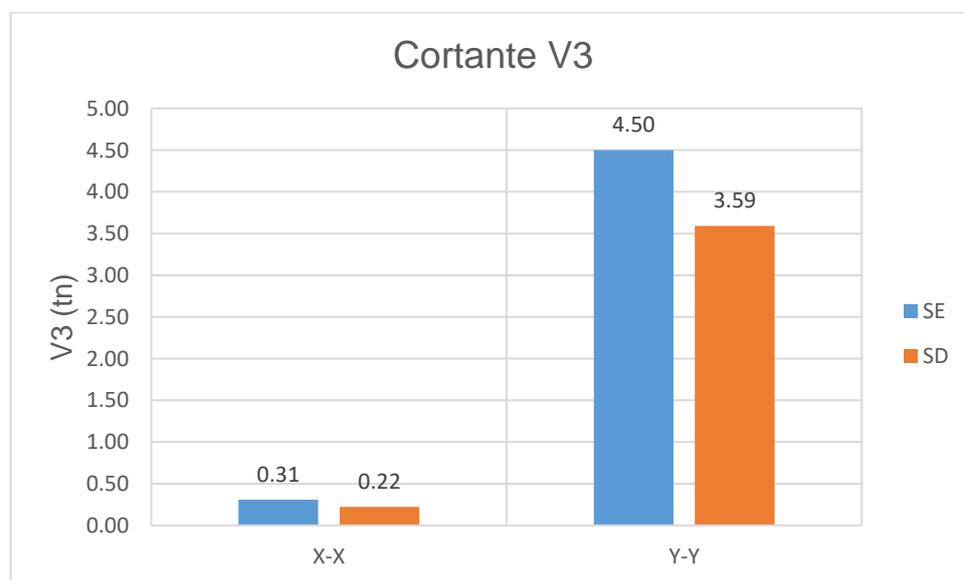


Figura 95: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C4.

Tabla 109: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.31	0.22	39%	4.50	3.59	25%

En las Figuras 96, 97 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna C4. Representando una variación máxima del 31% en comparación al análisis dinámico.

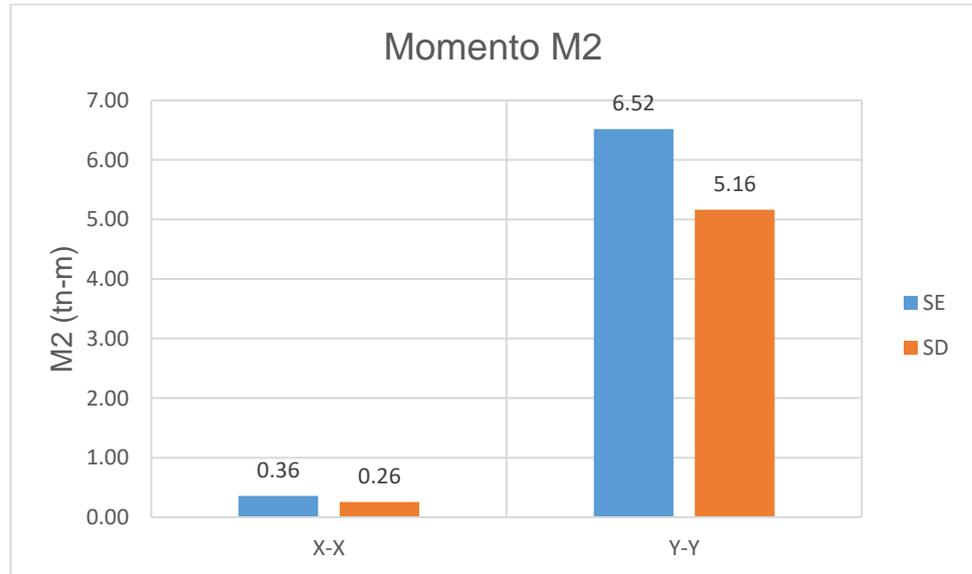


Figura 96: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C4.

Tabla 110: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.36	0.26	40%	6.52	5.16	26%

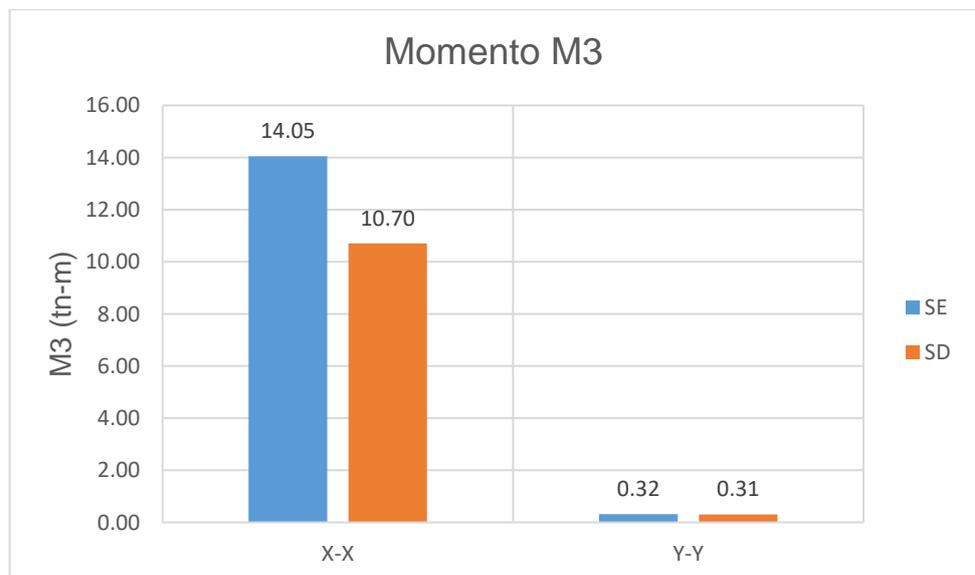


Figura 97: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C4.

Tabla 111: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C4.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
14.05	10.70	31%	0.32	0.31	4%

- Columna C4'

En la Figura 98 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna C4'. Representando una variación máxima del 36% en comparación al análisis dinámico.

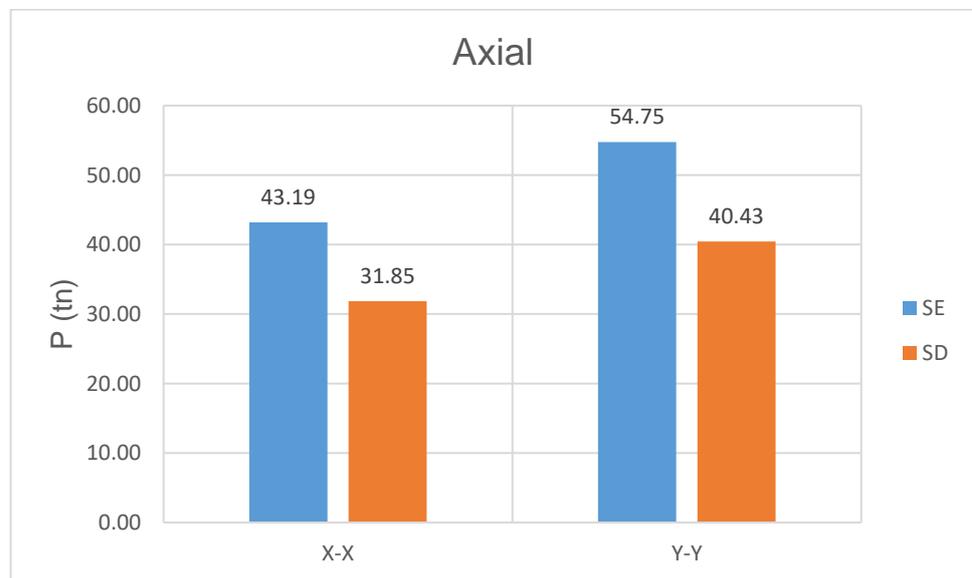


Figura 98: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C4'.

Tabla 112: Porcentaje de variación entre axiales – columna C4'.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
43.19	31.85	36%	54.75	40.43	35%

En las Figuras 99, 100 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna C4'. Representando una variación máxima del 30% en comparación al análisis dinámico.

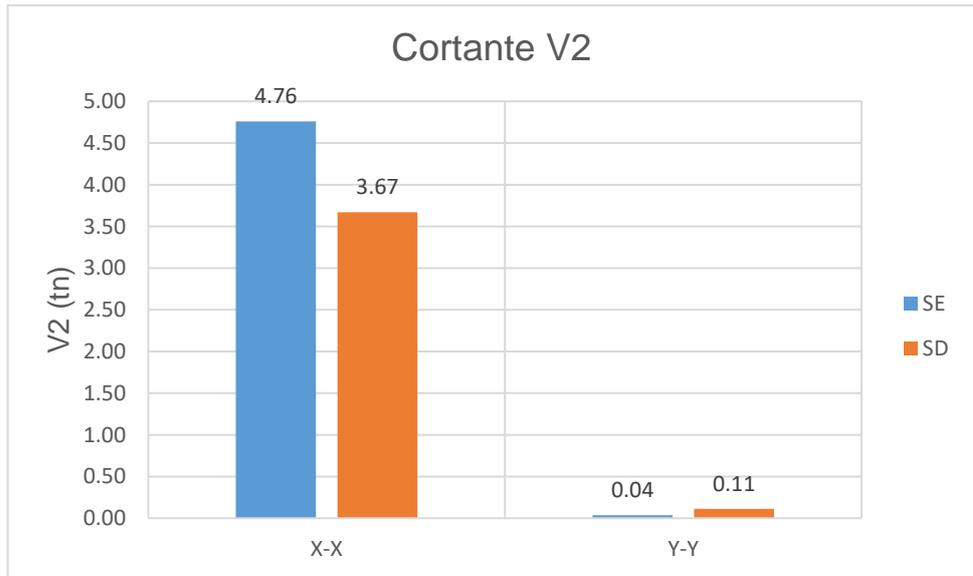


Figura 99: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C4'.

Tabla 113: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C4'.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
4.76	3.67	30%	0.04	0.11	205%

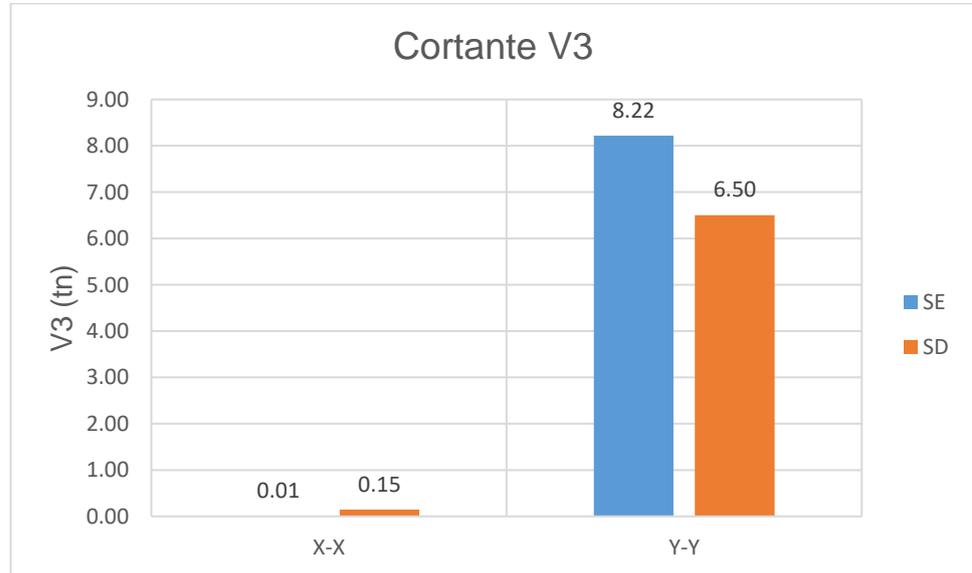


Figura 100: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C4'.

Tabla 114: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C4'.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.01	0.15	1280%	8.22	6.50	26%

En las Figuras 101, 102 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna C4'. Representando una variación máxima del 31% en comparación al análisis dinámico.

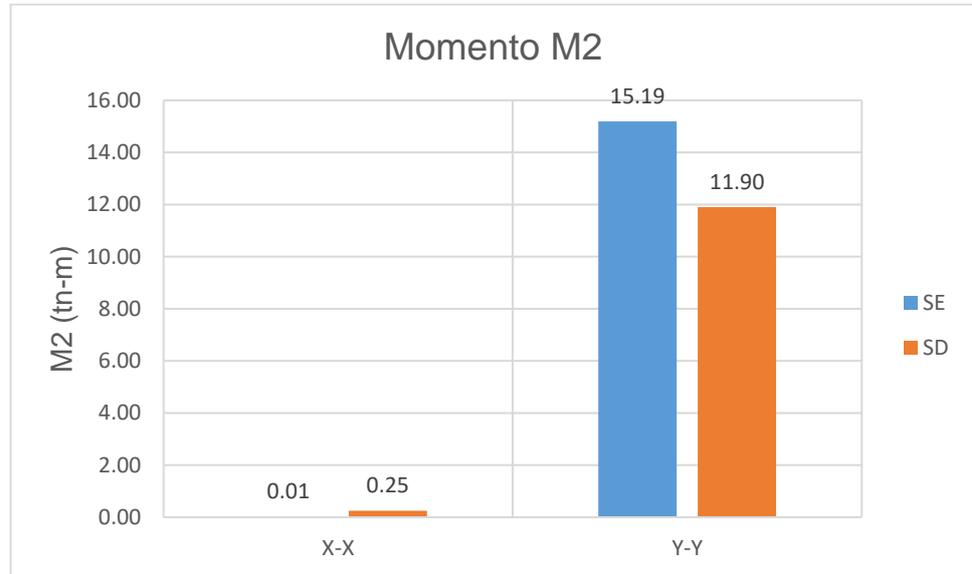


Figura 101: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C4'.

Tabla 115: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C4'.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.01	0.25	2587%	15.19	11.90	28%

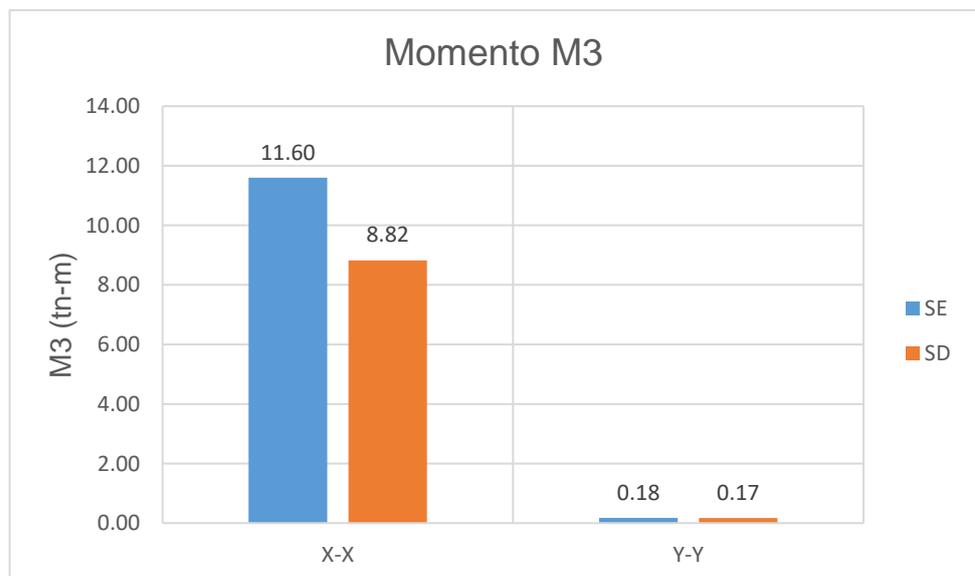


Figura 102: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C4'.

Tabla 116: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C4'.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
11.60	8.82	31%	0.18	0.17	4%

- Columna C5

En la Figura 103 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna C5. Representando una variación máxima del 36% en comparación al análisis dinámico.

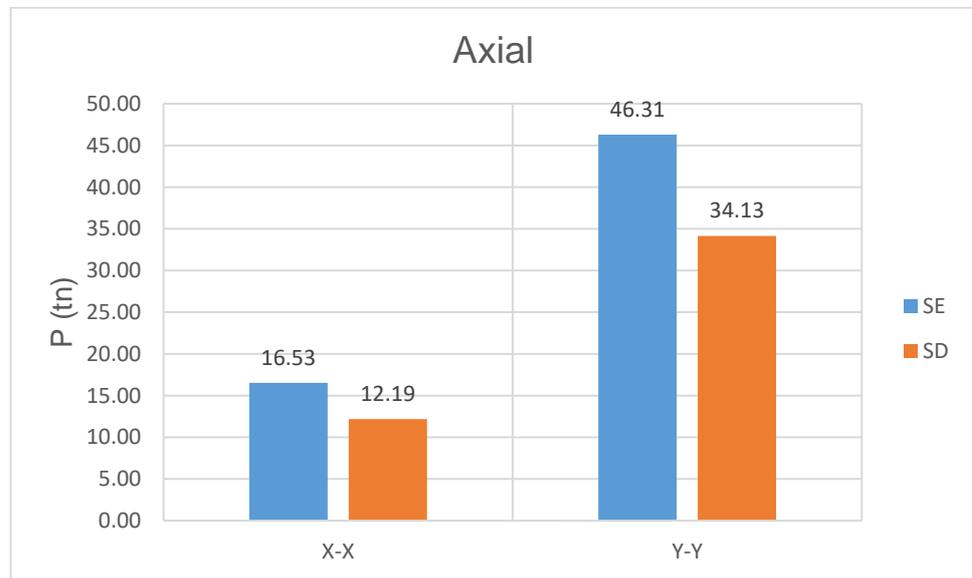


Figura 103: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C5.

Tabla 117: Porcentaje de variación entre axiales – columna C5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
16.53	12.19	36%	46.31	34.13	36%

En las Figuras 104, 105 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna C5. Representando una variación máxima del 32% en comparación al análisis dinámico.

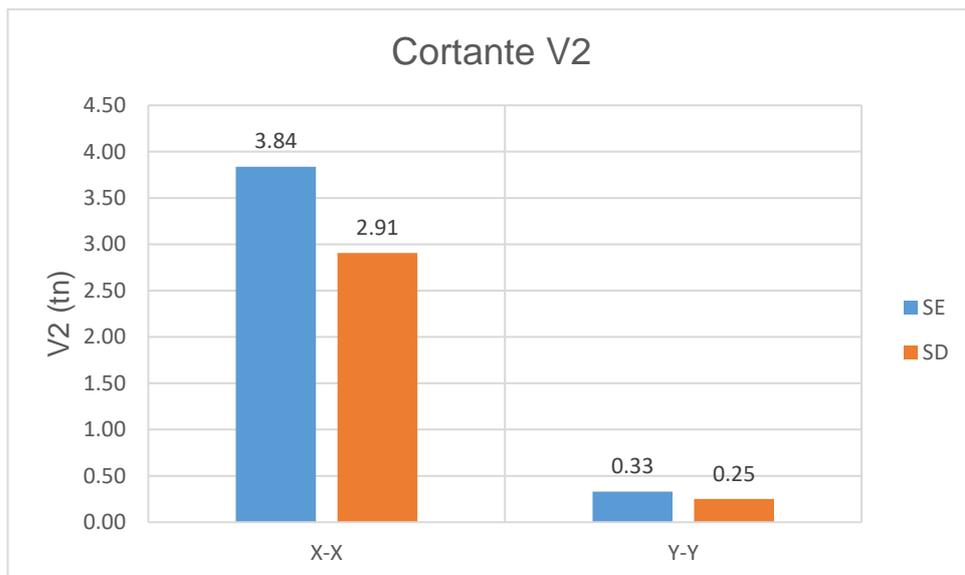


Figura 104: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C5.

Tabla 118: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
3.84	2.91	32%	0.33	0.25	32%

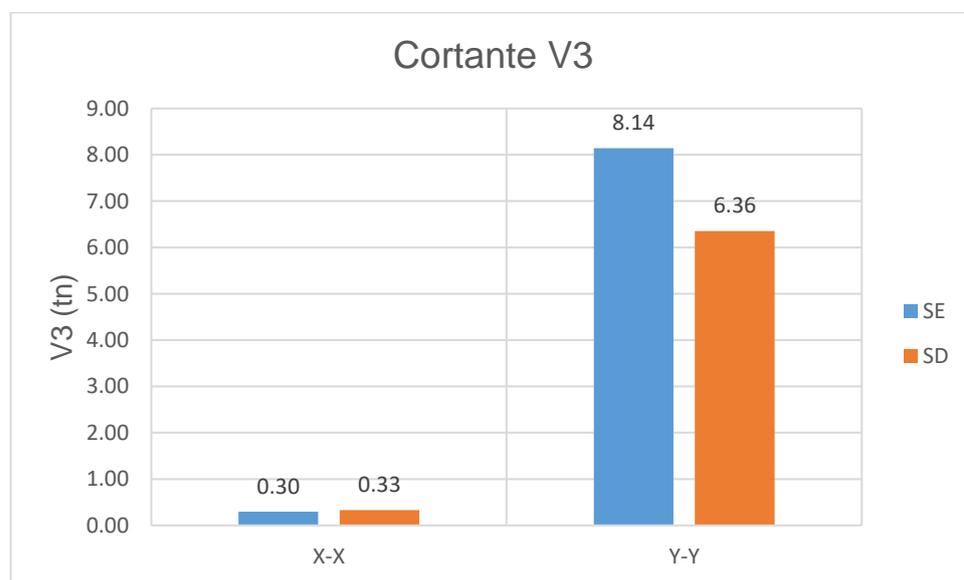


Figura 105: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C5.

Tabla 119: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.30	0.33	12%	8.14	6.36	28%

En las Figuras 106, 107 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna C5. Representando una variación máxima del 32% en comparación al análisis dinámico.

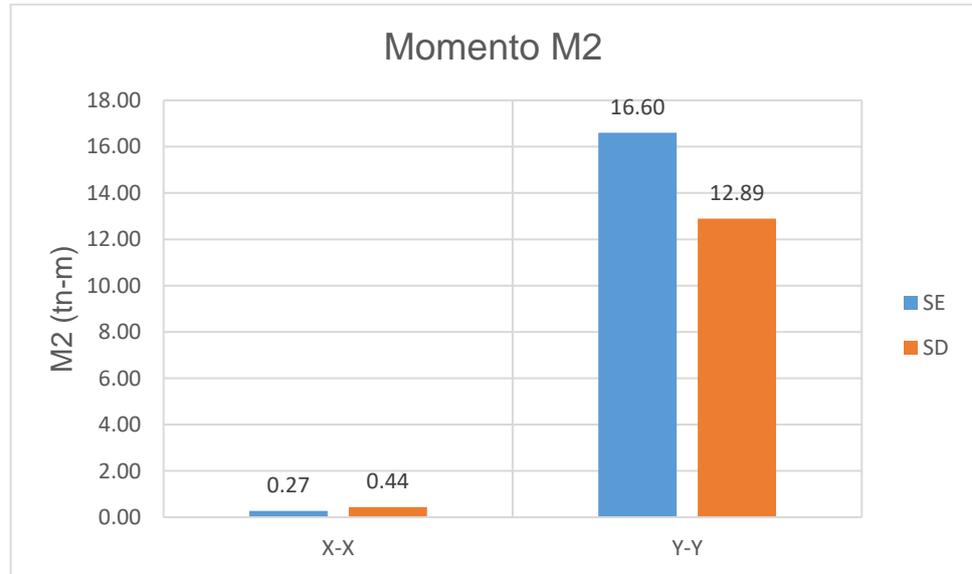


Figura 106: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C5.

Tabla 120: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.27	0.44	60%	16.60	12.89	29%

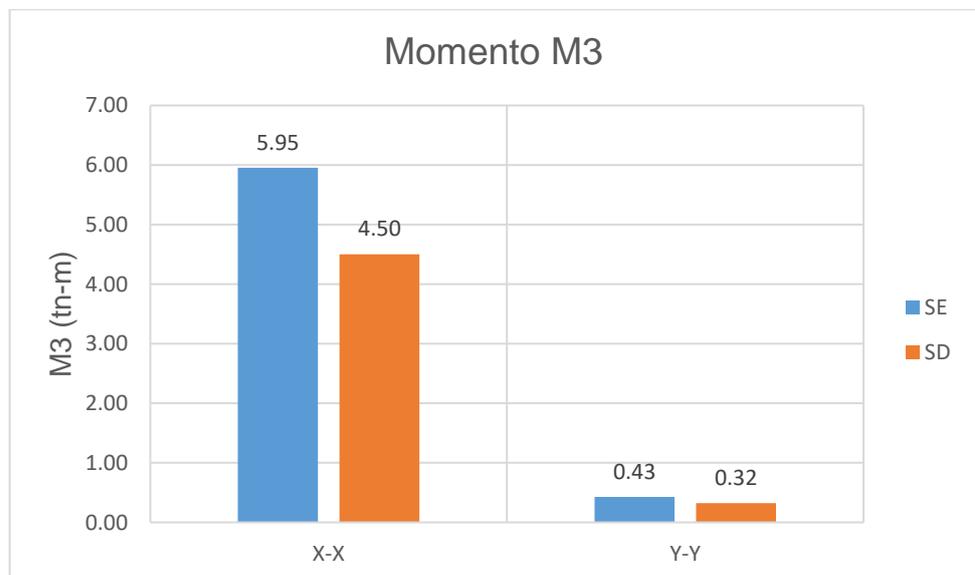


Figura 107: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C5.

Tabla 121: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C5.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M3 (tn-m)		Var.	Momento M3 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
5.95	4.50	32%	0.43	0.32	32%

- Columna C6

En la Figura 108 se muestra la comparación de fuerzas axiales por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerza axial produce a la columna C6. Representando una variación máxima del 40% en comparación al análisis dinámico.

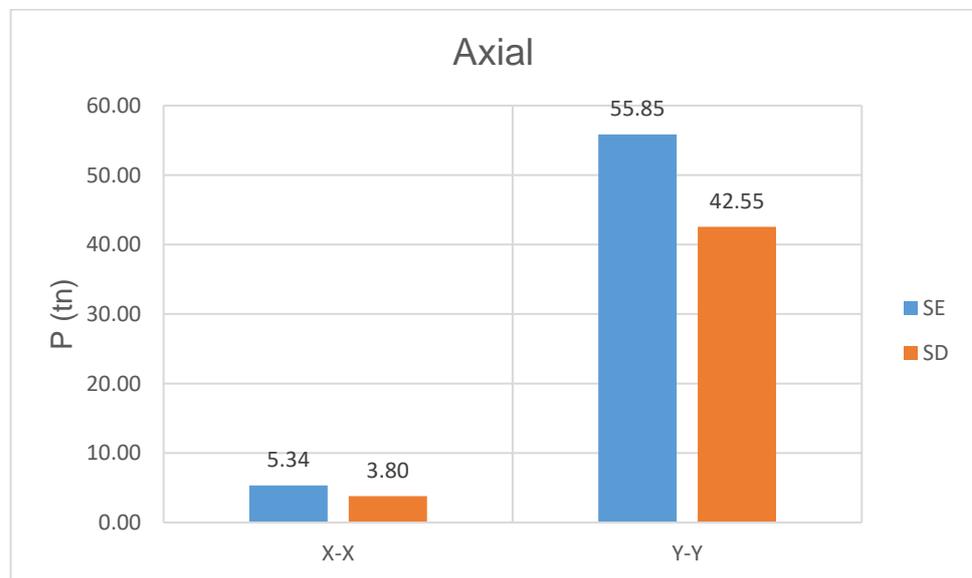


Figura 108: Comparación de fuerzas axiales por sismo – columna C6.

Tabla 122: Porcentaje de variación entre axiales – columna C6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Axial (Tn)		Var.	Axial (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
5.34	3.80	40%	55.85	42.55	31%

En las Figuras 109, 110 se muestra la comparación de fuerzas cortantes V2 y V3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que más fuerzas cortantes produce a la columna C6. Representando una variación máxima del 33% en comparación al análisis dinámico.

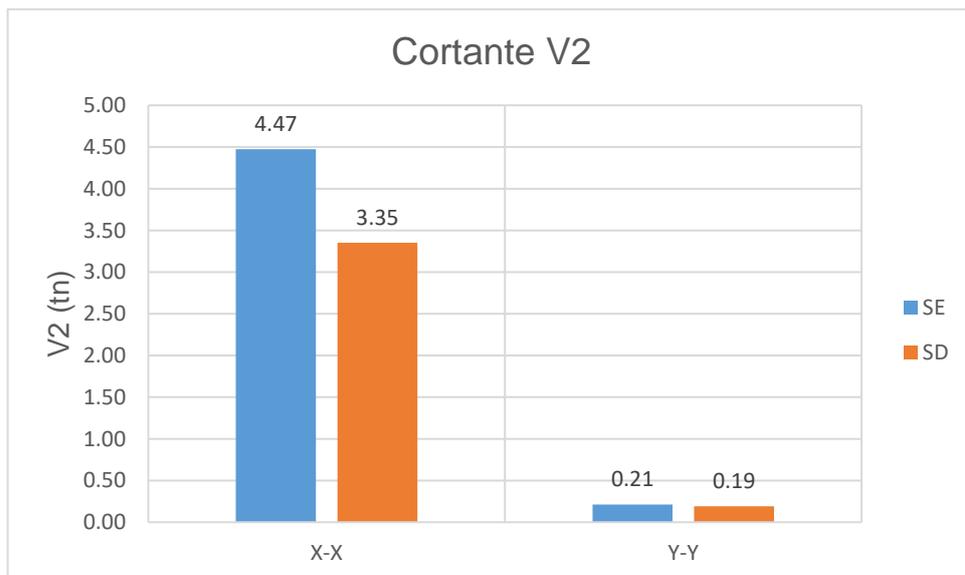


Figura 109: Comparación de cortantes V2 por sismo – columna C6.

Tabla 123: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – columna C6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V2 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
4.47	3.35	33%	0.21	0.19	10%

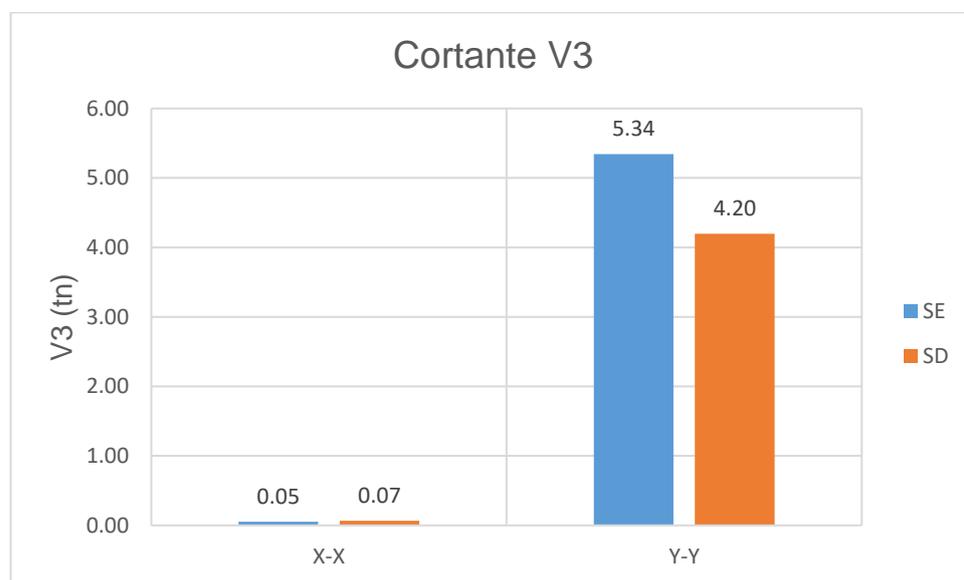


Figura 110: Comparación de cortantes V3 por sismo – columna C6.

Tabla 124: Porcentaje de variación entre cortantes V3 – columna C6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Cortante V3 (Tn)		Var.	Cortante V2 (Tn)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.05	0.07	26%	5.34	4.20	27%

En las Figuras 111, 112 se muestra la comparación de los momentos flectores M2 y M3 por acción del sismo. Siendo el análisis estático el que mayores momentos flectores produce a la columna C6. Representando una variación máxima del 34% en comparación al análisis dinámico.

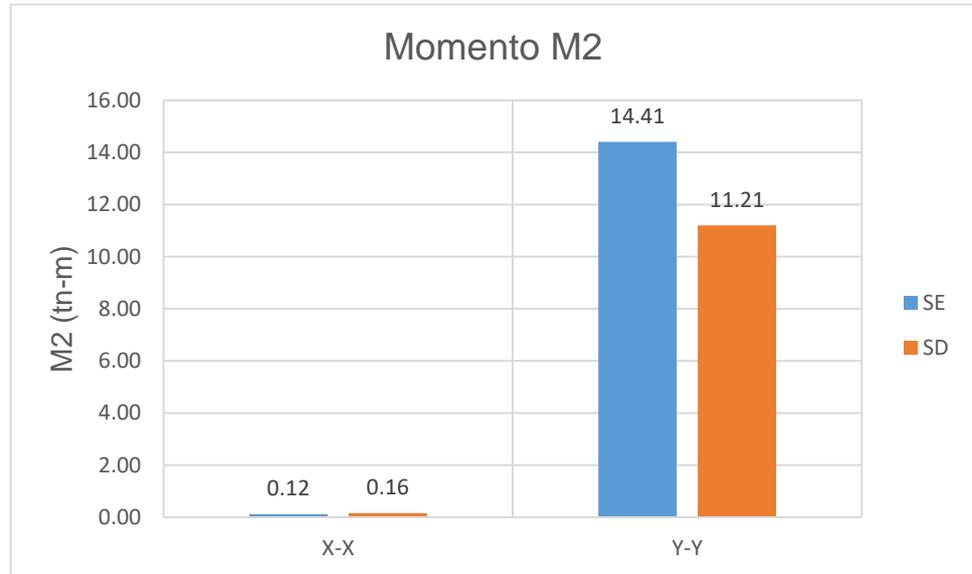


Figura 111: Comparación de momentos M2 por sismo – columna C6.

Tabla 125: Porcentaje de variación entre momentos M2 – columna C6.

SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Momento M2 (tn-m)		Var.	Momento M2 (tn-m)		Var.
SE	SD	%	SE	SD	%
0.12	0.16	31%	14.41	11.21	29%

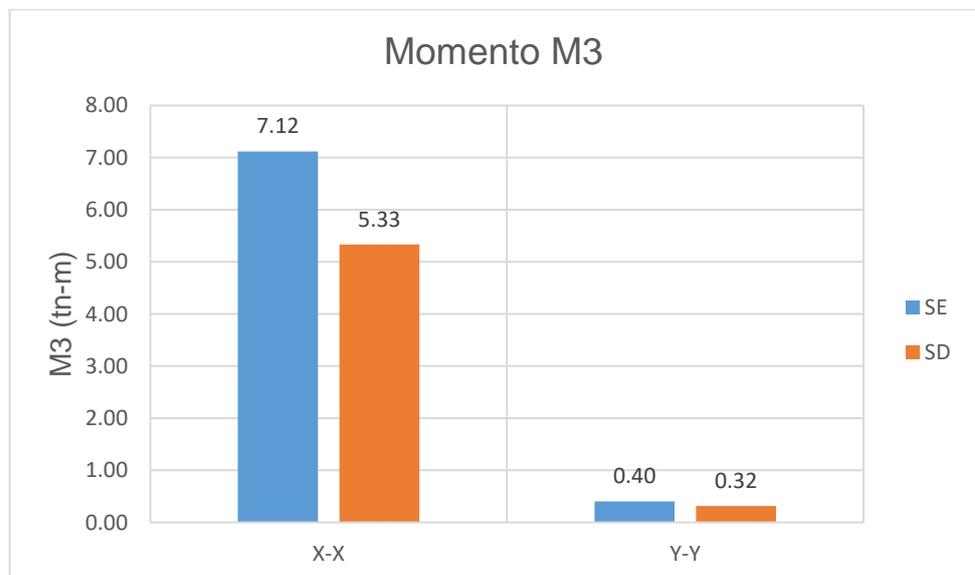


Figura 112: Comparación de momentos M3 por sismo – columna C6.

Tabla 126: Porcentaje de variación entre momentos M3 – columna C6.

<b>SISMO X-X</b>			<b>SISMO Y-Y</b>		
<b>Momento M3 (tn-m)</b>		<b>Var.</b>	<b>Momento M3 (tn-m)</b>		<b>Var.</b>
<b>SE</b>	<b>SD</b>	<b>%</b>	<b>SE</b>	<b>SD</b>	<b>%</b>
7.12	5.33	34%	0.40	0.32	28%

### 5.1.2.6 Análisis comparativo de fuerzas internas en vigas

- Pórtico A

En la Tabla 127 se muestra la comparación de los momentos flectores de las vigas del pórtico A, teniendo como resultado que los momentos flectores negativos obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 309 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto. Y en tal caso si el análisis estático predominara el porcentaje de incremento no es muy significativo.

Tabla 127: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico A.

MOMENTOS	FUERZA SISMICA	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
		INICIO	M=0.95	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M=1.15	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL
Mu(-) Tn-m	SE	14.67	0.91	18.85	14.38	-	24.20	2.58	2.35	12.22	12.74	-	26.16	-	2.49	44.17
	SD	38.74	3.51	15.62	23.82	-	21.92	10.54	3.56	10.48	22.14	-	23.80	15.65	4.28	38.61
Var.(%)		164%	286%	21%	66%	-	10%	309%	51%	17%	74%	-	10%	-	72%	14%
Mu(+) Tn-m	SE	30.20	3.42	7.62	6.69	10.82	-	8.76	0.80	-	7.20	11.35	-	24.74	2.43	-
	SD	24.69	2.84	21.55	4.32	10.96	5.06	7.02	0.59	7.05	4.92	11.02	4.29	21.47	4.50	24.74
Var.(%)		22%	20%	183%	55%	1%	-	25%	36%	-	46%	3%	-	15%	85%	-

En la Tabla 128 se muestra la comparación de los cortantes en las vigas del pórtico A, teniendo como resultado que los cortantes obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 34 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto.

Tabla 128: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico A.

CORTANTES	FUERZA SISMICA	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
		INICIO	FINAL								
Vu (tn)	SE	27.94	29.90	12.55	14.43	8.16	9.06	12.28	15.04	38.19	42.52
	SD	37.42	33.17	14.26	13.76	7.63	7.59	13.91	14.32	33.05	37.30
Var.(%)		34%	11%	14%	5%	7%	19%	13%	5%	16%	14%

- Pórtico 6

En la Tabla 129 se muestra la comparación de los momentos flectores de las vigas del pórtico 6, teniendo como resultado que los momentos flectores negativos obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 431 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto. Y en tal caso si el análisis estático predominara el porcentaje de incremento no es muy significativo.

Tabla 129: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico 6.

MOMENTO	FUERZA SISMICA	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E			TRAMO E-F		
		INICIO	M=0.80	FINAL	INICIO	M=3.00	FINAL	INICIO	M=2.05	FINAL	INICIO	M=2.85	FINAL	INICIO	M=0.95	FINAL
Mu(-) Tn-m	SE	7.98	1.13	16.26	5.89	-	16.49	1.62	0.42	11.40	3.71	-	18.73	2.44	4.56	40.07
	SD	31.29	4.38	11.45	15.04	-	12.82	8.61	1.06	8.62	12.80	-	15.04	11.44	3.56	31.31
Var.(%)		292%	288%	42%	155%	-	29%	431%	152%	32%	245%	-	25%	369%	28%	28%
Mu(+) Tn-m	SE	29.04	4.08	3.92	10.53	4.51	-	9.64	0.95	-	11.83	4.21	-	21.65	0.22	30.32
	SD	20.28	2.84	16.84	6.84	4.26	8.16	6.86	0.77	6.85	8.16	4.18	6.83	16.84	2.29	20.27
Var.(%)		43%	44%	330%	54%	6%	-	41%	23%	-	45%	1%	-	29%	941%	50%

En la Tabla 130 se muestra la comparación de los cortantes en las vigas del pórtico 6, teniendo como resultado que las cortantes obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 68 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto.

Tabla 130: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico 6.

CORTANTES	FUERZA SISMICA	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
		INICIO	FINAL								
Vu (tn)	SE	30.88	31.70	5.47	8.97	4.43	5.88	4.53	9.91	41.92	43.50
	SD	34.09	32.57	8.52	7.60	4.52	4.63	7.60	8.51	32.56	34.10
Var.(%)		10%	3%	56%	18%	2%	27%	68%	16%	29%	28%

- Pórtico 4

En la Tabla 131 se muestra la comparación de los momentos flectores de las vigas del pórtico 4, teniendo como resultado que los momentos flectores negativos obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 319 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto. Y en tal caso si el análisis estático predominara el porcentaje de incremento no es muy significativo.

Tabla 131: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico 4.

MOMENTOS	FUERZA SISMICA	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E			TRAMO E-F		
		INICIO	M=2.85	FINAL	INICIO	M=2.75	FINAL	INICIO	M=2.20	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL
Mu(-) Tn-m	SE	10.38	-	9.24	2.85	-	20.56	2.27	-	12.12	11.30	-	13.50	-	-	19.89
	SD	17.04	-	6.64	10.63	-	17.58	9.52	-	9.53	17.57	-	10.64	6.64	-	17.05
Var.(%)		64%	-	39%	273%	-	17%	319%	-	27%	55%	-	27%	-	-	17%
Mu(+) Tn-m	SE	5.62	3.79	1.85	9.43	7.02	-	9.02	1.72	-	5.98	6.20	-	11.59	4.14	-
	SD	2.78	3.71	8.98	6.56	6.59	3.00	6.43	1.64	6.42	3.00	7.78	6.55	8.98	4.07	2.77
Var.(%)		16.99	16.99	16.99	16.99	16.99	16.99	16.99	16.99	16.99	16.99	-	16.99	16.99	16.99	16.99

En la Tabla 132 se muestra la comparación de los cortantes en las vigas del pórtico 4, teniendo como resultado que las cortantes obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 97 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto.

Tabla 132: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico 4.

CORTANTES	FUERZA SISMICA	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
		INICIO	FINAL								
Vu (tn)	SE	8.21	6.39	5.24	12.85	4.13	8.49	8.99	9.86	2.71	11.71
	SD	10.51	5.34	8.48	11.51	7.03	7.03	11.51	8.48	5.34	10.52
Var.(%)		28%	20%	62%	12%	70%	21%	28%	16%	97%	11%

- Pórtico B

En la Tabla 133 se muestra la comparación de los momentos flectores de las vigas del pórtico B, teniendo como resultado que los momentos flectores negativos obtenidas de un análisis sísmico dinámico tienen incrementos de hasta un 121 % en un tramo, siendo el análisis dinámico el que predomina en ciertos tramos para tal efecto.

Tabla 133: Porcentaje de variación entre momentos M3 – vigas del pórtico B.

MOMENTOS	FUERZA SISMICA	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
		INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL	INICIO	M	FINAL
Mu(-) Tn-m	SE	-	-	20.38	27.55	-	33.97	5.37	2.61	15.37	25.5	-	33.87	15.84	-	-
	SD	-	-	18.03	32.90	-	31.6	11.89	3.29	13.46	30.22	-	31.35	18.35	-	-
Var.(%)		-	-	13%	19%	-	8%	121%	26%	14%	19%	-	8%	16%	-	-
Mu(+) Tn-m	SE	-	18.13	-	-	20.85	-	6.64	-	-	-	19.34	-	2.57	18.11	-
	SD	-	18.13	0.34	-	20.85	-	4.72	-	3.77	-	19.34	-	0.28	18.08	-
Var.(%)		-	0%	0%	-	0%	-	41%	-	0%	-	0%	-	-	0%	-

En la Tabla 134 se muestra la comparación de los cortantes en las vigas del pórtico B, teniendo como resultado que los cortantes obtenidas de un análisis sísmico dinámico y un análisis sísmico estático no sufren variaciones en la mayoría de sus tramos, esto debido a que es un pórtico que no absorbe mucha fuerza sísmica.

Tabla 134: Porcentaje de variación entre cortantes V2 – vigas del pórtico B.

CORTANTES	FUERZA SISMICA	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
		INICIO	FINAL								
Vu (tn)	SE	13.56	22.55	23.57	24.23	6.01	12.78	22.04	22.45	22.55	14.00
	SD	13.56	22.55	23.57	24.23	9.98	11.16	22.04	22.43	22.55	14.00
Var.(%)		0%	0%	0%	0%	66%	15%	0%	0%	0%	0%

### 5.1.2.7 Análisis comparativo de sección de los elementos principales resistentes

- Placas L

En la Figura 113 se muestra la comparación de área de sección de las placas. Al realizar un análisis sísmico dinámico se obtienen menores desplazamientos, por lo tanto, menores secciones en sus elementos resistentes. Y en un análisis sísmico estático para cumplir los desplazamientos máximos se requerirá mayores secciones. Para el proyecto esto significaría un incremento de 41% de sección en las placas L.

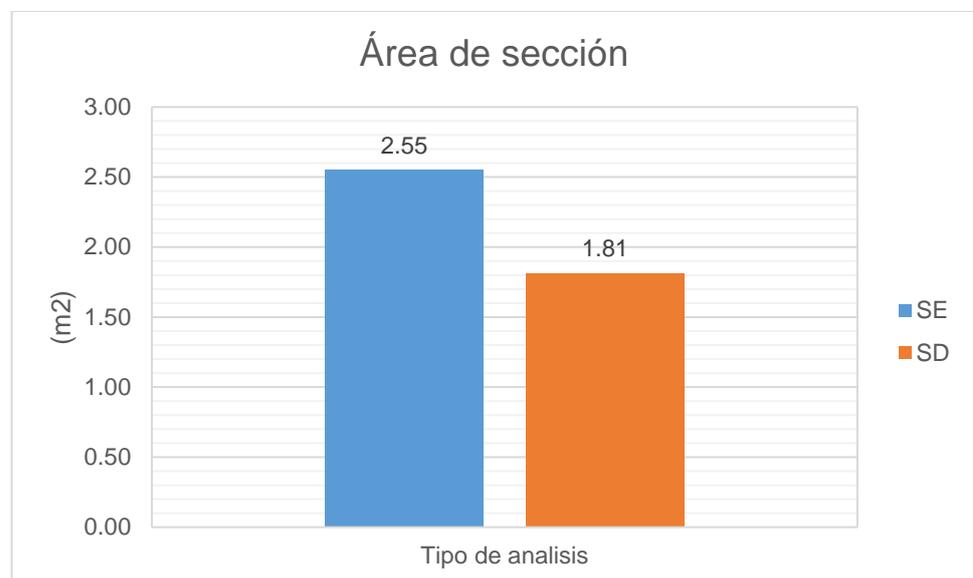


Figura 113: Comparación de secciones cumpliendo derivas – placas L.

Tabla 135: Porcentaje de variación entre secciones de placa L.

ANÁLISIS SISMICO	SECCIÓN			ÁREA DE SECCIÓN (m²)	INCREMENTO (%)
	LONG. EN X (m)	LONG. EN Y (m)	ESPESOR (m)		
SE	4.40	4.40	0.30	2.55	41%
SD	4.00	3.50	0.25	1.81	

- Vigas principales

En la Figura 114 se muestra la comparación de área de sección de las vigas principales. Para aportar rigidez lateral a la estructura y para que se cumpla los desplazamientos máximos permitidos, en un análisis sísmico estático se incrementarían las secciones de las vigas principales en un 30%, en comparación al análisis dinámico.

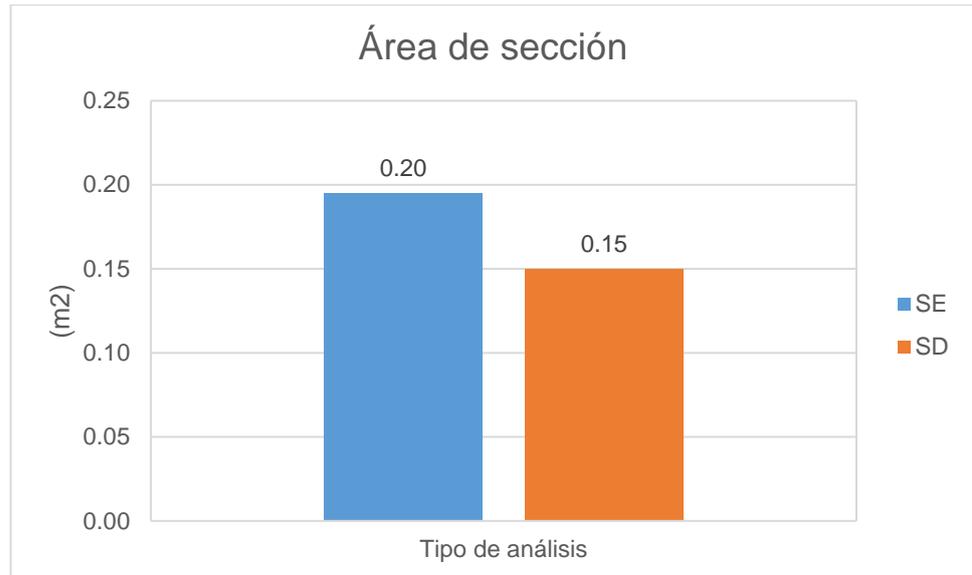


Figura 114: Comparación de secciones cumpliendo derivas – vigas principales.

Tabla 136: Porcentaje de variación entre secciones de vigas principales.

ANÁLISIS SISMICO	SECCIÓN		ÁREA DE SECCIÓN (m <sup>2</sup> )	INCREMENTO (%)
	BASE (m)	PERALTE (m)		
SE	0.30	0.65	0.20	30%
SD	0.25	0.60	0.15	

- Vigas secundarias

En la Figura 115 se muestra la comparación de área de sección de las vigas secundarias. Para aportar rigidez lateral a la estructura y para que se cumpla los desplazamientos máximos permitidos, en un análisis sísmico estático se incrementarían las secciones de las vigas secundarias en un 18%, en comparación al análisis dinámico.

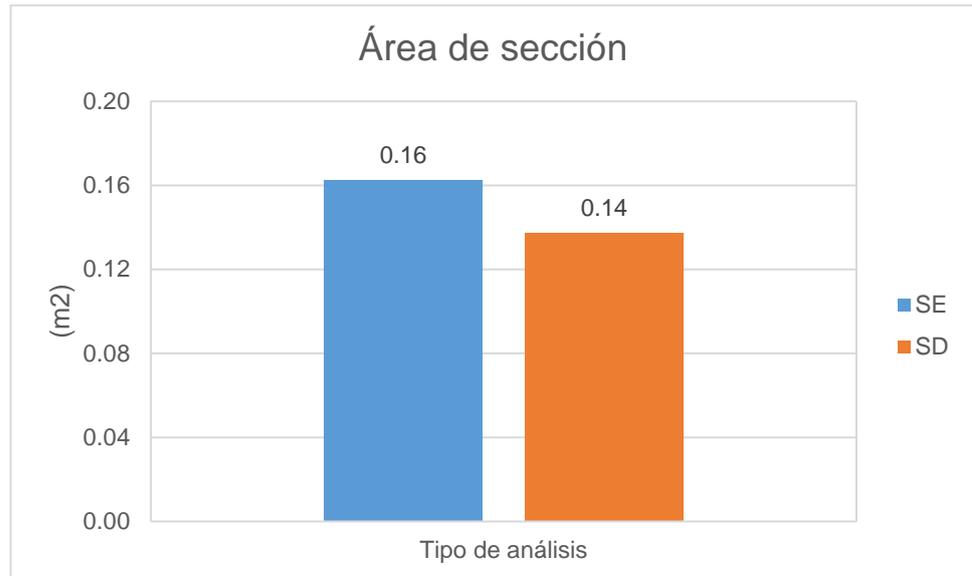


Figura 115: Comparación de secciones cumpliendo derivas – vigas secundarias.

Tabla 137: Porcentaje de variación entre secciones de vigas secundarias.

ANÁLISIS SÍSMICO	SECCIÓN			INCREMENTO (%)
	BASE (m)	PERALTE (m)	ÁREA DE SECCIÓN (m²)	
SE	0.25	0.65	0.16	18%
SD	0.25	0.55	0.14	

## 5.2 Discusión de resultados

En su investigación “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISMO ESTÁTICO Y DINAMICO PARA MARCOS DE CONCRETO ARMADO” realizado a una estructura regular de 4 pisos. La cortante basal dinámica con un valor de 209 tn equivalente a 460 Kips, este valor es cercano al obtenido por medio del análisis estático que es de 212 tn equivalente a 466 Kips, representando solo un 1.44% de variación (4). Mientras que en la presente investigación la cortante basal dinámica con un valor de 608.07 tn y la cortante estática con un valor de 773.90 representan un 27% de variación. Esto debido a que mientras menor sea la altura de una edificación regular los cortantes basales estáticos y dinámicos no tienen diferencias significativas, y estas diferencias se van incrementando cuando tengamos edificaciones con mayores pisos.

En su investigación “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISMO ESTÁTICO Y DINAMICO PARA MARCOS DE CONCRETO ARMADO”. Con base en el análisis realizado a una edificación regular y simétrica, se puede determinar que el análisis sísmico estático es bastante acertado para este tipo de edificaciones, siendo el análisis dinámico el que castiga

esta regularidad (4). Mientras que en la presente investigación los resultados son similares respecto a la distribución de fuerzas en altura, debido a que en un análisis dinámico para nuestra estructura las distribuciones de fuerzas en los 3 primeros niveles son superiores al del análisis estático. Y a partir del 4 nivel las fuerzas del análisis estático son superiores. Es por ello que el autor menciona que un análisis dinámico castiga a las estructuras regulares en edificaciones de bajas alturas.

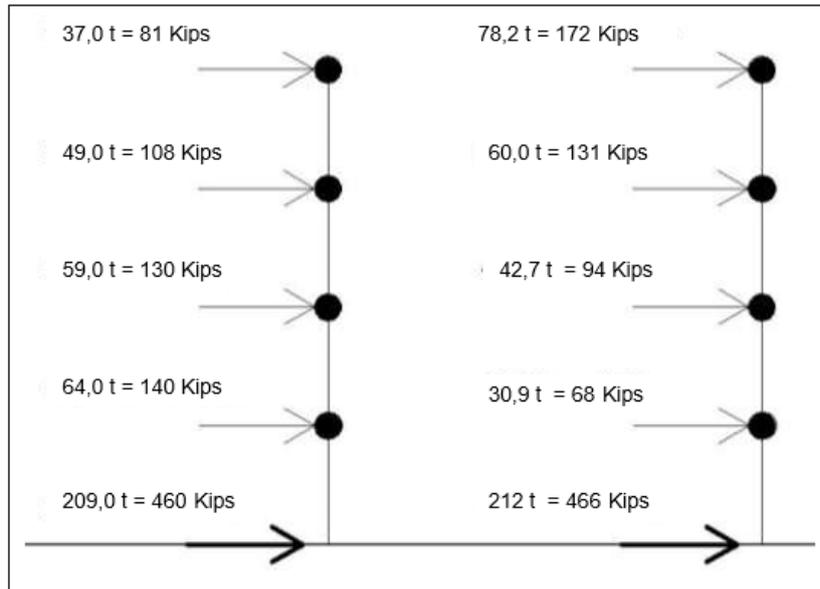


Figura 116: Distribución de fuerzas en altura - edificación de 4 niveles.  
Fuente: (4)

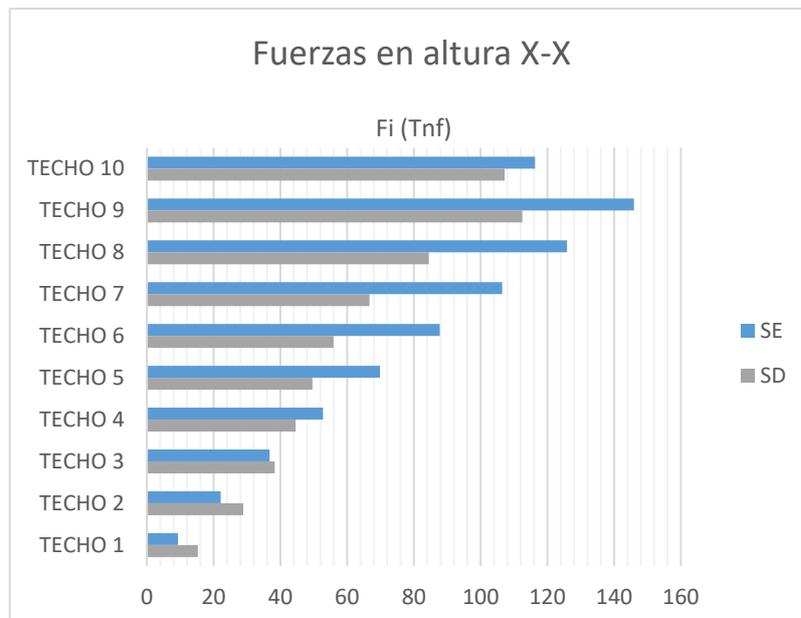


Figura 117: Distribución de fuerzas en altura - edificación de 10 niveles.

En su investigación “ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y EL DINÁMICO, DEL NUEVO AULARIO DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ-UCP-TARAPOTO-2017” realizado a una estructura regular de 5 pisos. Los desplazamientos máximos para un análisis estático son superiores en un 2.59% de los desplazamientos máximos de un análisis dinámico (9). Mientras que en la presente investigación las variaciones correspondientes a los desplazamientos máximos de un análisis estático respecto de un análisis dinámico en ambas direcciones, tienen variaciones en el rango de 27% – 36%. Esto debido principalmente a que nuestra edificación es de 10 niveles, y que las fuerzas distribuidas en altura en un análisis sísmico estático son superiores en su mayoría de los niveles a las fuerzas en un análisis dinámico.

Respecto a las fuerzas internas; por acción de las fuerzas sísmicas en ambas direcciones de análisis; en los elementos estructurales de nuestro proyecto, tenemos como resultado que para los elementos verticales las fuerzas internas obtenidas de un análisis estático son mayores a los del análisis dinámico. Mientras que para los elementos horizontales no sucede lo mismo, siendo las fuerzas internas de un análisis dinámico en su mayoría de los tramos de los pórticos, superior al de un análisis estático.

Y por último para el tema de sección de los elementos principales, es evidente que obtendremos mayores secciones en un análisis estático, esto debido a que en este método se tiene mayor acción de las fuerzas en cada entrepiso, por lo tanto, se requiere mayor rigidez.

## CONCLUSIONES

1. La causa para la restricción de uso del método estático en esta estructura, principalmente se da porque este es más conservador a medida que la estructura tenga mayor altura, como consecuencia tendríamos una estructura muy cara debido a que se tendrían mayores secciones de los principales elementos sismorresistentes. Además, analizar una estructura; con una altura importante como el de la presente investigación; con el método estático nos arrojaría un comportamiento estructural más lejano de la realidad, ya que este método representa únicamente el primer modo fundamental de vibración.
2. La importancia de un análisis dinámico modal espectral en esta estructura, se da porque con esta se obtienen las distintas formas de vibrar de nuestra estructura, dando así las garantías de que se obtengan las respuestas máximas esperadas de nuestra edificación, y por ende tener un comportamiento estructural más cercano a lo real.
3. La cortante basal en estructuras regulares para un análisis estático y dinámico modal espectral se asemejan cuando la estructura es de poca altura, con variaciones de cortantes basales relativamente insignificantes. Y esta variación toma mayor significancia a medida que la edificación tenga más pisos, como es el caso de la presente investigación representando una variación del 27%.
4. Los desplazamientos máximos en un análisis estático representan entre un rango de 27% a 36% más que los desplazamientos máximos en un análisis dinámico modal espectral. Siendo los desplazamientos en un análisis estático los predominantes porque se tiene mayor fuerza cortante en la base y por ende mayores fuerzas distribuida en altura en los centros de masa.
5. Las fuerzas internas de los elementos verticales (placas y columnas) son mayores en un análisis estático representando entre un 20% a 40% más respecto del análisis dinámico modal espectral, mientras que para los elementos horizontales (vigas) es el análisis dinámico modal espectral donde se obtienen mayores fuerzas internas en la mayoría de los tramos, alcanzando incrementos de hasta más del 200% respecto al de un análisis estático en cuanto a momentos flectores se refiere.

6. Al tener mayores desplazamientos en un análisis estático, nos indica que nuestra estructura es muy flexible frente a las fuerzas estáticas, por lo tanto, para satisfacer las distorsiones máximas estipuladas en la Norma E.030 se requiere rigidizar más nuestra estructura, y esto implica aumentar las secciones de nuestros elementos resistentes a cargas laterales. Es por ello que, al tener un sistema estructural de muros estructurales, donde es este elemento quien absorbe más del 70% de las fuerzas sísmicas como el caso de nuestra edificación, se requiere aumentar las secciones de placas en un 41% respecto de las dimensiones de un análisis dinámico. Y en un 18% y 30% más de sección en vigas en las direcciones x e y respectivamente.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente." . 2016. P. 32.
2. INEI. Indicadores Demográficos. Características de la Poblacion [online]. 2015. Available from: [https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones\\_digitales/Est/Lib1206/cap01.pdf](https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1206/cap01.pdf)
3. DIARIO CORREO. Silencio Sísmico en Huancayo. [online]. Available from: <https://diariocorreo.pe/ciudad/cual-seria-el-resultado-de-un-sismo-de-7-9-grados-en-huancayo-583122/>
4. JOAQUI, ORTEGA MENENDEZ. Análisis Comparativo Entre Sismo Estático y Dinámico, para Marcos de Concreto Reforzado. . 2011. P. 89.
5. VARGAS ALZATE, Yeudy F. Análisis Estructural Estático y Dinámico Probabilista de Edificios de Hormigón Armado. Aspectos Metodológicos y a Aplicaciones a la Evaluación del daño. [online]. 2013. P. 203. Available from: <http://www.tdx.cat/handle/10803/123770>
6. A., LOPEZ GOMEZ Carlos. Analisis y Diseño Sismico de un Edificio a Base de Marcos, de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004. . 2008.
7. FEDERICO, ANGULO INZUNZA. Estudio Comparativo del Diseño Sísmico de un Edificio. . 2012.
8. JOSE, MOYANO DE GRAZIA. Comparación de los métodos estáticos y dinámicos aplicados al análisis sísmico de una estructura aporticada de concreto armado de seis niveles destinada al uso hospitalario en el Municipio Piar, Estado Bolívar. . 2010.
9. CANCHAYA INGA, Sócrates Saúl y VARGAS FLORES, Rey Vénhami. Estudio comparativo entre el análisis sísmico estático y el dinámico, del nuevo aulario de Ingeniería Civil de la Universidad Científica del Perú-UCP-Tarapoto-2017. 2017.
10. MARTÍN, Arturo and UCEDA, De Izcue. Análisis y Diseño de Edificios Asistido Por Computadoras. . 2009.
11. YVAN, ALLAUCA SANCHEZ Leonidas. Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Cinco Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones. [online]. 2006. Vol. 3, no. 1, p. 118. DOI 10.20868/ade.2015.3101. Available from: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/162%5Cnhttp://www.revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1743/11583%5Cnhttp://hdl.handle.net/105>

- 54/11128%5Cnhttp://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/3793%5Cnhttp://polired
12. RONALD, SANTANA TAPIA. Ingeniería Antisísmica Principios y Aplicaciones. 2013.
  13. ROBERTO, AGUIAR FALCONÍ. Análisis Sísmico De Edificios. 2003. ISBN 9789978301043.
  14. GENARO, DELGADO CONTRERAS. Dinámica Estructural. 2011.
  15. JORGE, MARTA CAMARENA. Geografía Física de áreas de montaña. . 2011.
  16. NCARQUITECTURA. Ondas sísmicas. [online]. Available from: <http://ncarquitectura.com/que-es-un-terremoto/>
  17. LPI. Ondas Rayleigh. [online]. Available from: [https://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Ondas/Ondas.html](https://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)
  18. IGP. Conceptos Basicos Portal IGP. [online]. Available from: <http://portal.igp.gob.pe/conceptos-basicos>
  19. CENTROGEO. Escala de Mercalli. [online]. Available from: [http://mapas.centrogeo.org.mx/atlaslatinoamerica/usos\\_impac/mercalli.htm](http://mapas.centrogeo.org.mx/atlaslatinoamerica/usos_impac/mercalli.htm)
  20. DIPALME.ORG. Escala de Richter. [online]. Available from: <http://www.dipalme.org/>
  21. ALEJANDRO, MUÑOZ. Ingeniería Sismorresistente. . 2009. P. 255.
  22. CASTILLO, Alva. Peligro sísmico. In : . 1993. p. 42.
  23. BAZAN ENRIQUE, ROBERTO Meli. Diseño Sísmico De Edificios. 1985.
  24. WAKABAYASHI MINORU, MARTINEZ ENRIQUE. Diseño De Estructuras Sismorresistentes. . 1988. P. 418 p.
  25. WILSON, Edward L. Análisis Estático Y Dinámico De Estructuras. 2008. ISBN 0000000000.
  26. ROBERTO, ROCHEL AWAD. Análisis Y Diseño Sísmico De Edificios. . 2012. P. 388.
  27. ANTONIETA, SANCHEZ AREVALO Natividad. Criterios Estructurales Para La Enseñanza a Los Alumnos de Arquitectura. Test [online]. 2006. P. 1–125. DOI 10.1017/CBO9781107415324.004. Available from: <http://tesis.pucp.edu.pe/>
  28. PUCP. Actualizacion de Norma Técnica Peruana E.030 [online]. Available from: <https://www.youtube.com/watch?v=IIDVV2CWsrQ>
  29. CASO, D. Metodo de la Fuerza Horizontal Equivalente. . P. 160–176.
  30. SAN BARTOLOME, ANGEL. Análisis De Edificios. 2005. ISBN 9780874216561.
  31. GENARO, DELGADO CONTRERAS. Análisis Sísmico De Edificios. . 2009.
  32. JAVIER, PIQUÉ DEL POZO. Configuración Estructural Sismorresistente. In : . 1991. p. 13.

33. JACINTO, ARROYO ALIAGA. Manual Del Investigador. . 2012.
34. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. Propuesta de Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente. . 2017.

## ANEXO

### - Anexo N°01: Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p><b><u>Problema General:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿Existen diferencias significativas entre un análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo?</li> </ul> <p><b><u>Problemas Específicos:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿Cuál es la causa para la restricción de uso del método estático para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?</li> <li>• ¿Cuál es la importancia de un análisis sísmico dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?</li> <li>• ¿Existen diferencias significativas entre las fuerzas cortantes basales de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?</li> <li>• ¿Existen diferencias significativas entre los desplazamientos obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?</li> </ul>	<p><b><u>Objetivo General:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Realizar un estudio comparativo y determinar las diferencias entre el análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo.</li> </ul> <p><b><u>Objetivo Específicos:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar la causa para la restricción de uso del método estático para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Determinar la importancia de un análisis sísmico dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre las fuerzas cortantes basales de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre los desplazamientos</li> </ul>	<p><b><u>Hipótesis General:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Existen diferencias significativas al realizar un estudio comparativo entre el análisis sísmico estático y dinámico en una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo.</li> </ul> <p><b><u>Hipótesis Específicas:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La causa para la restricción de uso del método estático para esta estructura regular mayor de 30 m de altura es que el comportamiento estructural y resultados del análisis son más lejanos de la realidad.</li> <li>• La importancia de un análisis sísmico dinámico en esta estructura regular mayor de 30 m de altura es que nos conlleva a un comportamiento estructural más cercano a la realidad.</li> <li>• Existen diferencias significativas al realizar un estudio comparativo entre las fuerzas cortantes basales de un análisis</li> </ul>	<p><b><u>Variable 1:</u></b> Análisis Sísmico</p> <p>Tipo: N: Cuantitativa C: Compleja</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Análisis estático.</li> <li>• Análisis dinámico.</li> </ul> <p><b><u>Variable 2:</u></b> Regularidad estructural</p> <p>Tipo: N: Cualitativa C: Compleja</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Estructura regular menor de 30 m de altura.</li> <li>• Estructura irregular.</li> </ul>	<p><b><u>Tipo de Investigación:</u></b> Básica.</p> <p><b><u>Nivel de investigación:</u></b> Explicativo.</p> <p><b><u>Método General:</u></b> Cuantitativo.</p> <p><b><u>Diseño de la investigación:</u></b> No experimental.</p> <p><b><u>Población:</u></b> Todas las estructuras regulares e irregulares mayores de 30 de altura.</p> <p><b><u>Muestra:</u></b> La muestra es no probabilista debido a que se tomó una muestra específica de acuerdo al interés del investigador. Para el estudio se tomó como muestra a una edificación multifamiliar de 10 pisos de planta arquitectónica regular; inexistente en la ciudad de Huancayo; planteada y adaptada por el investigador.</p> <p><b><u>Técnicas de recolección:</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Observación.</li> <li>• Interpretación de DMF, DFC, etc.</li> <li>• Análisis documental.</li> </ul>

<p>regular mayor de 30 m de altura?</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿Existen diferencias significativas entre las fuerzas internas obtenidas de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?</li> <li>• ¿Existen diferencias significativas entre las dimensiones de los elementos estructurales obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura?</li> </ul>	<p>obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre las fuerzas internas obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Realizar un análisis comparativo y determinar las diferencias entre las dimensiones de los elementos estructurales obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> </ul>	<p>sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Existen diferencias significativas al realizar un estudio comparativo entre los desplazamientos obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Existen diferencias significativas al realizar un estudio comparativo entre las fuerzas internas obtenidas de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> <li>• Existen diferencias significativas al realizar un estudio comparativo entre dimensiones de los elementos estructurales obtenidos de un análisis sísmico estático y dinámico para esta estructura regular mayor de 30 m de altura.</li> </ul>		
--	--	---	--	--

- Anexo N°02: Cálculo de masa sísmica manual.

- o Carga muerta y carga viva del 1° al 9° piso.

<b>CARGA MUERTA</b>								
ELEMENTOS	CANTIDAD (N°)	PESO PROPIO (Tn/m2)	PESO ESPECIFICO (Tn/m3)	ANCHO (m)	PERALTE (m)	LONGITUD (ml)	AREA (m2)	CM (Tn)
VIGAS EJE A			2.40	0.25	0.60	19.25		6.93
VIGAS EJE B			2.40	0.25	0.60	25.65		9.23
VIGAS EJE C			2.40	0.25	0.60	23.55		8.48
VIGAS EJE D			2.40	0.25	0.60	23.55		8.48
VIGAS EJE E			2.40	0.25	0.60	25.65		9.23
VIGAS EJE F			2.40	0.25	0.60	19.25		6.93
VIGAS EJE 1			2.40	0.25	0.55	14.00		4.62
VIGAS EJE 2			2.40	0.25	0.55	25.60		8.45
VIGAS EJE 3			2.40	0.25	0.55	24.10		7.95
VIGAS EJE 4			2.40	0.25	0.55	24.10		7.95
VIGAS EJE 5			2.40	0.25	0.55	25.60		8.45
VIGAS EJE 6			2.40	0.25	0.55	18.20		6.01
VIGAS CHATA EJE 1'			2.40	0.25	0.25	11.80		1.77
VIGAS CHATA EJE 2'			2.40	0.25	0.25	22.60		3.39
VIGAS CHATA EJE 4'			2.40	0.25	0.25	22.60		3.39
VIGAS CHATA EJE 5'			2.40	0.25	0.25	11.80		1.77
VIGAS EN ASCENSOR			2.40	0.25	0.60	8.55		3.08
VIGAS DE APOYO FINAL DE ESCALERA	2		2.40	0.25	0.40	2.45		1.18
LOSA ALIGERADA (e=25cm)	4	0.35					133.22	186.51
LOSA MACIZA (e=0.20cm)	1		2.40		0.20		77.55	37.23
LOSA ESCALERA (PELDAÑOS)	2		2.40	2.45	0.27	2.00		6.36
LOSA ESCALERA (DESCANSO)	2		2.40	2.45	0.20	1.10		2.59

ACABADO EN LOSA ALIGERADA	4	0.10					133.22	53.29
ACABADO EN LOSA MACIZA	1	0.10					77.55	7.76
ACABADO EN ESCALERA (PELDAÑOS)	2	0.10					4.90	0.98
ACABADO EN ESCALERA (DESCANSO)	2	0.10					2.70	0.54
COLUMNAS C1	4		2.40	0.65	0.65	3.15		12.78
COLUMNAS C2	28		2.40	0.35	0.70	3.15		51.86
COLUMNAS L	4		2.40			3.15	0.26	7.94
PLACAS L	4		2.40			3.15	1.81	54.81
TABIQUERIA EJE A			1.35	0.15	1.00	17.00		3.44
TABIQUERIA EJE A' (MURO COMPLETO)			1.35	0.15	2.90	10.73		6.30
TABIQUERIA EJE A' (MURO ALFEIZAR)			1.35	0.15	1.00	8.66		1.75
TABIQUERIA EJE B			1.35	0.15	2.55	10.16		5.25
TABIQUERIA EJE B'			1.35	0.15	2.90	15.93		9.35
TABIQUERIA EJE C			1.35	0.15	2.55	22.57		11.65
TABIQUERIA EJE C'			1.35	0.15	2.90	3.97		2.33
TABIQUERIA EJE D			1.35	0.15	2.55	22.57		11.65
TABIQUERIA EJE D'			1.35	0.15	2.90	15.93		9.35
TABIQUERIA EJE E			1.35	0.15	2.55	10.16		5.25
TABIQUERIA EJE E' (MURO COMPLETO)			1.35	0.15	2.90	10.73		6.30
TABIQUERIA EJE E' (MURO ALFEIZAR)			1.35	0.15	1.00	8.66		1.75
TABIQUERIA EJE F			1.35	0.15	1.00	17.00		3.44
TABIQUERIA EJE 1 (MURO COMPLETO)			1.35	0.15	2.60	2.86		1.51
TABIQUERIA EJE 1 (MURO ALFEIZAR)			1.35	0.15	1.00	11.16		2.26
TABIQUERIA SOBRE VIGA CHATA EJE 1'			1.35	0.15	2.90	11.80		6.93
TABIQUERIA EJE 2 (MURO COMPLETO)			1.35	0.15	2.60	21.40		11.27
TABIQUERIA EJE 2 (MURO ALFEIZAR)			1.35	0.15	1.00	4.20		0.85
TABIQUERIA SOBRE VIGA CHATA EJE 2'			1.35	0.15	2.90	22.60		13.27
TABIQUERIA EJE 3			1.35	0.15	2.60	19.92		10.49
TABIQUERIA EJE 4			1.35	0.15	2.60	19.92		10.49

TABIQUERIA SOBRE VIGA CHATA EJE 4'			1.35	0.15	2.90	22.60		13.27
TABIQUERIA EJE 5 (MURO COMPLETO)			1.35	0.15	2.60	21.40		11.27
TABIQUERIA EJE 5 (MURO ALFEIZAR)			1.35	0.15	1.00	4.20		0.85
TABIQUERIA SOBRE VIGA CHATA EJE 5'			1.35	0.15	2.90	11.80		6.93
TABIQUERIA EJE 6 (MURO COMPLETO)			1.35	0.15	2.60	2.86		1.51
TABIQUERIA EJE 6 (MURO ALFEIZAR)			1.35	0.15	1.00	11.16		2.26
TABIQUERIA SOBRE VIGAS DE ASCENSOR			1.35	0.15	2.55	8.55		4.42
							CM =	705.31

<b>CARGA VIVA</b>			
<b>S/C EN ELEMENTOS</b>	<b>CARGAS VIVAS (Tn/m2)</b>	<b>AREA (m2)</b>	<b>CV (Tn)</b>
S/C EN LOSA ALIGERADA	0.20	532.88	106.58
S/C EN LOSA MACIZA	0.20	77.55	15.51
S/C EN ESCALERA (PELDAÑOS)	0.20	4.90	0.98
S/C EN ESCALERA (DESCANSO)	0.20	2.70	0.54
		CV =	123.61

- Carga muerta y carga viva del 10° piso.

<b>CARGA MUERTA</b>								
ELEMENTOS	CANTIDAD (N°)	PESO PROPIO (Tn/m2)	PESO ESPECÍFICO (Tn/m3)	ANCHO (m)	PERALTE (m)	LONGITUD (ml)	ÁREA (m2)	CM (Tn)
VIGAS EJE A			2.40	0.25	0.60	19.25		6.93
VIGAS EJE B			2.40	0.25	0.60	25.65		9.23
VIGAS EJE C			2.40	0.25	0.60	23.55		8.48
VIGAS EJE D			2.40	0.25	0.60	23.55		8.48
VIGAS EJE E			2.40	0.25	0.60	25.65		9.23
VIGAS EJE F			2.40	0.25	0.60	19.25		6.93
VIGAS EJE 1			2.40	0.25	0.55	14.00		4.62
VIGAS EJE 2			2.40	0.25	0.55	25.60		8.45
VIGAS EJE 3			2.40	0.25	0.55	24.10		7.95
VIGAS EJE 4			2.40	0.25	0.55	24.10		7.95
VIGAS EJE 5			2.40	0.25	0.55	25.60		8.45
VIGAS EJE 6			2.40	0.25	0.55	18.20		6.01
VIGAS EN ASCENSOR			2.40	0.25	0.60	8.55		3.08
VIGAS DE APOYO FINAL DE ESCALERA	2		2.40	0.25	0.40	2.45		1.18
LOSA ALIGERADA (e=25cm)	4	0.35					133.22	186.51
LOSA MACIZA (e=0.20cm)	1		2.40		0.20		77.55	37.23
LOSA ESCALERA (PELDAÑOS)	2		2.40	2.45	0.27	2.00		6.36
LOSA ESCALERA (DESCANSO)	2		2.40	2.45	0.20	1.10		2.59
ACABADO EN LOSA ALIGERADA	4	0.10					133.22	53.29
ACABADO EN LOSA MACIZA	1	0.10					77.55	7.76
ACABADO EN ESCALERA (PELDAÑOS)	2	0.10					4.90	0.98
ACABADO EN ESCALERA (DESCANSO)	2	0.10					2.70	0.54

COLUMNAS C1	4		2.40	0.65	0.65	3.15		12.78
COLUMNAS C2	28		2.40	0.35	0.70	3.15		51.86
COLUMNAS L	4		2.40			3.15	0.26	7.94
PLACAS L	4		2.40			3.15	1.81	54.81
TABIQUERIA SOBRE VIGAS DE ASCENSOR			1.35	0.15	2.55	10.45		5.40
PARAPETO			1.35	0.15	1.00	153.22		31.03
							CM =	556.02

<b>CARGA VIVA</b>			
<b>S/C EN ELEMENTOS</b>	<b>CARGAS VIVAS (Tn/m2)</b>	<b>AREA (m2)</b>	<b>CV (Tn)</b>
S/C EN LOSA ALIGERADA	0.10	532.88	53.29
S/C EN LOSA MACIZA	0.10	77.55	7.76
S/C EN ESCALERA (PELDAÑOS)	0.20	4.90	0.98
S/C EN ESCALERA (DESCANSO)	0.20	2.70	0.54
		CV =	62.56

- Carga muerta y carga viva del cuarto de máquinas.

<b>CARGA MUERTA</b>								
<b>ELEMENTOS</b>	<b>CANTIDAD (Nº)</b>	<b>PESO PROPIO (Tn/m2)</b>	<b>PESO ESPECIFICO (Tn/m3)</b>	<b>ANCHO (m)</b>	<b>PERALTE (m)</b>	<b>LONGITUD (ml)</b>	<b>AREA (m2)</b>	<b>CM (Tn)</b>
VIGAS DE ASCENSOR			2.40	0.25	0.60	10.45		3.76
LOSA MACIZA (e=0.20cm)	2		2.40		0.20		3.46	3.32
COLUMNAS L	4		2.40			2.60	0.26	6.55
							CM =	13.63

<b>CARGA VIVA</b>			
<b>S/C EN ELEMENTOS</b>	<b>CARGAS VIVAS (Tn/m2)</b>	<b>AREA (m2)</b>	<b>CV (Tn)</b>
S/C EN LOSA MACIZA	1.00	6.92	6.92
		CV =	6.92

PISO	CARGA MUERTA (Tn)	CARGA VIVA (Tn)	MANUAL	ETABS
			CM+0.25CV (Tn)	CM+0.25CV (Tn)
C.M	13.63	6.92	15.36	15.09
PISO 10	556.02	62.56	571.66	557.11
PISO 9	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 8	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 7	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 6	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 5	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 4	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 3	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 2	705.31	123.61	736.21	797.8
PISO 1	705.31	123.61	736.21	797.8
TOTAL =			7212.93	7752.4
%.DIFERENCIA =				7.48%

- **Anexo N°03: Planos**