



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Influencia de los modos superiores en el diseño sismo resistente de edificios
aportados sujetos a ajuste de cortante**

**CAMPOS ORTEGA YESSENIA DALILA
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Influencia de los modos superiores en el diseño sismo resistente de edificios aporricados sujetos a ajuste de cortante

**CAMPOS ORTEGA YESSENIA DALILA
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Influencia de los modos superiores en el diseño sismo resistente
de edificios aporticados sujetos a ajuste de cortante**

**CAMPOS ORTEGA YESSENIA DALILA
INGENIERA CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2023**

Trabajo - Campos

por Yessenia Campos

Fecha de entrega: 28-feb-2024 02:00p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2307164200

Nombre del archivo: TRABAJO_-_Campos_Yessenia.docx (12.71M)

Total de palabras: 26945

Total de caracteres: 170673

Trabajo - Campos

INFORME DE ORIGINALIDAD

7 %

INDICE DE SIMILITUD

7 %

FUENTES DE INTERNET

2 %

PUBLICACIONES

3 %

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

ENCONTRAR COINCIDENCIAS CON TODAS LAS FUENTES (SOLO SE IMPRIMIRÁ LA FUENTE SELECCIONADA)

1%

★ repositorio.uisek.edu.ec

Fuente de Internet

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado

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

La que suscribe, CAMPOS ORTEGA YESSENIA DALILA, en calidad de autora del siguiente trabajo escrito titulado Influencia de los modos superiores en el diseño sismo resistente de edificios aporticados sujetos a ajuste de cortante, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

La autora declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

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

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

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



CAMPOS ORTEGA YESSENIA DALILA

0923963029

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi familia:

A mis padres Jose Campos y Rosa Ortega por ser un ejemplo de superación, gracias a su esfuerzo y dedicación brindarme el apoyo necesario para cumplir mis metas. Por ser mi fortaleza y acompañarme en cada momento.

A mis hermanos Maricela, Ligia, Tatiana y Dayron, por ser un pilar fundamental de mi vida y motivarme a seguir adelante.

Yessenia Dalila Campos Ortega

AGRADECIMIENTO

Agradezco con infinito orgullo a todos los que hicieron posible la realización de esta meta mediante la culminación de este trabajo de titulación, de esta manera deseo expresar mi agradecimiento con los siguientes:

Primeramente, quiero agradecer a Dios por guiarme en este proceso y darme la fuerza de voluntad para seguir con mis estudios.

A mi familia por brindarme el apoyo incondicional durante toda mi vida.

A mi tutor el Ing. José Luis Ordoñez Fernández por compartir su conocimiento ayudándome de esta manera en el desarrollo de este trabajo.

Yessenia Dalila Campos Ortega

RESUMEN

El propósito de este trabajo de titulación es comprobar la influencia de los modos superiores en el diseño sísmo resistente estableciendo como nuestra zona de estudio el cantón Machala, analizando irregularidades y utilizando las metodologías de diseño sísmico descritas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Además, mediante el empleo de un software comercial se realizó el modelado de varios edificios aporticados tridimensionales de hormigón armado, los modelos propuestos de diferentes alturas y con irregularidades deben necesariamente requerir del ajuste de cortante para el propósito de análisis.

Mediante la ejecución obligatoria del Análisis Estático Lineal y el Análisis Dinámico Espectral del método Diseño Basado en Fuerzas se delimito la respuesta de los modelos tridimensionales sometidos a una demanda sísmica correspondiente al espectro inelástico en aceleraciones de la ciudad de Machala para suelos tipo D. Para concluir con el trabajo se realizó una evaluación comparativa entre los modelos planteados.

Palabras clave: Modos superiores, estructuras irregulares, modelación estructural, análisis estático, análisis dinámico espectral

ABSTRACT

The purpose of this titling work is to test the influence of superior modes in seismic design. We will establish a study area in the canton of Machala, analyze irregularities, and use seismic design methodologies described in the Norma Ecuatoriana de la Construcción. Additionally, commercial software was utilized to model various three-dimensional reinforced concrete buildings. Models with diverse heights and irregularities will necessitate shear adjustment for analysis.

Through the mandatory execution of Linear Static Analysis and Dynamic Spectral Analysis of the Force-Based Design method, the response of three-dimensional models is delimited by subjecting them to a seismic demand corresponding to the inelastic spectrum in accelerations of the city of Machala for type D soils. The work was concluded with a comparative evaluation of the proposed models.

Keywords: Superior modes, irregular structures, structural modeling, static analysis, spectral dynamic analysis

CONTENIDO

	Pág.
DEDICATORIA	VII
AGRADECIMIENTO	VIII
RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
INTRODUCCIÓN	22
Importancia del problema	22
Actualidad de la problemática	22
Estructura del trabajo	22
1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	24
1.1 Antecedentes	24
1.2 Descripción de la situación problemática	25
1.3 Formulación del problema: preguntas científicas	26
1.4 Alcance del proyecto	26
1.5 Justificación	27
1.6 Objetivos	27
1.6.1 Objetivo General	27
1.6.2 Objetivos específicos	27
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	29
2.1 Antecedentes Contextuales	29
2.2 Antecedentes referenciales o históricos	31
2.3 Antecedentes conceptuales	32
2.3.1 Modo de vibración	32
2.3.2 Período de vibración	32
2.3.3 Análisis Modal	33
2.3.4 Diseño Sismo resistente	33
2.3.5 Edificaciones irregulares	33
2.3.6 Cortante basal de diseño	33
2.3.7 Deriva de piso	33

2.3.8	Zonas sísmicas.....	33
2.3.9	Métodos de diseño sísmico	34
2.3.10	Espectro de Respuesta.....	34
2.3.11	Fatores de participación.....	34
2.3.12	Masas efectivas	34
3.	CAPITULO III: METODOLOGÍA	35
3.1	Modalidad básica de la investigación.....	35
3.2	Tipo de investigación.....	35
3.2.1	Aplicada	35
3.2.2	Experimental.....	35
3.2.3	Descriptiva	35
3.3	Objeto de estudio.....	35
3.4	Descripción de la población y muestra.....	36
3.5	Métodos teóricos con materiales utilizados	36
3.5.1	Modelación.....	36
3.5.2	Análisis	46
3.6	Métodos empíricos con materiales utilizados	51
4.	CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	52
4.1	Análisis de resultados.....	52
4.1.1	Análisis dinámico espectral y sísmico estático	52
4.2	Interpretación de datos	115
5.	CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	130
5.1	Conclusiones	130
5.2	Recomendaciones	132
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	133
	ANEXOS.....	138

Índice de Ilustraciones

	Pág.
Ilustración 1 Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años	25
Ilustración 2 Árbol de problemas.....	26
Ilustración 3 Modelado - Ejes no paralelos	36
Ilustración 4 Modelado - Retrocesos excesivos en las esquinas.....	37
Ilustración 5 Modelado - Discontinuidades en el sistema de piso	37
Ilustración 6 Modelado - Discontinuidades en el sistema de piso.....	37
Ilustración 7 Modelado - Geométrica	38
Ilustración 8 Modelado - Distribución de masa.....	38
Ilustración 9 Modelado - Rigidez - Piso Flexible	38
Ilustración 10 Configuración en planta - EJ	40
Ilustración 11 Configuración en planta - RET.....	40
Ilustración 12 Configuración en planta - DP1	41
Ilustración 13 Configuración en planta - DP2	41
Ilustración 14 Configuración en planta - GEO	42
Ilustración 15 Configuración en elevación – GEO.....	42
Ilustración 16 Configuración en planta - DM.....	43
Ilustración 17 Configuración en elevación - DM	43
Ilustración 18 Configuración en planta - RIG.....	44
Ilustración 19 Configuración en elevación - RIG.....	44
Ilustración 20 Espectro sísmico de aceleraciones.....	48
Ilustración 21 Cortantes de piso EJ10 - Análisis sísmico estático	53
Ilustración 22 Cortantes de piso EJ10 - Análisis dinámico espectral	54
Ilustración 23 Desplazamientos y Derivas inelásticas - EJ10.....	54
Ilustración 24 Cortantes de piso EJ7 - Análisis sísmico estático	57
Ilustración 25 Cortantes de piso EJ7 - Análisis dinámico espectral	57
Ilustración 26 Desplazamientos y Derivas inelásticas - EJ7.....	58
Ilustración 27 Cortantes de piso EJ4 - Análisis sísmico estático	60
Ilustración 28 Cortantes de piso EJ4 - Análisis dinámico espectral	60
Ilustración 29 Desplazamientos y Derivas inelásticas - EJ4.....	61
Ilustración 30 Cortantes de piso RET10 - Análisis sísmico estático.....	63
Ilustración 31 Cortantes de piso RET10 - Análisis dinámico espectral.....	63

Ilustración 32 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RET-10.....	64
Ilustración 33 Cortantes de piso RET7 - Análisis sísmico estático.....	66
Ilustración 34 Cortantes de piso RET7 - Análisis dinámico espectral	66
Ilustración 35 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RET7	67
Ilustración 36 Cortantes de piso RET4 - Análisis sísmico estático.....	69
Ilustración 37 Cortantes de piso RET4 - Análisis dinámico espectral	69
Ilustración 38 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RET4	70
Ilustración 39 Cortantes de piso DP1.10 - Análisis sísmico estático	72
Ilustración 40 Cortantes de piso DP1.10 - Análisis dinámico espectral	72
Ilustración 41 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DEP1.10	73
Ilustración 42 Cortantes de piso DP1.7 - Análisis sísmico estático	75
Ilustración 43 Cortantes de piso DP1.7 - Análisis dinámico espectral	75
Ilustración 44 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DP1.7	76
Ilustración 45 Cortantes de piso DP1.4 - Análisis sísmico estático	78
Ilustración 46 Cortantes de piso DP1.4 - Análisis dinámico espectral	78
Ilustración 47 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DP1.4	79
Ilustración 48 Cortantes de piso DP2.10 - Análisis sísmico estático	81
Ilustración 49 Cortantes de piso DP2.10 - Análisis dinámico espectral	81
Ilustración 50 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DP2.10	82
Ilustración 51 Cortantes de piso DP2.7 - Análisis sísmico estático	84
Ilustración 52 Cortantes de piso DP2.7 - Análisis dinámico espectral	84
Ilustración 53 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DP2.7	85
Ilustración 54 Cortantes de piso DP2.4 - Análisis sísmico estático	87
Ilustración 55 Cortantes de piso DP2.4 - Análisis dinámico espectral	87
Ilustración 56 Desplazamientos - DP2.4.....	88
Ilustración 57 Cortantes de piso GEO10 - Análisis sísmico estático	90
Ilustración 58 Cortantes de piso GEO10 - Análisis dinámico espectral.....	90
Ilustración 59 Desplazamientos y Derivas inelásticas - GEO10	91
Ilustración 60 Cortantes de piso GEO7 - Análisis sísmico estático	93
Ilustración 61 Cortantes de piso GEO7 - Análisis dinámico espectral.....	93
Ilustración 62 Desplazamientos y Derivas inelásticas - GEO7	94
Ilustración 63 Cortantes de piso GEO4 - Análisis sísmico estático	96
Ilustración 64 Cortantes de piso GEO4 - Análisis dinámico espectral.....	96

Ilustración 65 Desplazamientos y Derivas inelásticas - GEO4	97
Ilustración 66 Cortantes de piso DM10 - Análisis sísmico estático.....	99
Ilustración 67 Cortantes de piso DM10 - Análisis dinámico espectral.....	99
Ilustración 68 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DM10	100
Ilustración 69 Cortantes de piso DM7 - Análisis sísmico estático.....	102
Ilustración 70 Cortantes de piso DM7 - Análisis dinámico espectral.....	102
Ilustración 71 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DM7	103
Ilustración 72 Cortantes de piso DM4 - Análisis sísmico estático.....	105
Ilustración 73 Cortantes de piso DM4 - Análisis dinámico espectral.....	105
Ilustración 74 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DM4	106
Ilustración 75 Cortantes de piso RIG10 - Análisis sísmico estático	108
Ilustración 76 Cortantes de piso RIG10 - Análisis dinámico espectral	108
Ilustración 77 Desplazamientos y Derivas inelásticas – RIG10.....	109
Ilustración 78 Cortantes de piso RIG7 - Análisis sísmico estático	111
Ilustración 79 Cortantes de piso RIG7 - Análisis dinámico espectral	111
Ilustración 80 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RIG7.....	112
Ilustración 81 Cortantes de piso RIG4 - Análisis sísmico estático	114
Ilustración 82 Cortantes de piso RIG4 - Análisis dinámico espectral	114
Ilustración 83 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RIG4.....	115
Ilustración 84 Periodos "X" y "Y".....	115
Ilustración 85 Masas	116
Ilustración 86 Masa vs Periodo.....	117
Ilustración 87 Ajuste de Cortante	118
Ilustración 88 Masas Efectivas vs Ajuste de cortante.....	119
Ilustración 89 Desplazamientos - 10 niveles	120
Ilustración 90 Desplazamientos – 7 niveles.....	120
Ilustración 91 Desplazamientos – 4 niveles.....	121
Ilustración 92 Derivas - 10 Niveles	121
Ilustración 93 Derivas - 7 Niveles	122
Ilustración 94 Derivas - 4 Niveles	122
Ilustración 95 Relación de irregularidad en masa.....	123
Ilustración 96 Relación de irregularidad de rigidez "X" y "Y"	124
Ilustración 97 Modos superiores según ASCE-41	125

Ilustración 98 Modos superiores vs Desplazamientos máximos	125
Ilustración 99 Modos naturales de vibración GEO “X” - 10 niveles.....	127
Ilustración 100 Modos naturales de vibración GEO “Y” - 10 niveles.....	128
Ilustración 101 Modos naturales de vibración GEO “Y” - 7 niveles.....	129
Ilustración 102 Modos naturales de vibración GEO “Y” - 4 niveles.....	129

Índice de Tablas

	Pág.
Tabla 1 Disposición de códigos de irregularidades	39
Tabla 2 Secciones de elementos	39
Tabla 3 Cargas utilizadas en las estructuras	45
Tabla 4 Coeficientes de perfil de suelo.....	47
Tabla 5 Parámetros para espectro de diseño inelástico en aceleraciones	47
Tabla 6 Modos de vibración – EJ10	52
Tabla 7 Factores de participación y Masas efectivas "X" - EJ10	53
Tabla 8 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - EJ10	53
Tabla 9 Análisis sísmico estático – EJ10.....	53
Tabla 10 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - EJ10	54
Tabla 11 Ajuste de cortante - EJ10.....	54
Tabla 12 Influencia de los modos superiores - EJ10	55
Tabla 13 Modos de vibración – EJ7	56
Tabla 14 Factores de participación y Masas efectivas "X" – EJ7.....	56
Tabla 15 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – EJ7.....	56
Tabla 16 Análisis sísmico estático – EJ7.....	57
Tabla 17 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – EJ7.....	57
Tabla 18 Ajuste de cortante – EJ7	58
Tabla 19 Influencia de los modos superiores – EJ7.....	58
Tabla 20 Modos de vibración – EJ4	59
Tabla 21 Factores de participación y Masas efectivas "X" – EJ4.....	59
Tabla 22 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – EJ4.....	59
Tabla 23 Análisis sísmico estático – EJ4.....	59
Tabla 24 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – EJ4.....	60
Tabla 25 Ajuste de cortante – EJ4	60
Tabla 26 Influencia de los modos superiores – EJ4.....	61
Tabla 27 Modos de vibración – RET10.....	62
Tabla 28 Factores de participación y Masas efectivas "X" - RET10.....	63
Tabla 29 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - RET10.....	63
Tabla 30 Análisis sísmico estático – RET10	63
Tabla 31 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - RET10.....	64

Tabla 32 Ajuste de cortante - RET10	64
Tabla 33 Influencia de los modos superiores - RET10.....	64
Tabla 34 Modos de vibración – RET7.....	65
Tabla 35 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RET7.....	65
Tabla 36 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RET7.....	66
Tabla 37 Análisis sísmico estático – RET7	66
Tabla 38 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RET7	67
Tabla 39 Ajuste de cortante – RET7.....	67
Tabla 40 Influencia de los modos superiores – RET7	67
Tabla 41 Modos de vibración – RET4.....	68
Tabla 42 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RET4.....	68
Tabla 43 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RET4.....	68
Tabla 44 Análisis sísmico estático – RET4	68
Tabla 45 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RET4	69
Tabla 46 Ajuste de cortante – RET4.....	69
Tabla 47 Influencia de los modos superiores – RET4.....	70
Tabla 48 Modos de vibración – DP1.10	71
Tabla 49 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP1.10	72
Tabla 50 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP1.10	72
Tabla 51 Análisis sísmico estático – DP1.10.....	72
Tabla 52 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP1.10.....	73
Tabla 53 Ajuste de cortante – DP1.10	73
Tabla 54 Influencia de los modos superiores – DP1.10	73
Tabla 55 Modos de vibración – DP1.7	74
Tabla 56 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP1.7	74
Tabla 57 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP1.7	74
Tabla 58 Análisis sísmico estático – DP1.7.....	75
Tabla 59 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP1.7.....	75
Tabla 60 Ajuste de cortante – DP1.7	76
Tabla 61 Influencia de los modos superiores – DP1.7	76
Tabla 62 Modos de vibración – DP1.4	77
Tabla 63 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP1.4	77
Tabla 64 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP1.4	77

Tabla 65 Análisis sísmico estático – DP1.4.....	77
Tabla 66 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP1.4.....	78
Tabla 67 Ajuste de cortante – DP1.4	78
Tabla 68 Influencia de los modos superiores – DP1.4	79
Tabla 69 Modos de vibración – DP2.10	80
Tabla 70 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP2.10	81
Tabla 71 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP2.10	81
Tabla 72 Análisis sísmico estático – DP2.10.....	81
Tabla 73 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP2.10.....	82
Tabla 74 Ajuste de cortante – DP2.10	82
Tabla 75 Influencia de los modos superiores – DP2.10	82
Tabla 76 Modos de vibración – DP2.7	83
Tabla 77 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP2.7	83
Tabla 78 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP2.7	84
Tabla 79 Análisis sísmico estático – DP2.7.....	84
Tabla 80 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP2.7.....	85
Tabla 81 Ajuste de cortante – DP2.7	85
Tabla 82 Influencia de los modos superiores – DP2.7	85
Tabla 83 Modos de vibración – DP2.4	86
Tabla 84 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP2.4	86
Tabla 85 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP2.4	86
Tabla 86 Análisis sísmico estático – DP2.4.....	87
Tabla 87 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP2.4.....	87
Tabla 88 Ajuste de cortante – DP2.4	88
Tabla 89 Influencia de los modos superiores – DP2.4	88
Tabla 90 Modos de vibración – GEO10	89
Tabla 91 Factores de participación y Masas efectivas "X" - GEO10.....	90
Tabla 92 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - GEO10.....	90
Tabla 93 Análisis sísmico estático – GEO10.....	90
Tabla 94 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - GEO10	91
Tabla 95 Ajuste de cortante - GEO10.....	91
Tabla 96 Influencia de los modos superiores - GEO10	91
Tabla 97 Modos de vibración – GEO7	92

Tabla 98 Factores de participación y Masas efectivas "X" – GEO7	92
Tabla 99 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – GEO7	93
Tabla 100 Análisis sísmico estático – GEO7.....	93
Tabla 101 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – GEO7	93
Tabla 102 Ajuste de cortante – GEO7	94
Tabla 103 Influencia de los modos superiores – GEO7	94
Tabla 104 Modos de vibración – GEO4	95
Tabla 105 Factores de participación y Masas efectivas "X" – GEO4	95
Tabla 106 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – GEO4	95
Tabla 107 Análisis sísmico estático – GEO4.....	95
Tabla 108 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – GEO4	96
Tabla 109 Ajuste de cortante – GEO4	96
Tabla 110 Influencia de los modos superiores – GEO4	97
Tabla 111 Modos de vibración – DM10.....	98
Tabla 112 Factores de participación y Masas efectivas "X" - DM10.....	99
Tabla 113 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - DM10.....	99
Tabla 114 Análisis sísmico estático – DM10	99
Tabla 115 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - DM10.....	100
Tabla 116 Ajuste de cortante - DM10	100
Tabla 117 Influencia de los modos superiores - DM10.....	100
Tabla 118 Modos de vibración – DM7.....	101
Tabla 119 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DM7	101
Tabla 120 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DM7	102
Tabla 121 Análisis sísmico estático – DM7	102
Tabla 122 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DM7	103
Tabla 123 Ajuste de cortante – DM7.....	103
Tabla 124 Influencia de los modos superiores – DM7	103
Tabla 125 Modos de vibración – DM4.....	104
Tabla 126 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DM4	104
Tabla 127 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DM4	104
Tabla 128 Análisis sísmico estático – DM4	104
Tabla 129 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DM4	105
Tabla 130 Ajuste de cortante – DM4.....	105

Tabla 131 Influencia de los modos superiores – DM4	106
Tabla 132 Modos de vibración – RIG10	107
Tabla 133 Factores de participación y Masas efectivas "X" - RIG10	107
Tabla 134 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - RIG10	108
Tabla 135 Análisis sísmico estático – RIG10	108
Tabla 136 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - RIG10	108
Tabla 137 Ajuste de cortante - RIG10	109
Tabla 138 Influencia de los modos superiores - RIG10	109
Tabla 139 Modos de vibración – RIG7	110
Tabla 140 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RIG7.....	110
Tabla 141 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RIG7.....	110
Tabla 142 Análisis sísmico estático – RIG7	111
Tabla 143 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RIG7.....	111
Tabla 144 Ajuste de cortante – RIG7	112
Tabla 145 Influencia de los modos superiores – RIG7.....	112
Tabla 146 Modos de vibración – RIG4	113
Tabla 147 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RIG4.....	113
Tabla 148 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RIG4.....	113
Tabla 149 Análisis sísmico estático – RIG4.....	113
Tabla 150 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RIG4.....	114
Tabla 151 Ajuste de cortante – RIG4	114
Tabla 152 Influencia de los modos superiores – RIG4.....	115
Tabla 153 % Números de piso vs Masas efectivas	126

INTRODUCCIÓN

Importancia del problema

La construcción es uno de los sectores con mayor demanda debido al crecimiento de la población mundial, estimando una población actual de 18,3 millones de ecuatorianos (INEC, 2023). Gran parte de esta población no posee una vivienda propia de calidad dispuesta a brindar seguridad a sus residentes.

La provincia de El Oro se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica implicando consideraciones en el diseño de edificaciones. Con el pasar de los años se han desarrollado sismos de gran intensidad, generando incertidumbre sobre la vulnerabilidad de las viviendas.

Evidenciando que las edificaciones que disponen de irregularidades en planta y/o elevación promueven a la generación de daños de los elementos que la conforman y a colapsos estructurales en presencia de un sismo (Das et al., 2021). Considerando necesario el análisis de la contribución de los modos superiores (Poursha et al., 2009) en la respuesta a las cargas dinámicas del sismo (Fernández et al., 2018) en edificaciones de diferentes alturas.

Actualidad de la problemática

Los frecuentes sismos que se han desarrollado en nuestro país generan inseguridad a los habitantes, sobre la vulnerabilidad de las viviendas por la intensidad de los sismos. Por otro lado, hay una posibilidad de colapso de las viviendas, ocasionando pérdidas irreparables de vidas humanas y las pérdidas económicas que se pueden desencadenar tras un sismo.

Hoy nuestro país posee muchas viviendas construidas informalmente, con poca o ninguna supervisión profesional. Por eso se modelan varios modelos tridimensionales de diferentes alturas para comprobar la influencia de los modos superiores como respuesta sísmica.

Estructura del trabajo

Para el desarrollo del proyecto de titulación se estableció cuatro capítulos donde se delimitará conceptos y metodologías necesarias para la culminación del trabajo en cuestión, y finalmente el análisis de datos obtenidos mediante un software comercial. A continuación, se detalla los parámetros que conforman cada capítulo:

Capítulo I: Se detalla los antecedentes, la descripción de la situación problemática, formulación del problema, alcance del proyecto, justificación y los objetivos.

Capitulo II: Se encuentra los antecedentes conceptuales, contextuales y referenciales.

Capitulo III: Se describe la metodología del trabajo, modalidad básica de la investigación, el tipo de investigación, descripción de la población y muestra, métodos teóricos y métodos empíricos con los materiales utilizados.

Capitulo IV: Recolecta los resultados obtenidos durante el trabajo con la metodología descrita antes, para finalizar con un análisis y cumplimiento de los objetivos planteados para resolver el problema.

1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes

El Cantón Machala se encuentra ubicado al suroeste del país en la costa ecuatoriana, según la proyección demográfica realizada a los cantones de la provincia de El Oro para el presente año se estima 300.632 habitantes. El gran número de habitantes la categoriza como la capital cantonal con una superficie aproximada de 37 mil hectáreas divididas en 7 parroquias urbanas.

Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) el 82,83% de la superficie del cantón son llanuras aluviales, este tipo de suelo favorece a los cultivos de banano los cuales ocupan una gran parte del territorio aparte de las camaroneras. “Las formas superficiales de la corteza terrestre del cantón Machala, en cuyo origen infieren factores como el clima, relieve, tiempo de formación del suelo, material parental, entre otros” (GAD del cantón Machala, 2019, p. 120).

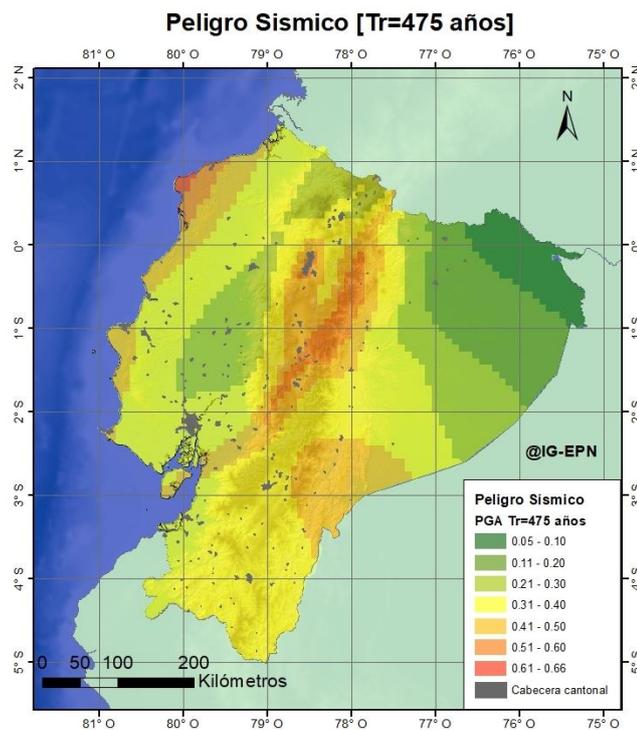
El relieve del cantón se encuentra entre 0 m s.n.m. – 10 m s.n.m., evidenciando que gran parte del cantón son llanuras sin embargo esta característica aumenta la probabilidad de inundaciones. La temperatura promedio esta entre 24 – 26 °C en los últimos años la temperatura ha aumentado llegando hasta los 35 °C.

La Oficina de la investigación científica y técnica de ultramar (ORSTOM) señalo que Machala está expuesto a dos tipos de clima: tropical mega térmico seco (TMS) considerado como el más común y el tropical mega térmico semiárido (TMSA).

La intensidad sísmica es un fenómeno provocado por el movimiento de las placas tectónicas que durante los años se mueven constantemente, este movimiento genera energía que es liberada por medio de ondas sísmicas que viajan a una velocidad proporcional a los suelos, mientras más cerca se encuentre del epicentro mayor será la intensidad. Nuestro país es propenso a los movimientos telúricos debido a la peligrosidad sísmica, teniendo un alto índice de incidencia.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción las construcciones deben regirse según el diseño sismo resistente, las edificaciones deben ser capaces de resistir las fuerzas dinámicas del sismo de diseño que es considerado como un evento sísmico raro, con un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años. En la siguiente ilustración se observa el mapa de peligro sísmico correspondiente a la zona ecuatoriana.

Ilustración 1 Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años



Fuente: Instituto Geofísico-EPN (Escuela Politécnica Nacional)

1.2 Descripción de la situación problemática

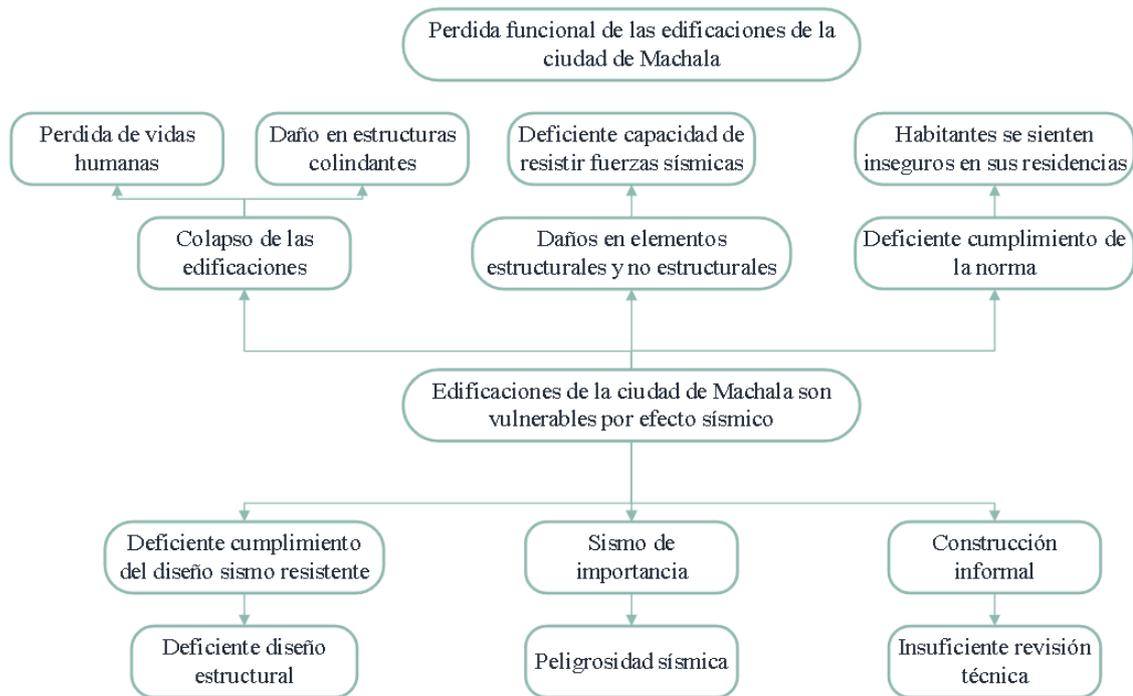
En nuestro país se conoce que la construcción informal es muy común ocasionando que las edificaciones tengan un deficiente diseño debido al incumplimiento de la filosofía de diseño sismo resistente, ocasionando el posible colapso de las edificaciones y la pérdida irreparable de vidas humanas. Además, se generan pérdidas de propiedades y daños a viviendas colindantes, causando intranquilidad social por los sismos.

Las edificaciones construidas antes de la publicación de los códigos de la construcción no se diseñaron adecuadamente, como las que durante su vida se reformaron, ampliaron o cambiaron el tipo de uso, distinto al del diseño, vulnerables al daño. Los cambios realizados no formaron parte del diseño inicial por lo tanto la exposición por estar en una zona de alto peligro sísmico es propensa a daños.

Según los registros de sismicidad en Ecuador, la mayoría de los eventos sísmicos de magnitud considerable ocurrieron en la costa ecuatoriana, la colisión entre una placa continental y una placa oceánica provoca el hundimiento de la producción de sismos.

El principal problema es la calidad de las viviendas en presencia de un sismo que es un fenómeno natural, se puede corroborar la vulnerabilidad de las edificaciones.

Ilustración 2 Árbol de problemas



Fuente: Elaboración propia

1.3 Formulación del problema: preguntas científicas

¿Cuáles son las irregularidades en planta y/o elevaciones propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción y por qué es necesario realizar el ajuste de cortante?

¿Cuál es el análisis modal bidireccional de respuesta sísmica, para identificar las masas efectivas, factores de participación, número de modos de vibración?

¿Cuál es la influencia de los modos superiores por efecto sísmico en los modelos tridimensionales propuestos en la ciudad de Machala?

¿Las edificaciones de la ciudad de Machala son vulnerables por efecto sísmico?

1.4 Alcance del proyecto

En este trabajo se propone evaluar la influencia de los modos superiores en edificaciones que cumplan requisitos de ajuste de cortante, modelando edificios con irregularidades propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción y de diferentes niveles, haciendo un prediseño de los elementos estructurales de las edificaciones. Se realizará un Análisis Modal de la respuesta sísmica para cada edificio planteado.

Para finalmente establecer la participación de cada edificio y la participación total de estos en el diseño sísmico de la estructura.

1.5 Justificación

El crecimiento de la población a nivel mundial y de nuestro país, genera una mayor demanda en el sector de la construcción de viviendas y expansión de asentamientos humanos a zonas rurales.

Así mismo este aumento de demanda busca mejores condiciones de vida, una vivienda segura y de calidad. Pretendiendo brindar una mejor calidad de vida a los ecuatorianos alcanzando un territorio cantonal equilibrado para sus habitantes (GAD del cantón Machala, 2019).

Las viviendas son vulnerables a los fenómenos naturales como lo son los sismos, siendo catastróficos para sus habitantes debido al colapso de las edificaciones que se pueda producir en presencia de un terremoto.

Una vivienda sismo resistente pretende brindar una mayor seguridad a los habitantes, reduciendo el déficit habitacional de vivienda evitando las pérdidas de sus propiedades, teniendo una vivienda digna y segura (GAD de El Oro, 2021).

La influencia de los modos superiores en el diseño sismo resistente es necesario para establecer los análisis necesarios para cada edificación y se podrá tomar medidas en el diseño de una edificación, analizando varios edificios aporticados con irregularidades y su influencia en las edificaciones de diferentes alturas.

También para la obtención del título en la carrera de Ingeniería Civil de la facultad de Ingeniería Civil, perteneciente a la Universidad Técnica de Machala.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Analizar edificaciones tridimensionales que cumplan con requisitos de ajuste de cortante, mediante el análisis dinámico espectral, para conocer la influencia de los modos superiores.

1.6.2 Objetivos específicos

- Idealizar modelos tridimensionales de edificios de varios niveles con irregularidades, mediante un software comercial, para identificar que cumplan con requisitos de ajuste de cortante.

- Identificar las masas efectivas, factores de participación, número de modos de vibración, mediante el análisis modal bidireccional, para conocer los modos representativos para el 90% de la masa de las estructuras.
- Determinar la proporción entre el cortante de los modos superiores y del modo fundamental de vibración, mediante los resultados obtenidos del Análisis Dinámico Espectral, para establecer la influencia de la irregularidad de los edificios en las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes Contextuales

Macro

El presente estudio realiza la evaluación del comportamiento ante la acción sísmica de edificios asimétricos, cuenta con asimetrías de distribución de masa y de rigidez. Por otra parte, consideran que ante un sismo de gran magnitud los análisis lineales no son suficientes considerando necesario el análisis no lineal dinámico. El objeto de estudio son dos edificaciones de diferentes niveles de 4 y 8 niveles respectivamente, los edificios fueron diseñados mediante el uso del código vigente de México. Según los parámetros de análisis al aumentar la excentricidad de la asimetría la rigidez y a resistencia decaen, utilizando un método simplificado cambian el sistema de varios grados de libertad a un solo grado de libertad. Realizando una comparación entre los resultados del método conocido como “Empujón” y el Análisis no lineal dinámico se comprueba que desplazamientos máximos laterales son similares, mientras que la aproximación de la torsión producida por las excentricidades es menor a la encontrada con el Análisis no Lineal (Ayala et al., 2002).

Los autores (Vargas et al., 2013) realizaron un estudio a una vivienda multifamiliar de 8 pisos constituida de 6 vanos de hormigón armado considerada como una vivienda común en España. El trabajo se enfoca en la vulnerabilidad de las viviendas porque en la construcción de las edificaciones no se estableció un control de los materiales, ni se consideró las normas ni su diseño sismo resistente. Las propiedades mecánicas de los materiales son variables, lo cual presenta un mayor riesgo considerando necesario un análisis incremental, propone que en cada incremento de la carga aplicada horizontalmente en el análisis no lineal se realice el cálculo de la frecuencia, ya que existe el criterio de que la carga es proporcional al primer modo de vibración.

El presente estudio recomienda que es adecuado establecer los métodos de análisis según las características de la edificación, así mismo el capítulo 6 de la Norma Cubana establece las irregularidades y el respectivo método de análisis a realizar para su respectiva configuración. Considerando los sismos como fenómenos naturales las edificaciones se encuentran en constante vulnerabilidad por lo tanto los autores realizan el estudio a una edificación de 10 niveles, según la norma los predispone a realizar dos métodos de análisis y sus resultados deben tener una similitud. Realizando el Análisis estático Equivalente y el Análisis Modal se corrobora la validez de dichos métodos (Salas & Hernandez, 2021).

Meso

En el presente estudio realizado en la ciudad de Loja se analiza las estructuras de hormigón armado representativas de las zonas de estudio que fueron reformadas y ampliadas con estructuras de acero. De igual manera se conoce que la mayoría de nuestro país tiene una alta peligrosidad sísmica, siendo necesario el análisis del desempeño de estas edificaciones mediante el análisis no lineal. Concluyendo con una propuesta de reforzamiento estructural para hacer frente a las sollicitaciones de la demanda sísmica del espectro de diseño (Duque Yaguache et al., 2022).

Los autores (Quizanga Martínez et al., 2020) realizaron un análisis comparativo entre la norma ecuatoriana, peruana y colombiana mediante el estudio de un edificio aporticado de 5 niveles ubicada en diferentes tipos de suelo. En Ecuador se realizó el estudio en ubicación de San Lorenzo y Huaquillas, para los diferentes tipos de suelo dispuesto por NEC-15. En Colombia se analizó en la ubicación de Tumaco para los suelos según la NSR-10 y finalmente en Perú en la ubicación de Aguas Verdes según los suelos dispuestos por la norma E.030. Se concluye que la Norma ecuatoriana es más permisiva permitiendo derivas máximas del 2% por lo tanto tiene una menor capacidad de resistencia estructural, mientras que la Norma peruana es la más estricta con una deriva máxima de 0.7% lo cual conlleva a unas edificaciones mayor rigidez. La norma colombiana obtuvo un mejor desempeño permitiendo derivas máximas de 1%.

El estudio realizado por los autores (García Vincés et al., 2021) en la ciudad de Manabí a un edificio conformado por dos bloques estructurales de 3 niveles, el mismo que a causa del terremoto del 16 de abril del 2016 presentó daños presentando una propuesta de reforzamiento estructural debido a que las derivas de piso sobrepasan las permisivas por la norma. Se considera que el verdadero problema es la vulnerabilidad de las edificaciones, considerando que las irregularidades en elevación afectan a la rigidez del edificio y las irregularidades en planta influyen en la torsión.

Micro

Los autores (Morocho et al., 2022) hicieron un análisis dinámico tiempo–historia estableciendo el bloque de aulas, evidenciado por sismos muy intensos la vulnerabilidad de las edificaciones, siendo necesario usar métodos para conocer el comportamiento de las edificaciones. En el presente trabajo se usa el método de Newmark que se caracteriza por trabajar con las variables de desplazamiento, velocidad y aceleración. Este análisis se enfoca en el comportamiento en el transcurso del tiempo obteniendo desplazamientos que

no implican un peligro para la edificación Facultad de Ingeniería Civil correspondiente a la Universidad Técnica de Machala.

2.2 Antecedentes referenciales o históricos

- Los autores (Bojórquez Mora et al., 2014) realizan un estudio a edificios de diferentes alturas sometiéndolos a 20 registros sísmicos para cada tipo de suelo, el presente trabajo tiene como finalidad comprobar la suficiencia y eficiencia de la intensidad sísmica. A continuación, realizan una comparación entre la intensidad sísmica conocida como aceleración espectral, la intensidad sísmica N_p término que representa los puntos del espectro y la intensidad sísmica generalizada. La intensidad sísmica o aceleración espectral es válida para edificios de baja altura, donde el periodo fundamental gobierna, mientras que para edificios de altura no es muy estimada, la intensidad sísmica N_p es válida cuando la estructura se tiene un comportamiento no lineal y el periodo fundamental predomina y la intensidad sísmica generalizada presenta las mejores predicciones porque en su análisis considera el efecto de los modos superiores. De igual importancia se comprueba la influencia de los modos superiores encontrando las derivas máximas en los pisos superiores.
- Según (Naveen E et al., 2019) recalcan la importancia del estudio de edificios que tengan combinación de irregularidades, debido a que la mayoría de los estudios se refieren al uso individual de las irregularidades. En la vida cotidiana se puede encontrar combinaciones de irregularidades por esa razón realizar más estudios en ese enfoque, se considera que la presencia de la configuración irregular en una estructura es la principal causa del colapso. Los autores realizan el estudio de 34 edificios con una sola irregularidad y 20 con combinaciones de irregularidades, así mismo es importante señalar que la ubicación de la irregularidad influye de manera significativa la respuesta estructural. El objeto de estudio se enfoca en edificaciones de 9 niveles, como resultado se comprueba la disminución de la rigidez y el aumento de derivas de entre piso.
- Los autores (Zavala Gutiérrez et al., 2022) realizaron un estudio de 10 niveles de concreto armado sometiéndola a 6 sismos registrados desde diferentes estaciones, obteniendo 30 registros sísmicos. El estudio es analizar 8 medidas de intensidad sísmica enfocada en la eficiencia como medida vectorial obteniendo que los parámetros de forma espectral sean más eficaces en la respuesta estructural y la

probabilidad de falla, estimando con el periodo fundamental el comportamiento de una edificación en presencia de un sismo.

- Los autores (Olivera López & Oyarzo Vera, 2020) realizaron un estudio a una edificación vulnerable, realizando una evaluación mediante un perfil bio-sísmico el cual considera diferentes variables permitiendo tomar medidas en caso de que el desempeño de la edificación no sea óptimo. Esto se puede realizar sin la necesidad de un estudio no lineal, para complementar el análisis se realizó un análisis dinámico tiempo-historia. En consecuencia, se encuentran derivas no se estiman como una causa de falla, pero cabe recalcar que son mayores a las juntas constructivas por lo tanto podría causar daños a las estructuras colindantes.
- Según (Christopoulos & Zhong, 2022) consideran que debido al crecimiento de la población existe mayor demanda en la construcción de edificios altos expandiéndose de manera vertical que es considerada una nueva forma de sostenibilidad, de la misma forma plantean que las normativas deben considerar el efecto de los modos superiores. De igual forma incentivan al desarrollo de sistemas que ayuden a disipar los efectos de los modos y mejorar la resiliencia de los edificios altos.

2.3 Antecedentes conceptuales

2.3.1 Modo de vibración

Corresponde a la oscilación que es directamente proporcional a la masa y rigidez. “Es una forma de vibrar, o un patrón de vibración, cuando se aplica a un sistema o estructura que tiene varios puntos con diferentes amplitudes” (Ewins, 2001, pp. 838-839).

Para el análisis de la influencia de los modos superiores se considera los modos que representen al menos el 90% de la masa modal acumulada (Rafiei et al., 2019; Axisa & Trompette, 2005; A.R. et al., 2022).

2.3.2 Período de vibración

Corresponde al tiempo transcurrido necesario para completar un ciclo del movimiento vibratorio, el periodo fundamental de la edificación corresponde al primer periodo siendo considerado como el mayor periodo de la edificación (Giurgiutiu, 2014; Dominguez, 2014).

2.3.3 Análisis Modal

Es el proceso para determinar las variables dinámicas correspondiente de una estructura, la misma que definirá el número de modos que existirá en el análisis y sus parámetros modales son equivalentes a la participación del modo (He & Fu, 2001).

2.3.4 Diseño Sismo resistente

Edificaciones que fueron diseñadas para resistir fuerzas sísmicas, dependiendo de la clasificación de la estructura se establece los objetivos de las estructuras en presencia de un sismo. De igual modo se debe evitar el colapso de la edificación (Flores Vega, 2021; Ugel et al., 2015).

2.3.5 Edificaciones irregulares

Son las edificaciones que cuentan con una asimetría, estas edificaciones no son recomendadas debido a que pueden causar problemas de rigidez y generar torsión en las edificaciones. Las asimetrías pueden ser en planta o en elevación y también pueden existir combinaciones (Valmundsson & Nau, 1997; Prakash et al., 2021; Gokdemir et al., 2013; Ahmed et al., 2016).

2.3.6 Cortante basal de diseño

Es la fuerza resultante de las fuerzas aplicadas en cada centro de masa de cada piso, esta fuerza resultante se aplica en la base de la estructura. En el análisis estático estas fuerzas representan la masa del peso propio y sobrecarga, mientras que en el análisis dinámico representa el sismo. Definiendo que la cortante en la base es proporcional a la masa (NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), 2015; Cagua-Gómez et al., 2022).

2.3.7 Deriva de piso

Comprende al desplazamiento generado por las fuerzas aplicadas horizontalmente, este desplazamiento se encuentra limitado según la norma. Las derivas inelásticas se encuentran multiplicando este desplazamiento por el coeficiente sísmico (Abbasnia et al., 2013; Moehle, 1984).

2.3.8 Zonas sísmicas

Es la categorización representada por la aceleración máxima en roca (Z), la mayoría de nuestro país se enfrenta a una amenaza sísmica alta. En estos territorios las edificaciones son más susceptibles a daños por el grado de exposición, ocasionando la pérdida de bienes y de vidas humanas (NEC, 2015).

2.3.9 Métodos de diseño sísmico

Ambos métodos siguen la filosofía del diseño sismo resistente:

- El Diseño Basado en Fuerzas (DBF), determina las fuerzas sísmicas actuantes, verificando la resistencia de cada elemento estructural ante estas fuerzas.
- El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD) es representado como un sistema de un grado de libertad (A. Morales, 2020). Se considera como la alternativa del método descrito anteriormente, este método se enfoca que la capacidad relacionada a un desplazamiento máximo de la estructura (Ordóñez et al., 2020).

2.3.10 Espectro de Respuesta

Se representa a través de la aceleración máxima en roca, según las características del suelo donde se encuentre la estructura. Así mismo se considera como la respuesta dinámica en presencia de un sismo, esta respuesta multiplicada por el coeficiente sísmico se obtendrá la respuesta inelástica (C. Morales et al., 2017).

2.3.11 Factores de participación

Es la relación entre la masa participante y la masa generalizada correspondiente a cada modo de vibración, la masa participante es la suma de todas las masas multiplicadas para su respectivo modo natural de vibración y la masa generalizada es la suma de todas las masas multiplicadas para su respectivo modo natural de vibración al cuadrado (Tzounas et al., 2020).

2.3.12 Masas efectivas

Es conocida como la relación entre la masa participante al cuadrado y la masa generalizada correspondiente a cada modo de vibración. El porcentaje de masa efectiva se obtiene dividiendo la masa efectiva para la masa total correspondiente a cada modo de vibración (Chennit et al., 2022).

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Modalidad básica de la investigación

El presente trabajo tendrá un enfoque documental, es decir, mediante una investigación bibliográfica y hemerográfica haciendo referencia a los artículos científicos, este proceso nos permitirá realizar la recolección de datos necesarios para nuestro estudio tales como: geología local, el factor de zona sísmica z , metodología del diseño sismo resistente, irregularidades y coeficientes de configuración estructural, y el diseño basado en fuerzas. También se hará uso de la investigación cuantitativa debido al posterior análisis de los datos obtenidos en la investigación documental, estableciendo así un proceso de ejecución pertinente con el fin de obtener resultados fidedignos.

3.2 Tipo de investigación

3.2.1 Aplicada

Este tipo de investigación se caracteriza por permitir poner en práctica los conocimientos adquiridos durante la carrera universitaria y mediante la investigación básica, esto nos permite definir las características y propiedades necesarias para el prediseño tales como: secciones de los elementos estructurales mediante el estudio de códigos de diseño e irregularidades correspondientes a las normativas.

3.2.2 Experimental

Para realizar la investigación experimental se modela a partir de la información recopilada y modificando las secciones de los elementos de estas estructuras para requerir ajuste de cortante.

3.2.3 Descriptiva

Finalmente, con la información recopilada y el modelado de las estructuras se procederá a realizar el análisis estático y dinámico espectral, esto nos permitirá conocer el comportamiento de las estructuras. A continuación, mediante la investigación descriptiva se analizará los resultados obtenidos para determinar la influencia de los modos superiores en edificaciones con irregularidades de diferentes alturas.

3.3 Objeto de estudio

Este trabajo de titulación se enfoca en las edificaciones de la ciudad de Machala. Edificaciones destinadas para uso de oficinas con un sistema estructural aporticado, estructuras fijas, estructuras de hormigón armado, estructuras de diferentes niveles, estructuras irregulares delimitadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Estas estructuras se encuentran implantadas en un suelo tipo D requiriendo tomar las respectivas consideraciones de diseño correspondiente a la amenaza sísmica.

3.4 Descripción de la población y muestra

La población está orientada a las edificaciones ubicadas en la ciudad de Machala, y la muestra se enfoca en las estructuras aporticadas de hormigón armado con irregularidades, las cuales se presentarán en la sección de modelación.

3.5 Métodos teóricos con materiales utilizados

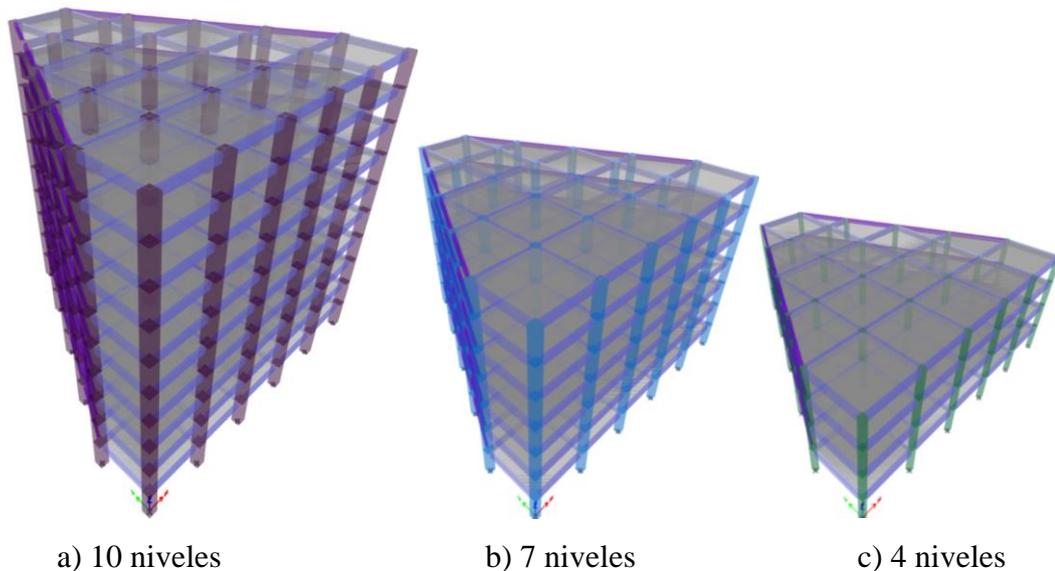
Para garantizar la culminación del trabajo, primeramente, se realizó la recopilación de información necesaria para dar comienzo, una vez escogidos las irregularidades se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, por otro lado, se empezó con el modelado de las edificaciones para finalmente conocer la influencia de los modos superiores.

3.5.1 Modelación

Es una representación de una estructura partiendo de la definición previa de aspectos como: geometría, propiedades de los materiales que la constituyen, cargas, ubicación, tipo de suelo, etc. Finalmente se idealiza la estructura mediante la utilización de un software comercial, en el presente trabajo se realizará modelaciones tridimensionales.

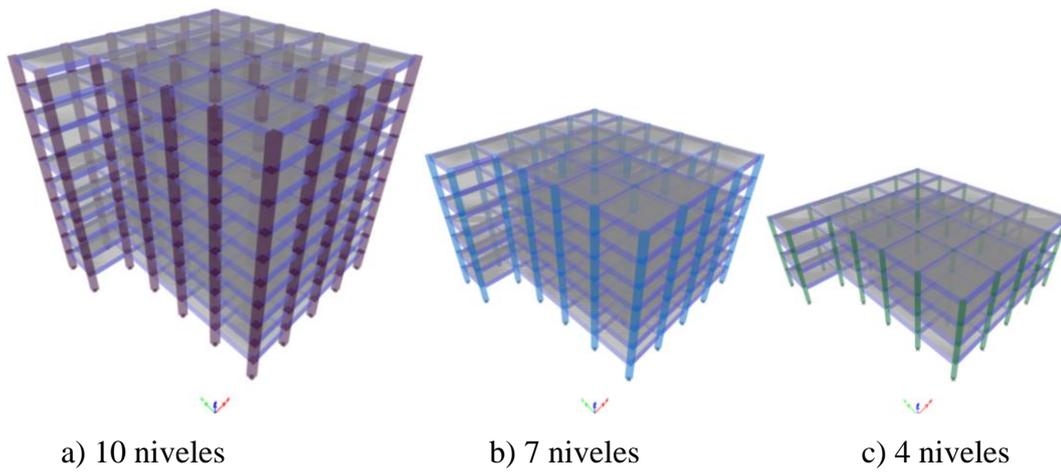
3.5.1.1 Estructuras aporticadas con irregularidades en planta

Ilustración 3 Modelado - Ejes no paralelos



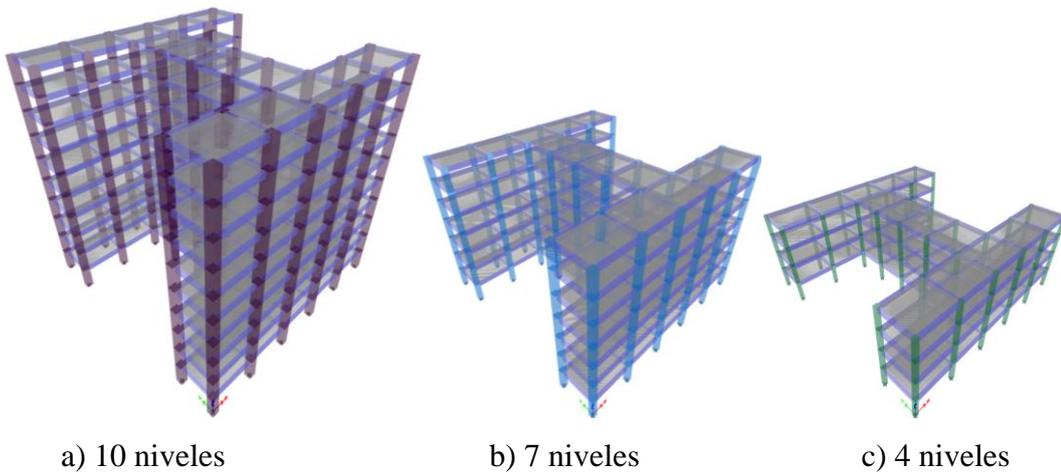
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 4 Modelado - Retrocesos excesivos en las esquinas



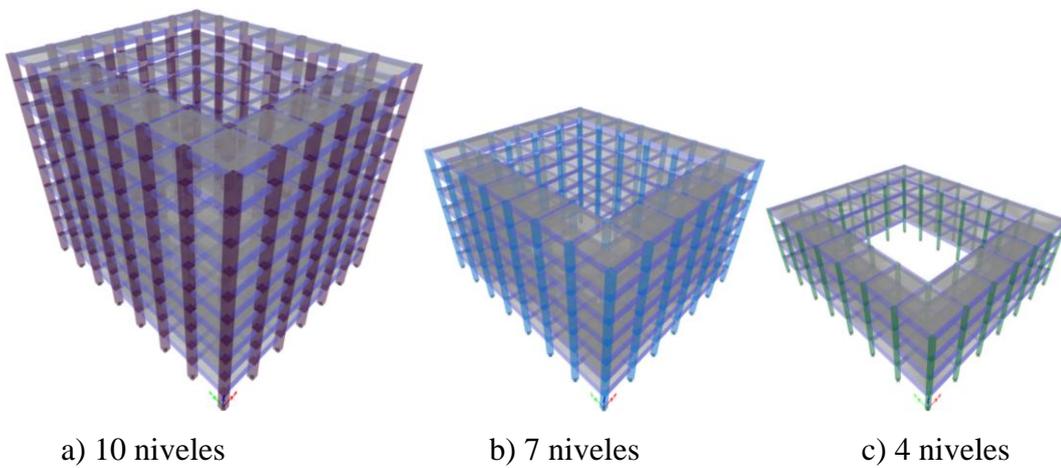
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 5 Modelado - Discontinuidades en el sistema de piso



Fuente: Elaboración propia

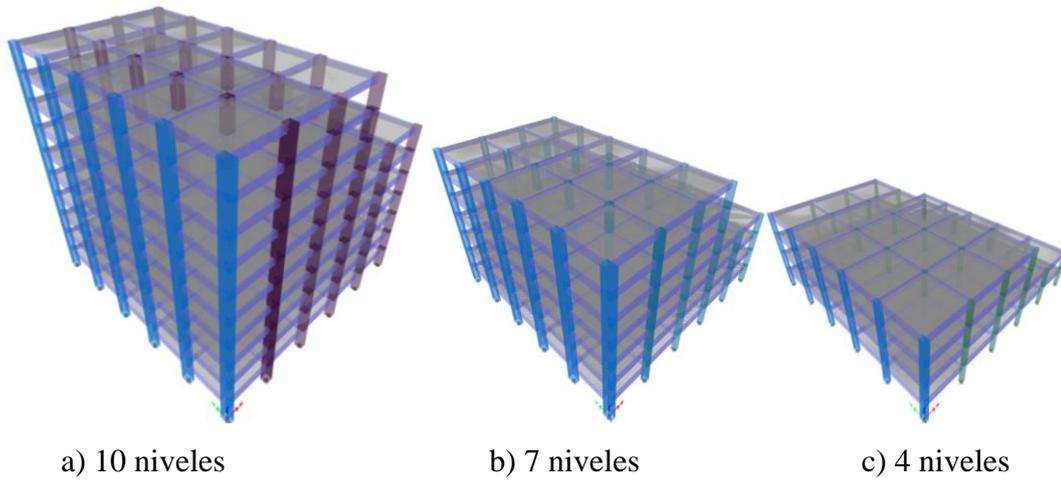
Ilustración 6 Modelado - Discontinuidades en el sistema de piso



Fuente: Elaboración propia

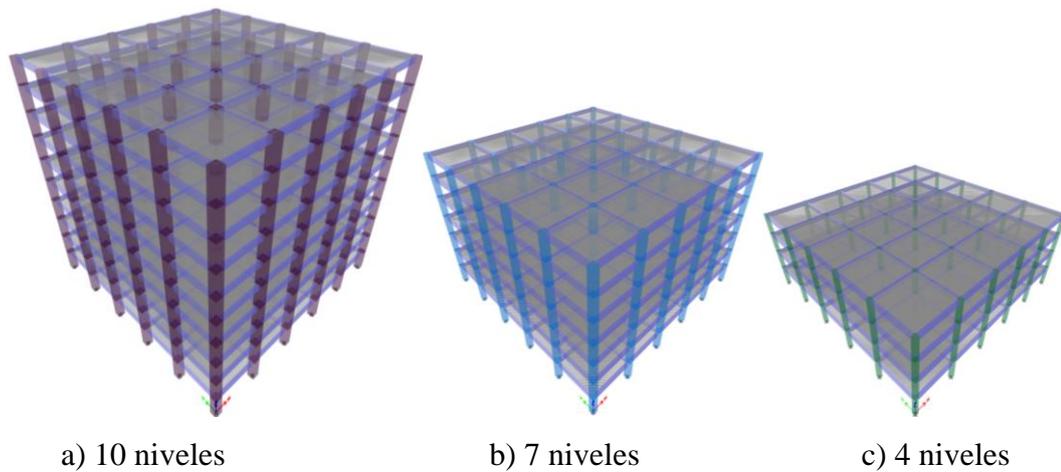
3.5.1.2 Estructuras aporricadas con irregularidades en elevación

Ilustración 7 Modelado - Geométrica



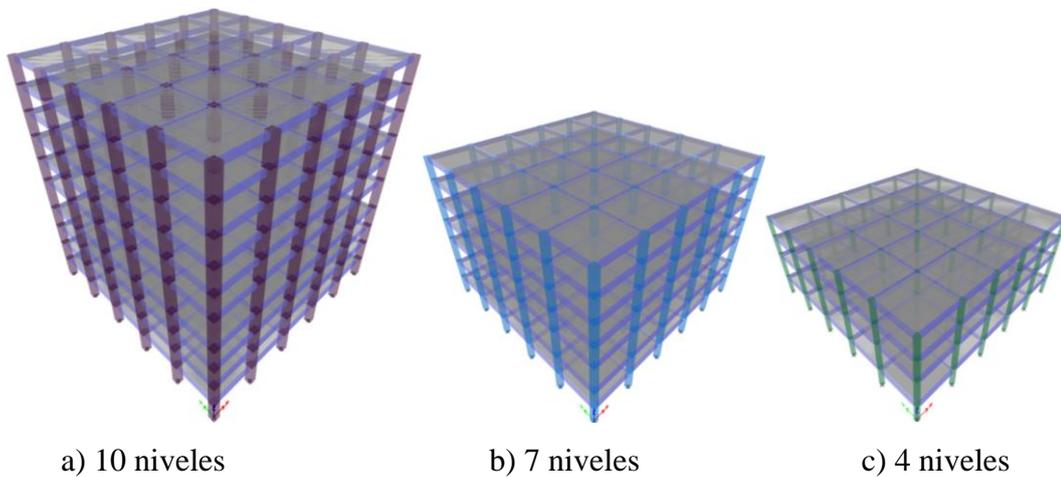
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 8 Modelado - Distribución de masa



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 9 Modelado - Rigidez - Piso Flexible



Fuente: Elaboración propia

Considerando el número de casos de estudio se estableció códigos según la irregularidad y su elevación para una mejor representación de los resultados:

Tabla 1 Disposición de códigos de irregularidades

Irregularidad		10 niveles	7 niveles	4 niveles
Planta	Ejes estructurales no paralelos (EJ)	EJ10	EJ7	EJ4
	Retrocesos excesivos en las esquinas (RET)	RET10	RET7	RET4
	Discontinuidades en el sistema de piso 1 (DP1)	DP1.10	DP1.7	DP1.4
	Discontinuidades en el sistema de piso 2 (DP2)	DP2.10	DP2.7	DP2.4
Elevación	Geométrica (GEO)	GEO10	GEO7	GEO4
	Distribución de masa (DM)	DM10	DM7	DM4
	Rigidez - Piso flexible (RIG)	RIG10	RIG7	RIG4
Fuente: Elaboración propia				

3.5.1.3 Características y dimensiones de los elementos

- Todas las edificaciones son de hormigón armado
 - Resistencia a la compresión, $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$.
 - Módulo de elasticidad, $Ec = 15100\sqrt{f'c} = 252671.33 \frac{kg}{cm^2}$.
 - Peso volumétrico, $\gamma c = 2400 \frac{kg}{m^3}$
 - Columnas con inercia agrietada de $0.8 I_g$.
 - Vigas con inercia agrietada de $0.5 I_g$.
- Acero de refuerzo
 - Esfuerzo nominal de fluencia, $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$.
 - Módulo de elasticidad, $Es = 2040000 \frac{kg}{cm^2}$.

Con respecto a los elementos estructurales, cumplen los criterios de diseño propuestos por la norma ACI 318:

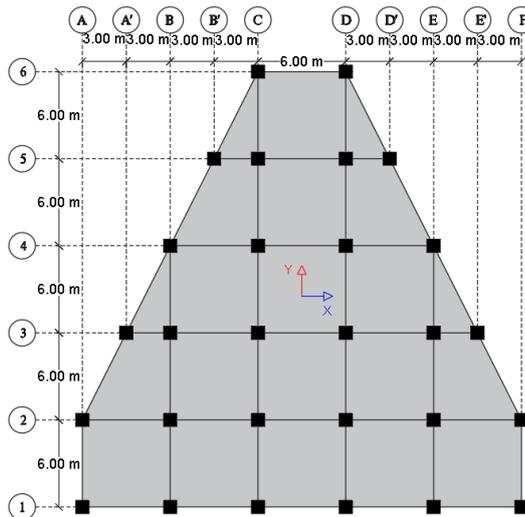
Tabla 2 Secciones de elementos

Para todas las irregularidades excepto la Irregularidad geométrica		
Niveles	Sección de Columnas (cm)	Sección de Vigas (cm)
10	90 x 90	30 x 65
7	70 x 70	30 x 65
4	50 x 50	30 x 65
Para la Irregularidad geométrica		
Niveles	Sección de Columnas (cm)	Sección de Vigas (cm)
10	90 x 90 y 70 x 120	30 x 65
7	70 x 70 y 70 x 120	30 x 65
4	50 x 50 y 50 x 80	30 x 65
Fuente: Elaboración propia		

Todos los edificios poseen una losa aligerada de 25 cm.

3.5.1.4 Configuración en planta y elevación

Ilustración 10 Configuración en planta - EJ

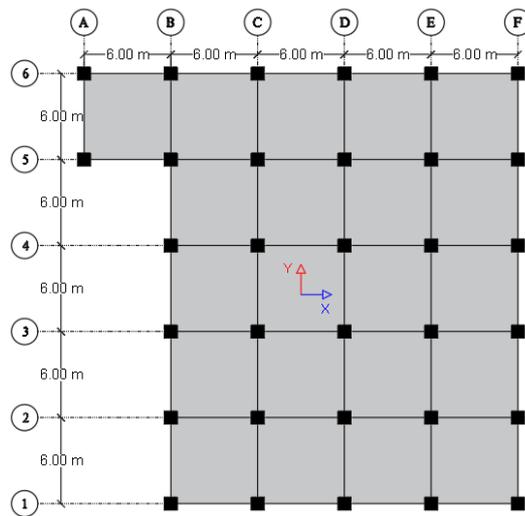


Fuente: Elaboración propia

Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

- a) Para 10 niveles $h_{e1-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m.

Ilustración 11 Configuración en planta - RET

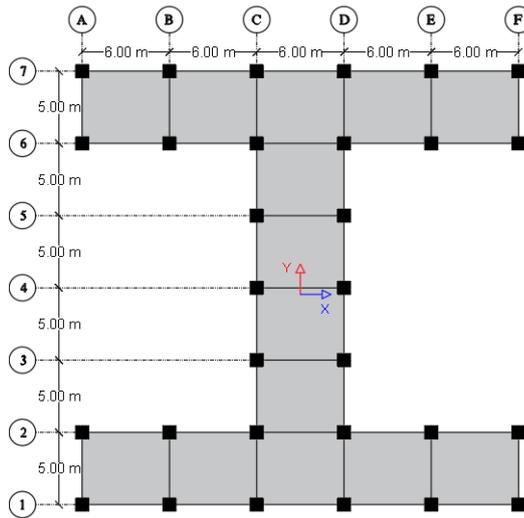


Fuente: Elaboración propia

Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

- a) Para 10 niveles $h_{e1-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m.

Ilustración 12 Configuración en planta - DP1

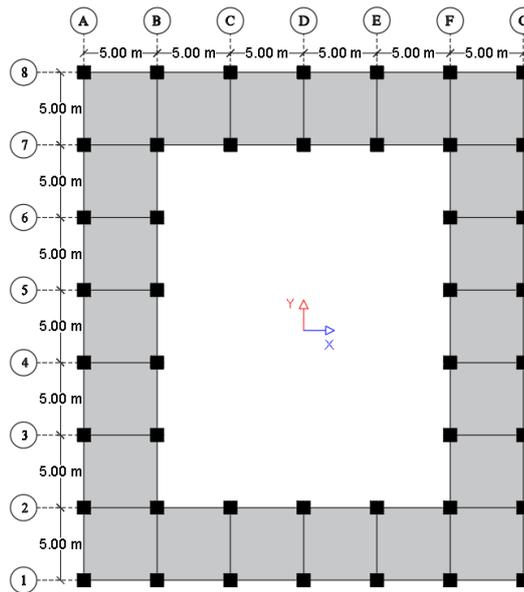


Fuente: Elaboración propia

Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

- a) Para 10 niveles $h_{e1-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m.

Ilustración 13 Configuración en planta - DP2

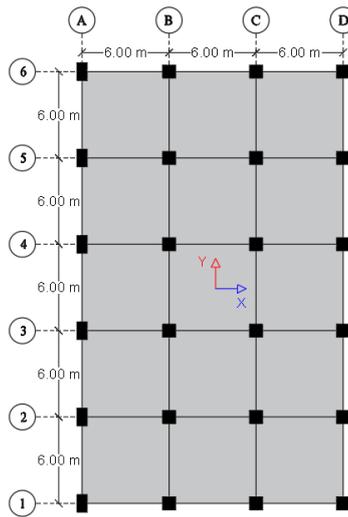


Fuente: Elaboración propia

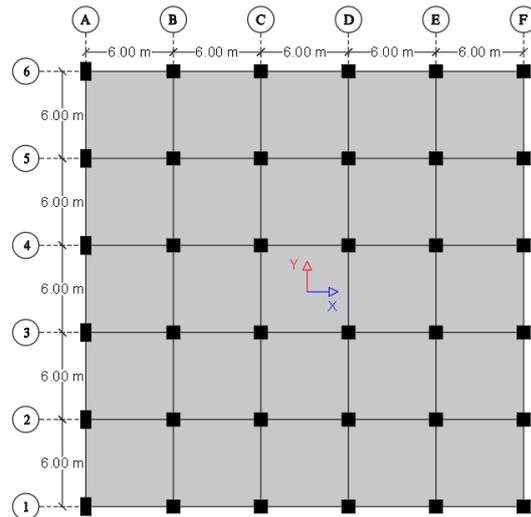
Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

- a) Para 10 niveles $h_{e1-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m.

Ilustración 14 Configuración en planta - GEO



Configuración a



Configuración b

Fuente: Elaboración propia

- Configuración a

Para 10 niveles: Planta 8 - 10

Para 7 niveles: Planta 5 - 7

Para 4 niveles: Planta 3 - 4

- Configuración b

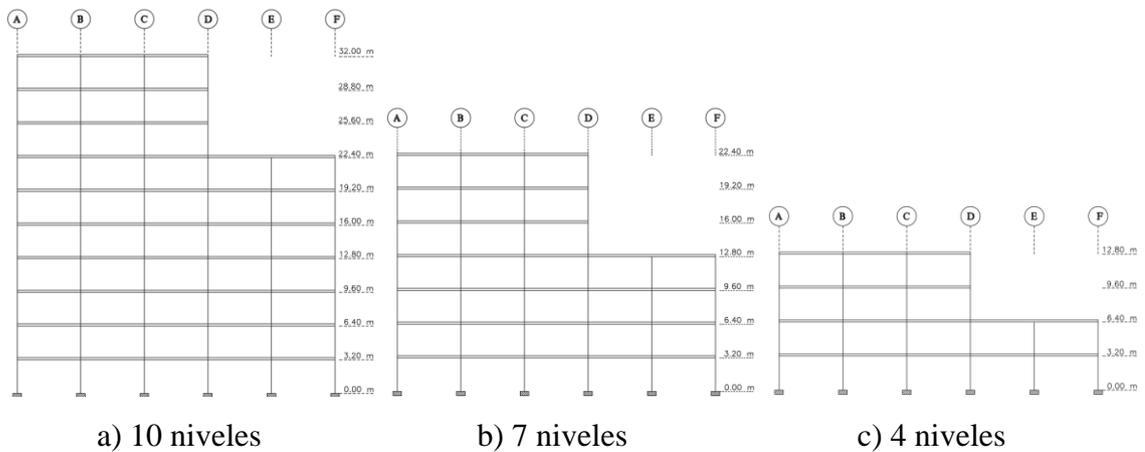
Para 10 niveles: Planta 1 - 8

Para 7 niveles: Planta 1 - 5

Para 4 niveles: Planta 1 - 2

Ilustración 15 Configuración en elevación - GEO

Pórtico Eje 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7:



a) 10 niveles

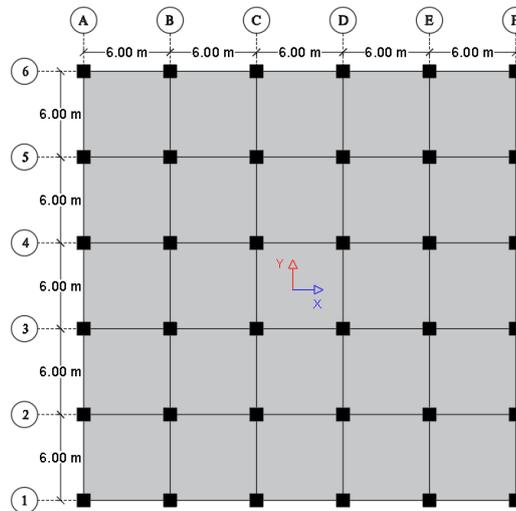
b) 7 niveles

c) 4 niveles

Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

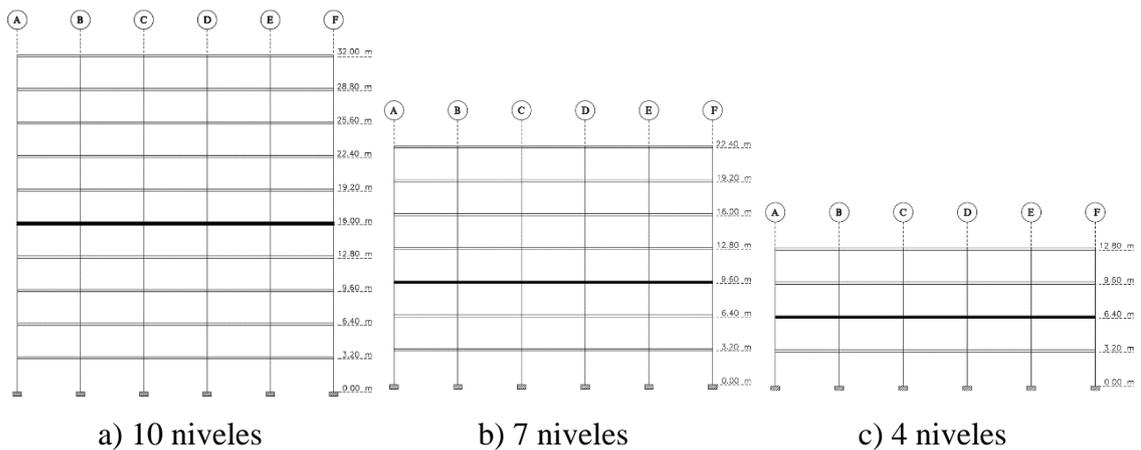
- a) Para 10 niveles $h_{e1-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m.

Ilustración 16 Configuración en planta - DM



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 17 Configuración en elevación - DM

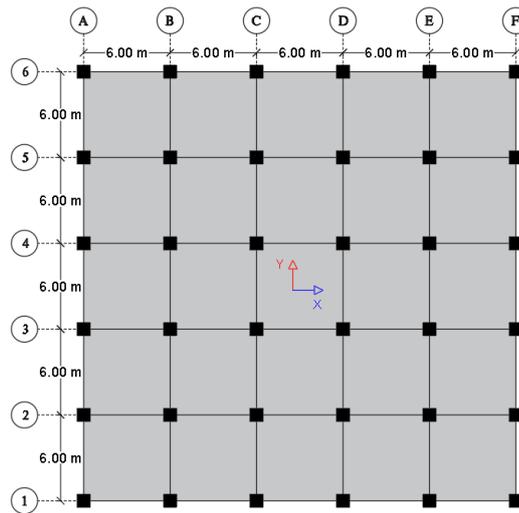


Fuente: Elaboración propia

Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

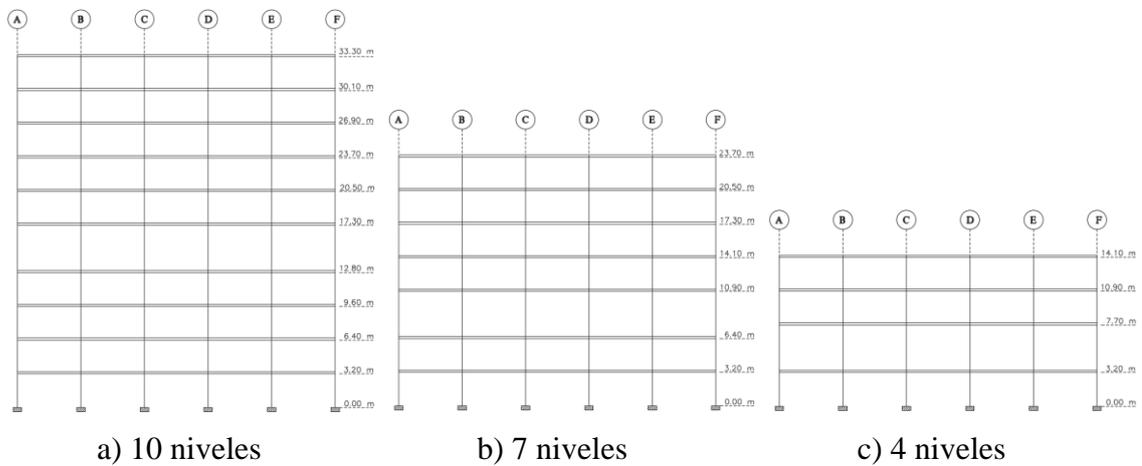
- a) Para 10 niveles $h_{e1-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m.

Ilustración 18 Configuración en planta - RIG



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 19 Configuración en elevación - RIG



a) 10 niveles

b) 7 niveles

c) 4 niveles

Fuente: Elaboración propia

Las alturas de entrepiso se detallan según la elevación de la estructura:

- a) Para 10 niveles $h_{e1-4} = 3,2$ m, $h_{e5} = 4,5$ m y $h_{e6-10} = 3,2$ m.
- b) Para 7 niveles $h_{e1-2} = 3,2$ m, $h_{e3} = 4,5$ m y $h_{e4-7} = 3,2$ m.
- c) Para 4 niveles $h_{e1} = 3,2$ m, $h_{e2} = 4,5$ m y $h_{e3-4} = 3,2$ m.

3.5.1.5 Cargas

- Cargas a

Para las irregularidades de ejes no paralelos, retrocesos excesivos en las esquinas, geométrica y rigidez – piso flexible.

Tabla 3 Cargas utilizadas en las estructuras

Edificios aporricados de 10 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 9	600	250
10	320	130
Edificios aporricados de 7 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 6	600	250
7	320	130
Edificios aporricados de 4 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 3	600	250
4	320	130
Fuente: Elaboración propia		

Cargas a

- Cargas b

Para las irregularidades de discontinuidades en el sistema de piso.

Edificios aporricados de 10 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 9	500	240
10	250	120
Edificios aporricados de 7 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 6	500	240
7	250	120
Edificios aporricados de 4 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 3	500	240
4	250	120
Fuente: Elaboración propia		

Cargas b

- Cargas c

Para irregularidad de distribución de masa

Edificios aporricados de 10 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 4	600	200
5	1100	500
1 - 9	600	200
10	320	130
Edificios aporricados de 7 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1 - 2	600	200
3	1100	500
4 - 6	600	200
7	320	130
Edificios aporricados de 4 niveles		
Niveles	Sobrecarga	Carga viva
	kg/m ²	kg/m ²
1	600	200
2	985	500
3	600	200
4	320	130
Fuente: Elaboración propia		

Cargas c

En la sobrecarga de las estructuras se encuentra el peso de la losa aligerada de 25 cm, con un valor de $350 \frac{kg}{m^2}$.

3.5.2 Análisis

Los análisis necesarios para el cumplimiento de los objetivos planteados se detallarán en esta sección, es necesario enfatizar que el procedimiento para realizar el análisis dinámico espectral y el sísmico estático lineal está establecido según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

3.5.2.1 Análisis dinámico espectral

Este procedimiento se empleará a todo tipo de estructura excepto a las estructuras totalmente regulares, considerando nuestro caso de estudio son las estructuras irregulares se aplica obligatoriamente.

Para la elaboración es necesario conocer el tipo de suelo donde se encontrarán implantadas las edificaciones, la ubicación del objeto de estudio es la ciudad de Machala

con un suelo tipo D considerando que son suelos blandos y una aceleración máxima en roca se obtiene los coeficientes de perfil de suelo:

Tabla 4 Coeficientes de perfil de suelo

Ciudad:	Machala
Tipo de suelo	D
z	0.4g
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
Fuente: Elaboración propia	

Según la metodología del diseño sismo resistente las estructuras deben clasificarse en categorías que corresponde al factor de importancia I, factor que incrementa la demanda sísmica de diseño según el tipo de uso, destino e importancia.

El valor del coeficiente de importancia se encuentra en categoría de otras estructuras o normal (I=1) considerando que el uso de las edificaciones planteadas es para oficinas, el factor de reducción de resistencia para un sistema estructural aperticado de hormigón armado (R=8). Los factores de configuración en planta y en elevación están establecidos según la NEC-SE-DS (Ver anexo 1)

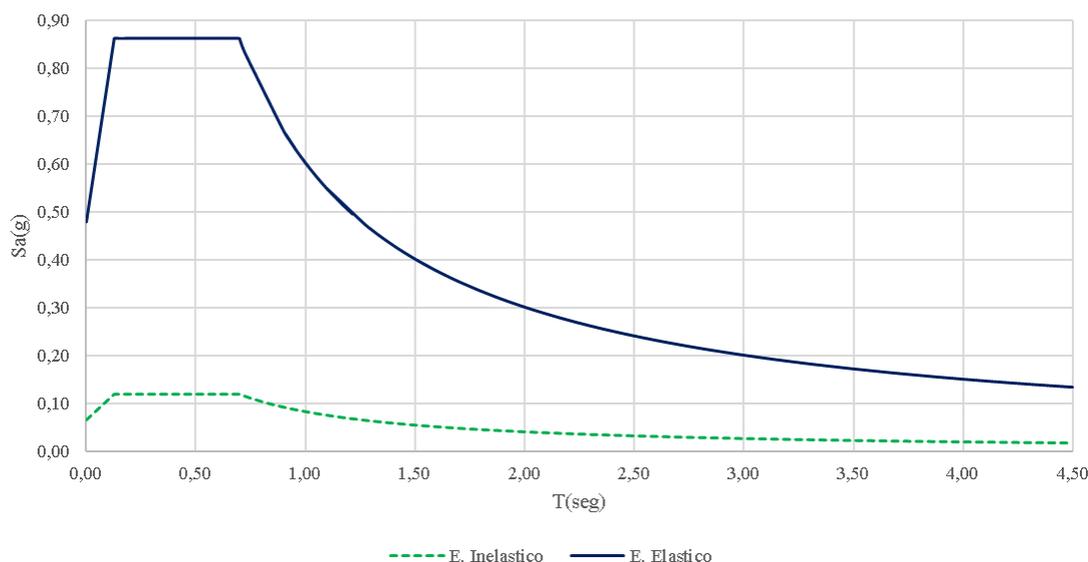
Se usa el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones, se puede aplicar la reducción de fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño obteniendo el espectro de respuesta inelástico.

Tabla 5 Parámetros para espectro de diseño inelástico en aceleraciones

Irregularidad		\emptyset_P	\emptyset_E	I	R
Planta	Ejes estructurales no paralelos	0,9	1	1	8
	Retrocesos excesivos en las esquinas				
	Discontinuidades en el sistema de piso				
	Discontinuidades en el sistema de piso				
Elevación	Geométrica	1	0,9		
	Distribución de masa				
	Rigidez - Piso flexible				
Fuente: Elaboración propia					

Con los datos detallados se elabora el espectro, obteniendo:

ilustración 20 Espectro sísmico de aceleraciones



Fuente: Elaboración propia

La carga sísmica reactiva (W) representa la carga reactiva por sismo, usando el 100% de carga muerta y el 25% de carga viva obteniendo:

$$W_R = D + 0.25L$$

W_R = Carga sísmica reactiva

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

La norma NEC-SE-DC establece que para ejecutar el análisis dinámico de estructuras irregulares se debe realizar modelos tridimensionales para su estudio considerando la complejidad de su respuesta estructural, cada piso tiene un total de tres grados de libertad respectivamente para cada modo de vibración.

Para todas los modelos tridimensionales se determina el valor de periodo (T) de manera aproximada mediante, $C_t = 0.055$ para pórticos especiales de hormigón armado y $\alpha = 0.9$ cuando no tienen muros estructurales ni diagonales rigidizadas:

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

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = Altura máxima de la edificación medida desde la base hasta n pisos.

T = Periodo de vibración

Los periodos obtenidos en el análisis dinámico no deben ser mayor en un 30% al valor calculado mediante este método.

Es importante realizar el control de derivas de piso, la norma NEC-SE-DC dispone que para estructuras de hormigón armado la deriva inelástica no debe exceder el 2%, el cálculo de la deriva inelástica se realiza mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R= Factor de reducción de resistencia

3.5.2.2 Análisis sísmico estático lineal

Una vez ejecutado el análisis estático lineal, el análisis dinámico espectral, ya que se necesitan conocer los periodos fundamentales correspondientes al modo fundamental de vibración. Con el periodo se obtiene el coeficiente k, el cual se determina mediante la siguiente tabla:

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T < 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2
Fuente: NEC-SE-DC	

El cortante basal de diseño se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = C * W$$

C= Coeficiente sísmico

V= Cortante basal total de diseño

W= Carga sísmica reactiva

Por lo tanto:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W$$

S_a = Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I= Coeficiente de importancia

R= Factor de reducción de resistencia sísmica

T= Periodo de vibración

Para finalizar se verificará si es necesario realizar ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico, el cortante obtenido no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el cortante estático en estructuras regulares.

- < 85% del cortante basal V obtenido por el cortante estático en estructuras irregulares.

3.5.2.3 Análisis modal

Primeramente, se utiliza el método de la rigidez directo que puede aplicarse a la solución de cualquier tipo de estructura reticular. Se procede a ensamblar la matriz de rigidez [k] para cada modelo respectivo a su dirección de análisis, considerando que la condición es axialmente rígida. Se realiza la reducción o condensación estática considerando que se tiene n grados de libertad.

Además, se ensambla la matriz de masa [m] considerando las cargas gravitacionales presentes en la estructura, la carga viva depende del uso que brindara la edificación y la carga muerta corresponde al peso propio y sobrecargas impuestas.

El primer parámetro por obtener es las frecuencias (ω) que se obtiene encontrando los valores propios de la matriz formada por la división entre la matriz de rigidez y la matriz masa, los valores calculados se ordenan de menor a mayor y se obtiene su raíz cuadrada.

$$[[k] - \omega^2[m]]\{\emptyset\} = 0$$

El segundo parámetro son los periodos se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen mediante la siguiente formula, este proceso se realiza respectivamente para cada modo. Para determinar la matriz modal normalizada el nivel de la azotea equivale a la unidad.

$$[[k] - \omega^2[m]]\{\emptyset\} = 0$$

Finalmente, una vez obtenidos los modos naturales de vibración para cada periodo se determina el factor de participación y porcentaje de masas respectivamente, para cada modo se calcula los parámetros generalizados de sus respectivos osciladores equivalentes.

Masa participante (L_i^*):

$$L_i^* = \Sigma M_i * \emptyset_i$$

Masa generalizada (M_i^*):

$$M_i^* = \Sigma M_i * \emptyset_i^2$$

Factor de participación:

$$\frac{L_i^*}{M_i^*}$$

Masa efectiva:

$$Masa\ efectiva_i = \frac{(L_i^*)^2}{M_i^*}$$

% Masa efectiva:

$$\% Masa\ efectiva_i = \frac{Masa\ efectiva_i}{Masa\ total}$$

3.6 Métodos empíricos con materiales utilizados

El método empírico se realizó la experimentación, mediante este método se realizó la modelación de edificios aporricados y conocer el comportamiento que se conoce como respuesta de la edificación, considerando que los modelos cuentan con diferentes irregularidades por lo tanto esta información puede ser utilidad para establecer la influencia de los modos superiores.

4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis de resultados

En esta sección se detallan los resultados obtenidos de los análisis anteriormente descritos:

4.1.1 Análisis dinámico espectral y sísmico estático

4.1.1.1 Irregularidad - Ejes no paralelos

a) Para 10 niveles:

Tabla 6 Modos de vibración – EJ10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,533	0,0000	0,7558	0	0,7558	0
2	1,43	0,7179	0,0000	0,7179	0,7558	0,0415
3	1,304	0,0413	0,0000	0,7592	0,7558	0,7192
4	0,446	0,0000	0,1145	0,7592	0,8702	0
5	0,42	0,1083	0,0000	0,8676	0,8702	0,0058
6	0,385	0,0063	0,0000	0,8738	0,8702	0,1068
7	0,219	0,0000	0,0508	0,8738	0,9211	0
8	0,209	0,0468	0,0000	0,9206	0,9211	0,0025
9	0,193	0,0023	0,0000	0,923	0,9211	0,0468
10	0,128	0,0000	0,0292	0,923	0,9502	0
11	0,125	0,0275	0,0000	0,9504	0,9502	0,0009
12	0,115	0,0009	0,0000	0,9513	0,9502	0,0275
13	0,084	0,0000	0,0186	0,9513	0,9689	0
14	0,082	0,0178	0,0000	0,9691	0,9689	0,0004
15	0,076	0,0004	0,0000	0,9695	0,9689	0,0179
16	0,059	0,0000	0,0126	0,9695	0,9815	0
17	0,059	0,0122	0,0000	0,9817	0,9815	0,0002
18	0,054	0,0002	0,0000	0,9819	0,9815	0,0123
19	0,045	0,0000	0,0087	0,9819	0,9902	0
20	0,045	0,0085	0,0000	0,9903	0,9902	0,0001
21	0,041	0,0001	0,0000	0,9904	0,9902	0,0085
22	0,036	0,0000	0,0057	0,9904	0,9959	0
23	0,036	0,0056	0,0000	0,996	0,9959	0
24	0,033	0,0000	0,0000	0,996	0,9959	0,0056
25	0,031	0,0000	0,0031	0,996	0,9991	0
26	0,031	0,0030	0,0000	0,9991	0,9991	0
27	0,028	0,0000	0,0000	0,9991	0,9991	0,0031
28	0,028	0,0009	0,0000	1	0,9991	0
29	0,028	0,0000	0,0009	1	1	0
30	0,025	0,0000	0,0000	1	1	0,0009

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos del software comercial obtenemos los periodos del modelo, considerando en el análisis los periodos que implican la participación de masa

modal acumulada del 90%, cumpliendo con la normativa. En el segundo modo, se presenta una torsión de 4,22% permitiendo un máximo de 10 % en los periodos fundamentales y un comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional (Ver anexo 2 y 3) realizado manualmente se comprueba la confiabilidad del software obteniendo frecuencias y periodos similares en las dos direcciones de análisis y mediante la siguiente tabla se presenta un resumen del análisis:

Tabla 7 Factores de participación y Masas efectivas "X" - EJ10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	295,5	241,41	228,71	258,93	336,33	494,71	829,87	1852,16	4139,39	18415,33
Masa Participante (Ton.s ² /m)	394,97	-135,28	87,79	-70,98	65,02	-65,35	70,93	-46,07	98,52	-117,1
Factor de participación	1,34	-0,56	0,38	-0,27	0,19	-0,13	0,09	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	527,92	75,81	33,70	19,46	12,57	8,63	6,06	1,15	2,34	0,74
% Masa efectiva	76,36	10,96	4,87	2,81	1,82	1,25	0,88	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - EJ10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	285,98	230,99	225,77	263,31	384,17	517,03	871,48	1943,76	4369,21	19492,14
Masa Participante (Ton.s ² /m)	386,39	-134,75	89,16	-72,89	67,08	-67,54	73,39	-47,15	102,42	-122,28
Factor de participación	1,35	-0,58	0,39	-0,28	0,17	-0,13	0,08	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	522,05	78,61	35,21	20,18	11,71	8,82	6,18	1,14	2,40	0,77
% Masa efectiva	75,51	11,37	5,09	2,92	1,87	1,28	0,89	0,17	0,35	0,11

Fuente: Elaboración propia

Mediante los periodos fundamentales encontrados se realiza el análisis estático:

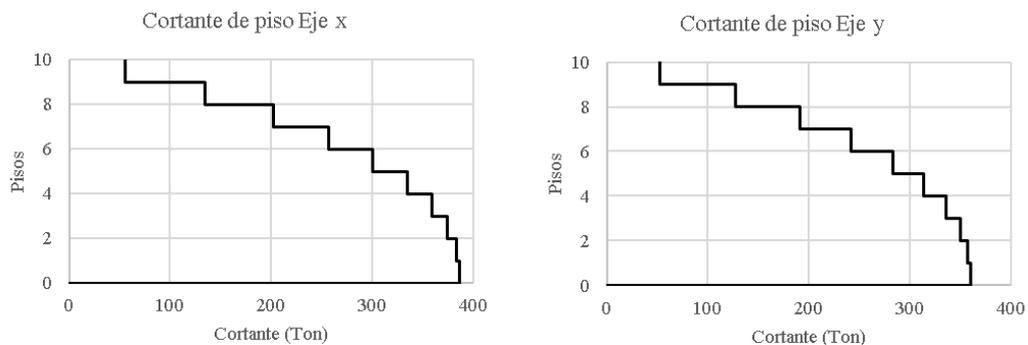
Tabla 9 Análisis sísmico estático – EJ10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,43	0.0586	1.465
Dirección "Y"	1,533	0.0546	1.517

Fuente: Elaboración propia

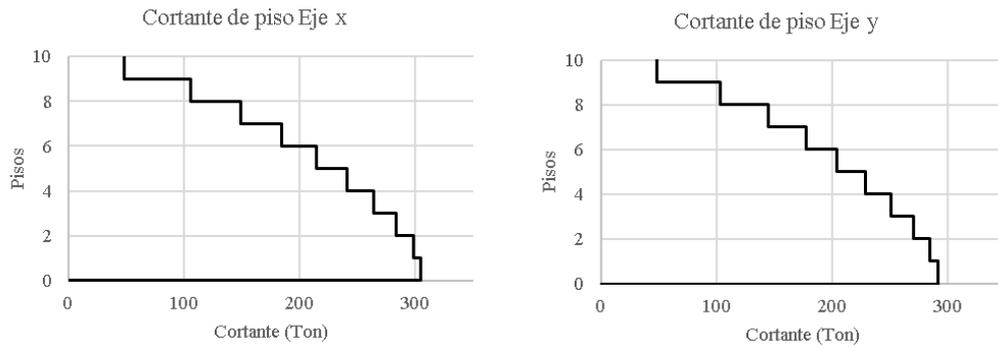
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 21 Cortantes de piso EJ10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 22 Cortantes de piso EJ10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - EJ10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	386.171
Sdx (Ton)	305.012
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	359.811
Sdy (Ton)	291.883
Fuente: Elaboración propia	

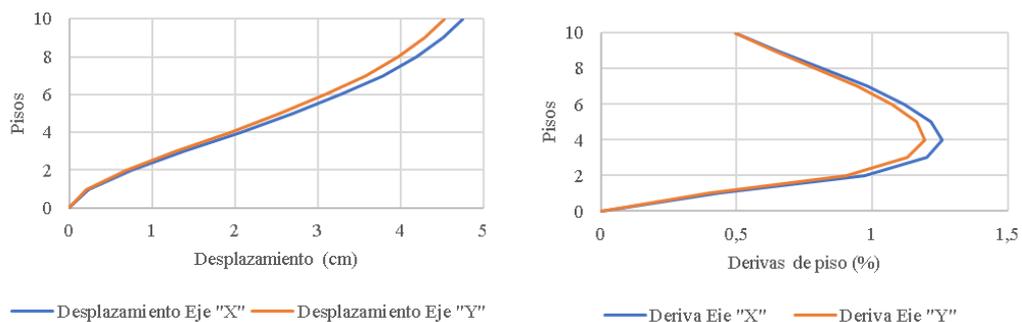
De los resultados se verificará si la edificación requiere ajuste de cortante, la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 11 Ajuste de cortante - EJ10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	79%	81%
Ajuste de cortante	10,554	10,276
Fuente: Elaboración propia		

Observando que en las dos direcciones se debe realizar ajuste de cortante, obteniendo los desplazamientos y derivas.

Ilustración 23 Desplazamientos y Derivas inelásticas - EJ10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 4.75 cm y 4.53 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.26% en “X” y un 1.196% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 12 Influencia de los modos superiores - EJ10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,533	0,0000	0,7558	0,0546	0,0000	272,0386
2	1,43	0,7179	0,0000	0,0586	277,3273	0,0000
4	0,446	0,0000	0,1145	0,1200	0,0000	90,5770
5	0,42	0,1083	0,0000	0,1200	85,6724	0,0000
7	0,219	0,0000	0,0508	0,1200	0,0000	40,1861
8	0,209	0,0468		0,1200	37,0219	0,0000
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,44	1,48

En referencia a los datos obtenidos en las dos direcciones se debe comprobar la influencia de los modos superiores incluyendo en el análisis los modos que impliquen la participación de masa modal del 90%, las fuerzas según el modo se obtienen multiplicando el peso sísmico de la estructura, la aceleración espectral y la participación modal. Se considera que existe influencia de los modos superiores cuando la relación entre las fuerzas de acciones en la base y la fuerza del primer periodo es mayor al 130%, estimando que el porcentaje de los modos superiores es significativo. Observando que en ambas direcciones existe la influencia de los modos superiores siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 13 Modos de vibración – EJ7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,085	0,0000	0,7818	0	0,7818	0
2	1,015	0,6998	0,0000	0,6998	0,7818	0,086
3	0,943	0,0857	0,0000	0,7855	0,7818	0,699
4	0,323	0,0000	0,1122	0,7855	0,894	0
5	0,306	0,1024	0,0000	0,8879	0,894	0,01
6	0,284	0,0101	0,0000	0,898	0,894	0,102
7	0,165	0,0000	0,0490	0,898	0,943	0
8	0,158	0,0443	0,0000	0,9423	0,943	0,003
9	0,146	0,0030	0,0000	0,9453	0,943	0,045
10	0,1	0,0000	0,0278	0,9453	0,9708	0
11	0,098	0,0259	0,0000	0,9712	0,9708	0,001
12	0,09	0,0009	0,0000	0,9721	0,9708	0,026
13	0,069	0,0000	0,0169	0,9721	0,9877	0
14	0,067	0,0159	0,0000	0,988	0,9877	0,0
15	0,062	0,0003	0,0000	0,9883	0,9877	0,016
16	0,052	0,0000	0,0093	0,9883	0,997	0
17	0,051	0,0088	0,0000	0,9971	0,997	0
18	0,047	0,0001	0,0000	0,9972	0,997	0,009
19	0,043	0,0000	0,0030	0,9972	1	0
20	0,043	0,0028	0,0000	1	1	0
21	0,039	0,0000	0,0000	1	1	0,003

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos del software comercial tenemos una torsión de 8.75 % en el segundo modo y un comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 4 y 5) obtenemos:

Tabla 14 Factores de participación y Masas efectivas "X" – EJ7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	194,61	168,94	171,65	228,91	410,08	1036,56	4829,55
Masa Participante (Ton.s ² /m)	256,88	-88,69	58,95	-51,39	53,97	-64,42	80,18
Factor de participación	1,32	-0,52	0,34	-0,22	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	339,07	46,56	20,25	11,54	7,10	4,00	1,33
% Masa efectiva	78,88	10,83	4,71	2,68	1,65	0,93	0,31

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – EJ7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	189,36	162,4	170,39	237,4	439,52	1134,66	5371,88
Masa Participante (Ton.s ² /m)	252,09	-88,27	60,04	-53,51	57,11	-69,11	87,36
Factor de participación	1,33	-0,54	0,35	-0,23	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	335,60	47,98	21,16	12,06	7,42	4,21	1,42
% Masa efectiva	78,07	11,16	4,92	2,81	1,73	0,98	0,33

Fuente: Elaboración propia

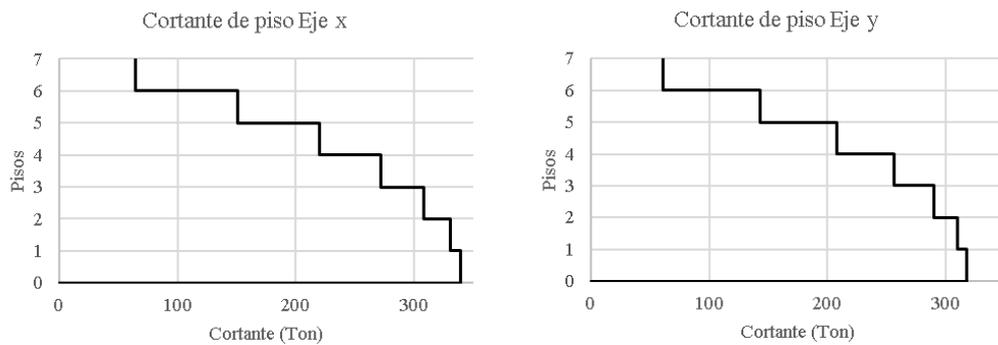
Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

Tabla 16 Análisis sísmico estático – EJ7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,015	0.0825	1.258
Dirección "Y"	1,085	0.0772	1.293
Fuente: Elaboración propia			

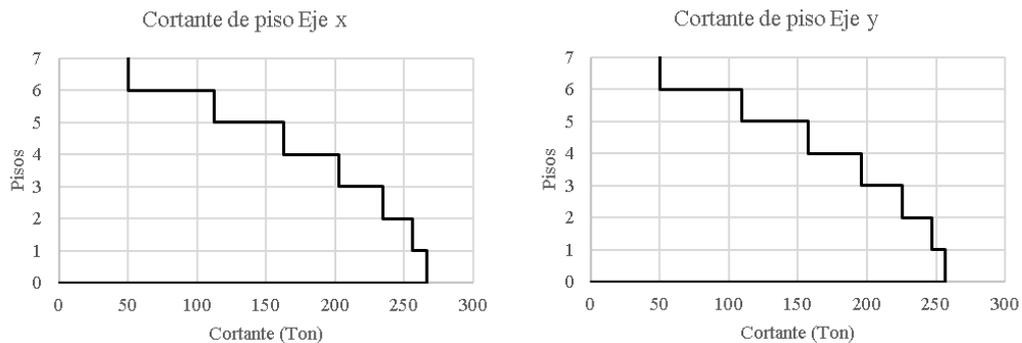
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 24 Cortantes de piso EJ7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 25 Cortantes de piso EJ7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 17 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – EJ7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	339.271
Sdx (Ton)	266.243
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	317.475
Sdy (Ton)	256.361
Fuente: Elaboración propia	

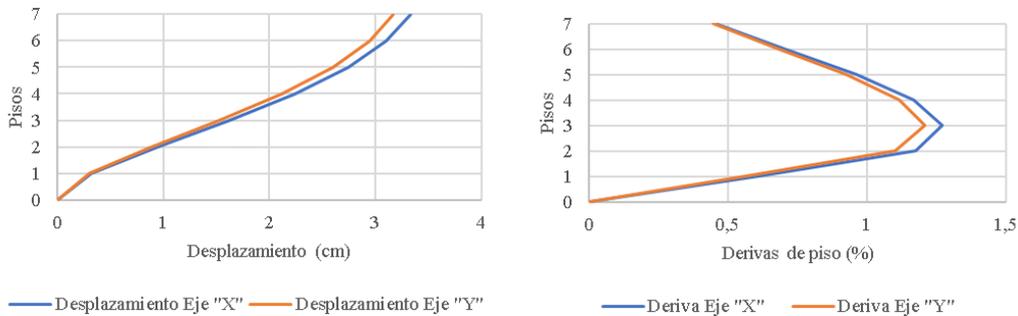
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 18 Ajuste de cortante – EJ7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	79%	81%
Ajuste de cortante	10,622	10,323
Fuente: Elaboración propia		

Se verifica el ajuste de cortante y se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 26 Desplazamientos y Derivas inelásticas - EJ7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.33 cm y 3.17 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.27% en “X” y un 1.21% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 19 Influencia de los modos superiores – EJ7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,085	0,000	0,782	0,077	0,000	248,287
2	1,015	0,700	0,000	0,083	237,503	0,000
4	0,323	0,000	0,112	0,120	0,000	55,388
5	0,306	0,102	0,000	0,120	50,550	0,000
7	0,165	0,000	0,049	0,120	0,000	24,189
8	0,158	0,044		0,120	21,869	0,000
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,30	1,32

En ambas direcciones es mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

c) Para 4 niveles:

Tabla 20 Modos de vibración – EJ4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,687	0,0000	0,8329	0	0,8329	0,0
2	0,651	0,7604	0,0000	0,7604	0,8329	0,077
3	0,604	0,0779	0,0000	0,8384	0,8329	0,7574
4	0,214	0,0000	0,1117	0,8384	0,9447	0
5	0,205	0,1034	0,0000	0,9418	0,9447	0,0069
6	0,189	0,0069	0,0000	0,9487	0,9447	0,1044
7	0,119	0,0000	0,0421	0,9487	0,9868	0
8	0,116	0,0383	0,0000	0,987	0,9868	0,0015
9	0,106	0,0011	0,0000	0,9882	0,9868	0,04
10	0,084	0,0000	0,0132	0,9882	1	0
11	0,084	0,0117	0,0000	0,9999	1	0,0002
12	0,076	0,0001	0,0000	1	1	0,0127

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos del software comercial se observa que existe una torsión de 7.87 % en el segundo modo permitiendo un máximo de 10 % y un comportamiento traslación.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 6 y 7) obtenemos:

Tabla 21 Factores de participación y Masas efectivas "X" – EJ4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	105,33	104,81	165,29	658,73
Masa Participante (Ton.s2/m)	137,94	-50,12	38,81	-43,61
Factor de participación	1,31	-0,48	0,23	-0,07
Masa efectiva (Ton.s2/m)	180,65	23,97	9,11	2,89
% Masa efectiva	83,39	11,06	4,21	1,33

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – EJ4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	104,43	103,83	167,75	697,06
Masa Participante (Ton.s2/m)	137,11	-50,15	39,72	-46,05
Factor de participación	1,31	-0,48	0,24	-0,07
Masa efectiva (Ton.s2/m)	180,02	24,22	9,40	3,04
% Masa efectiva	83,09	11,18	4,32	1,4

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

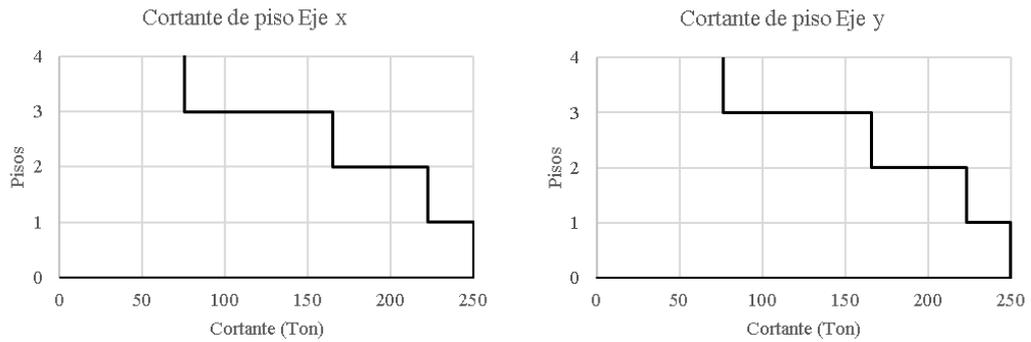
Tabla 23 Análisis sísmico estático – EJ4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.651	0.12	1.076
Dirección "Y"	0.687	0.12	1.094

Fuente: Elaboración propia

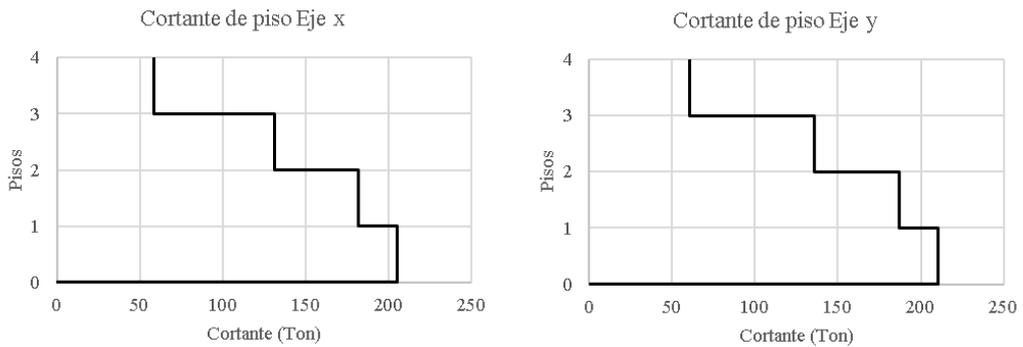
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 27 Cortantes de piso EJ4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 28 Cortantes de piso EJ4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 24 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – EJ4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	249.861
Sdx (Ton)	205.325
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	249.861
Sdy (Ton)	210.475
Fuente: Elaboración propia	

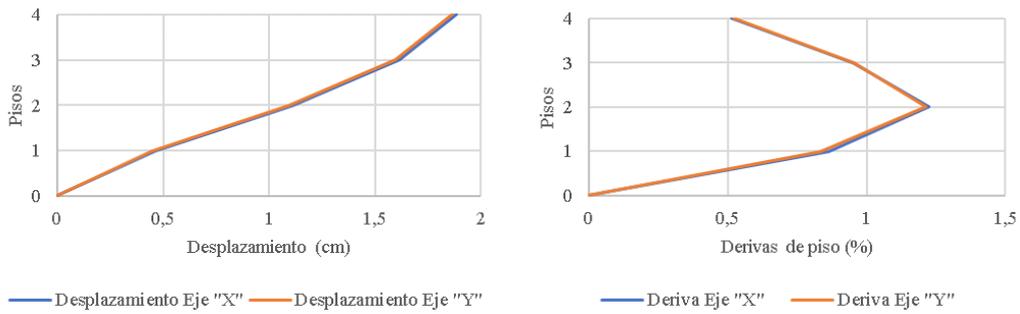
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 25 Ajuste de cortante – EJ4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	82%	84%
Ajuste de cortante	10,144	9,896
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 29 Desplazamientos y Derivas inelásticas - EJ4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 1.88 cm y 1.86 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.23% en “X” y un 1.22% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 26 Influencia de los modos superiores – EJ4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,687	0,0000	0,8329	0,1200	0,0000	208,1803
2	0,651	0,7604	0,0000	0,1200	190,0592	0,0000
4	0,214	0,0000	0,1117	0,1200	0,0000	27,9190
5	0,205	0,1034	0,0000	0,1200	25,8444	0,0000
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,14	1,13

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores debido a la altura de la edificación.

4.1.1.2 Irregularidad - Retrocesos excesivos en las esquinas

a) Para 10 niveles:

Tabla 27 Modos de vibración – RET10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,512	0,7171	0,0397	0,7171	0,0397	0,0024
2	1,511	0,0391	0,7193	0,7563	0,7589	0,0008
3	1,318	0,0030	0,0003	0,7592	0,7592	0,7598
4	0,443	0,1013	0,0111	0,8605	0,7703	0,0004
5	0,443	0,0110	0,1016	0,8715	0,8719	0,0001
6	0,39	0,0004	0,0000	0,8719	0,8719	0,1101
7	0,22	0,0380	0,0118	0,9099	0,8837	0,0002
8	0,219	0,0118	0,0382	0,9217	0,9219	0
9	0,196	0,0002	0,0000	0,9219	0,9219	0,0489
10	0,13	0,0147	0,0139	0,9366	0,9358	0,0002
11	0,13	0,0140	0,0148	0,9506	0,9506	0
12	0,117	0,0001	0,0001	0,9507	0,9507	0,0282
13	0,085	0,0064	0,0119	0,9571	0,9625	0,0001
14	0,085	0,0120	0,0065	0,9691	0,969	0
15	0,077	0,0000	0,0001	0,9691	0,9691	0,0181
16	0,061	0,0033	0,0091	0,9724	0,9783	0,0001
17	0,061	0,0092	0,0033	0,9816	0,9816	0
18	0,055	0,0000	0,0001	0,9817	0,9817	0,0123
19	0,046	0,0018	0,0067	0,9835	0,9884	0,0001
20	0,046	0,0068	0,0018	0,9903	0,9902	0
21	0,042	0,0000	0,0001	0,9903	0,9903	0,0085
22	0,037	0,0010	0,0046	0,9913	0,9949	0,0001
23	0,037	0,0046	0,0010	0,996	0,9959	0
24	0,033	0,0000	0,0001	0,996	0,996	0,0056
25	0,031	0,0005	0,0026	0,9965	0,9985	0,0000
26	0,031	0,0026	0,0005	0,9991	0,999	0
27	0,028	0,0000	0,0000	0,9991	0,999	0,003
28	0,028	0,0001	0,0008	0,9992	0,9998	0
29	0,028	0,0008	0,0001	1	1	0
30	0,026	0,0000	0,0000	1	1	0,0009

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos del software se observa una torsión de 0,24% en el primer modo y 0.08% en el segundo.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 8 y 9) obtenemos:

Tabla 28 Factores de participación y Masas efectivas "X" - RET10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	349,17	283,33	271,56	311,06	406,8	600,34	1008,46	2249,68	5038,42	22440,26
Masa Participante (Ton.s2/m)	468,89	-161,69	105,75	-85,87	78,78	-79,21	85,98	-55,55	119,66	-142,5
Factor de participación	1,34	-0,57	0,39	-0,28	0,19	-0,13	0,09	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	629,66	92,27	41,18	23,70	15,26	10,45	7,33	1,37	2,84	0,90
% Masa efectiva	75,99	11,14	4,97	2,86	1,84	1,26	0,88	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - RET10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	349,17	283,34	271,56	311,06	406,79	600,32	1008,53	2249,65	5038,42	22440,26
Masa Participante (Ton.s2/m)	468,89	-161,69	105,75	-85,87	78,78	-79,21	85,99	-55,55	119,66	-142,5
Factor de participación	1,34	-0,57	0,39	-0,28	0,19	-0,13	0,09	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	629,66	92,27	41,18	23,70	15,26	10,45	7,33	1,37	2,84	0,90
% Masa efectiva	75,99	11,14	4,97	2,86	1,84	1,26	0,88	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

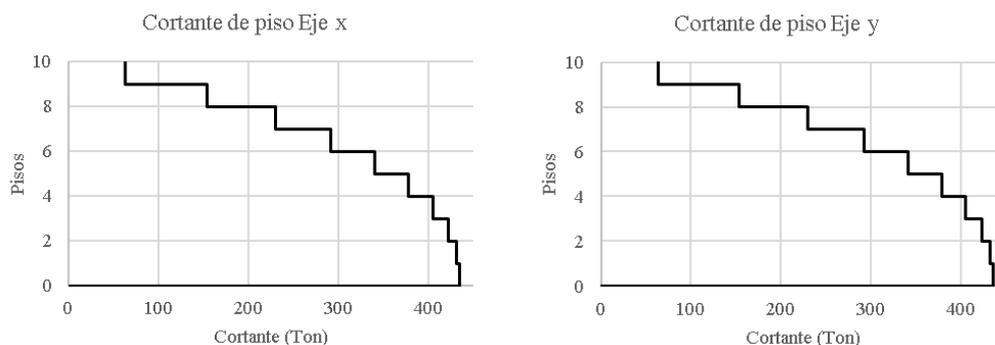
Tabla 30 Análisis sísmico estático - RET10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,512	0.055	1.506
Dirección "Y"	1,511	0.055	1.506

Fuente: Elaboración propia

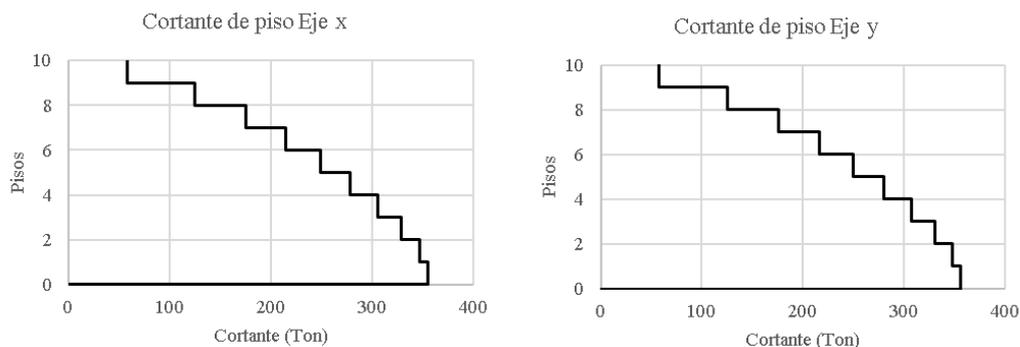
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 30 Cortantes de piso RET10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 31 Cortantes de piso RET10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 31 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - RET10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	435.151
Sdx (Ton)	354.923
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	435.151
Sdy (Ton)	355.847
Fuente: Elaboración propia	

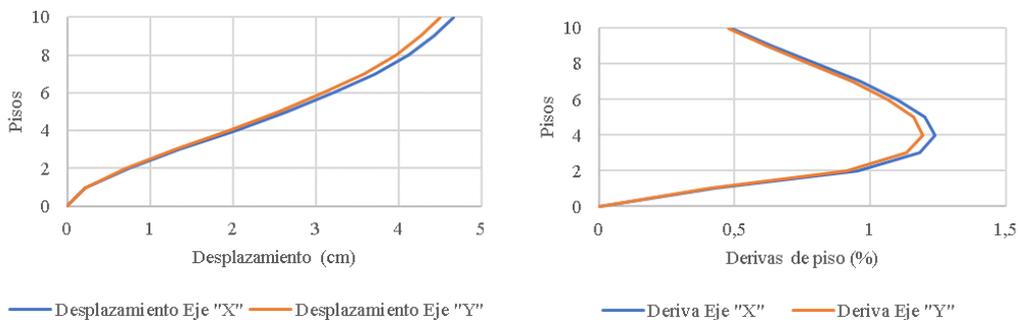
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 32 Ajuste de cortante - RET10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	82%	82%
Ajuste de cortante	10,219	10,193
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 32 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RET-10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 4.66 cm y 4.50 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.24% en "X" y un 1.195% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 33 Influencia de los modos superiores - RET10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,512	0,7171	0,0397	0,0554	314,4234	17,4071
2	1,511	0,0391	0,7193	0,0554	17,1440	315,3880
4	0,443	0,1013	0,0111	0,1200	96,2091	10,5422
5	0,443	0,0110	0,1016	0,1200	10,4472	96,4940
7	0,22	0,0380	0,0118	0,1200	36,0903	11,2070
8	0,219		0,0382	0,1200		36,2802
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,51	1,55

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 34 Modos de vibración – RET7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,074	0,7583	0,0226	0,7583	0,0226	0,0042
2	1,073	0,0223	0,7624	0,7806	0,785	0,0004
3	0,952	0,0045	0,0001	0,7851	0,7851	0,782
4	0,322	0,0994	0,0109	0,8845	0,796	0,0005
5	0,322	0,0108	0,0999	0,8953	0,8959	0,00
6	0,287	0,0006	0,0000	0,8959	0,8959	0,1093
7	0,166	0,0356	0,0123	0,9315	0,9082	0,0003
8	0,166	0,0124	0,0358	0,9438	0,944	0
9	0,148	0,0002	0,0001	0,944	0,9441	0,0476
10	0,102	0,0133	0,0138	0,9574	0,9578	0,0002
11	0,102	0,0139	0,0134	0,9713	0,9713	0
12	0,091	0,0001	0,0001	0,9714	0,9714	0,027
13	0,07	0,0051	0,0113	0,9765	0,9827	0,0001
14	0,07	0,0114	0,0051	0,9879	0,9878	0
15	0,063	0,0000	0,0001	0,9879	0,9879	0,0164
16	0,053	0,0019	0,0071	0,9898	0,9951	0,0001
17	0,053	0,0072	0,0019	0,997	0,997	0
18	0,048	0,0000	0,0001	0,9971	0,9971	0,009
19	0,045	0,0005	0,0024	0,9975	0,9995	0
20	0,045	0,0025	0,0005	1	1	0
21	0,04	0,0000	0,0000	1	1	0,0029

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados se observa una torsión de 0,42% en el primer modo y de 0,04 % en el segundo.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 10 y 11) obtenemos:

Tabla 35 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RET7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	231,64	199,66	204,89	277,48	502,99	1281,08	6003,5
Masa Participante (Ton.s ² /m)	306,88	-106,48	71,35	-62,7	66,24	-79,48	99,52
Factor de participacion	1,32	-0,53	0,35	-0,23	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	406,56	56,79	24,85	14,17	8,72	4,93	1,65
% Masa efectiva	78,54	10,97	4,8	2,74	1,68	0,95	0,32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RET7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	231,64	199,66	204,9	277,48	502,97	1280,91	6002,2
Masa Participante (Ton.s ² /m)	306,88	-106,48	71,35	-62,7	66,23	-79,47	99,51
Factor de participación	1,32	-0,53	0,35	-0,23	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	406,56	56,79	24,85	14,17	8,72	4,93	1,65
% Masa efectiva	78,54	10,97	4,8	2,74	1,68	0,95	0,32

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

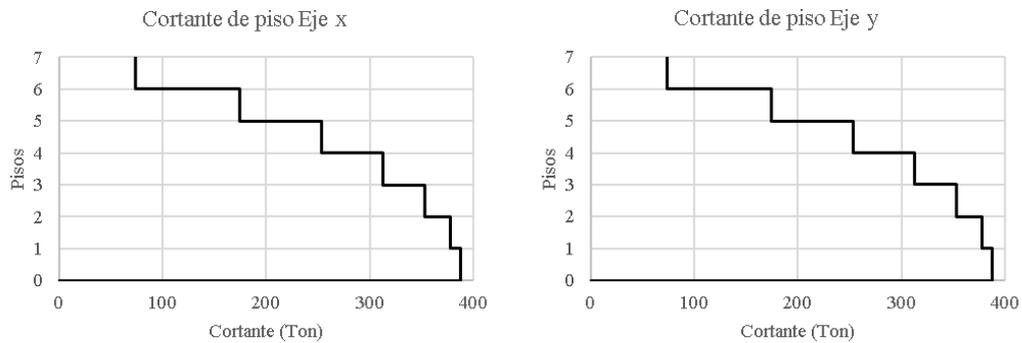
Tabla 37 Análisis sísmico estático – RET7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,074	0.0781	1.287
Dirección "Y"	1,073	0.0781	1.287

Fuente: Elaboración propia

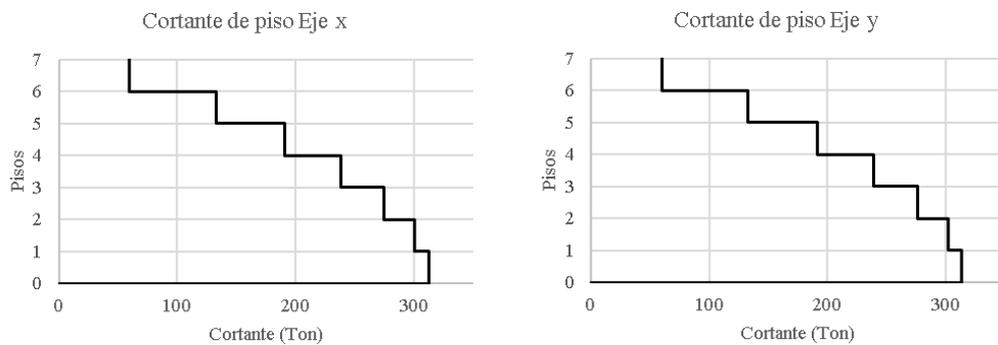
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 33 Cortantes de piso RET7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 34 Cortantes de piso RET7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 38 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RET7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	387.409
Sdx (Ton)	312.259
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	387.409
Sdy (Ton)	313.423
Fuente: Elaboración propia	

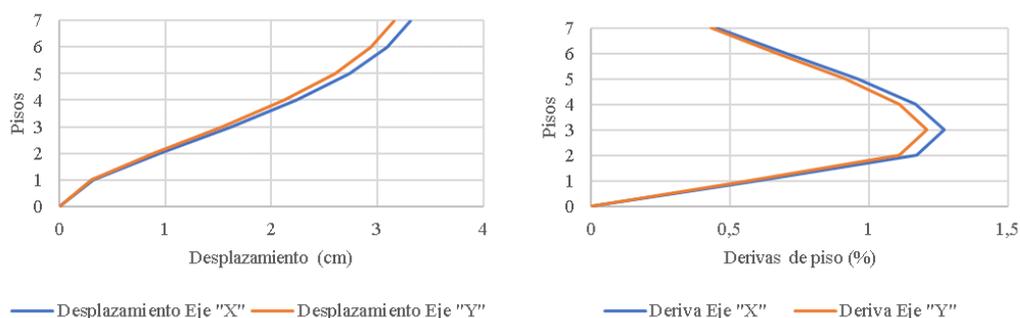
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 39 Ajuste de cortante – RET7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	81%	81%
Ajuste de cortante	10,342	10,303
Fuente: Elaboración propia		

Se verifica el ajuste de cortante y se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 35 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RET7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.32 cm y 3.15 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.27% en "X" y un 1.21% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 40 Influencia de los modos superiores – RET7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,074	0,7583	0,0226	0,0781	293,8723	8,7584
2	1,073	0,0223	0,7624	0,0781	8,6422	295,4613
4	0,322	0,0994	0,0109	0,1200	59,1881	6,4904
5	0,322	0,0108	0,0999	0,1200	6,4309	59,4858
7	0,166	0,0356	0,0123	0,1200	21,1981	7,3241
8	0,166		0,0358	0,1200		21,3172
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,32	1,35

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

c) Para 4 niveles:

Tabla 41 Modos de vibración – RET4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,686	0,7472	0,0844	0,7472	0,0844	0,0049
2	0,685	0,0846	0,7519	0,8318	0,8363	0
3	0,611	0,0047	0,0002	0,8365	0,8365	0,8319
4	0,215	0,0849	0,0246	0,9215	0,8611	0,0006
5	0,214	0,0247	0,0854	0,9462	0,9465	0
6	0,191	0,0005	0,0002	0,9467	0,9467	0,1092
7	0,121	0,0205	0,0200	0,9671	0,9667	0,0003
8	0,121	0,0202	0,0206	0,9874	0,9873	0
9	0,108	0,0001	0,0002	0,9875	0,9875	0,0405
10	0,087	0,0028	0,0096	0,9903	0,9971	0,0001
11	0,087	0,0097	0,0028	1	0,9999	0
12	0,077	0,0000	0,0001	1	1	0,0124

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados tenemos se observa una torsión de 0,49% en el primer modo, no representa un problema porque se puede permitir hasta un máximo de 10%.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 12 y 13) obtenemos:

Tabla 42 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RET4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	128,03	126,78	195,64	760,05
Masa Participante (Ton.s ² /m)	167,44	-60,35	45,95	-50,63
Factor de participacion	1,31	-0,48	0,23	-0,07
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	218,98	28,73	10,79	3,37
% Masa efectiva	83,62	10,97	4,12	1,29

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RET4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	128,04	126,8	195,63	759,15
Masa Participante (Ton.s ² /m)	167,45	-60,36	45,94	-50,58
Factor de participacion	1,31	-0,48	0,23	-0,07
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	218,99	28,73	10,79	3,37
% Masa efectiva	83,62	10,97	4,12	1,29

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

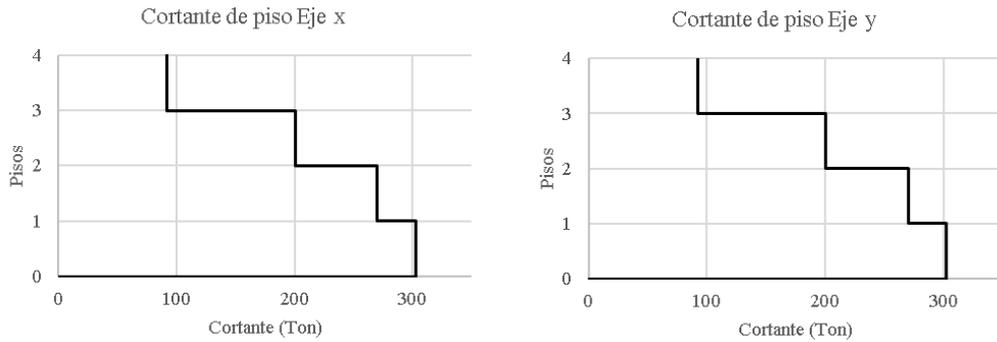
Tabla 44 Análisis sísmico estático – RET4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.686	0.12	1.093
Dirección "Y"	0.685	0.12	1.093

Fuente: Elaboración propia

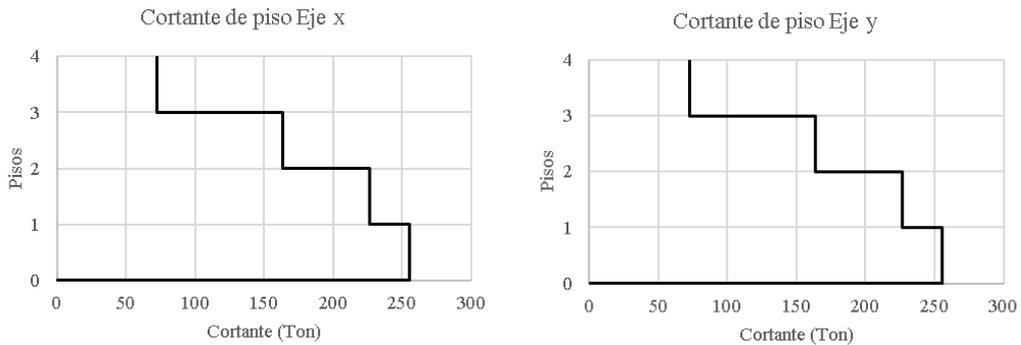
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 36 Cortantes de piso RET4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 37 Cortantes de piso RET4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 45 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RET4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	302.53
Sdx (Ton)	255.01
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	302.53
Sdy (Ton)	255.80
Fuente: Elaboración propia	

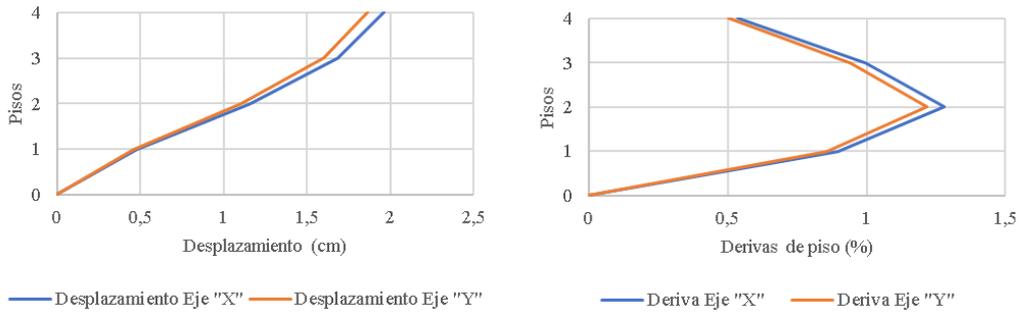
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 46 Ajuste de cortante – RET4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	84%	84%
Ajuste de cortante	9.889	9,858
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 38 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RET4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 1.96 cm y 1.86 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.28% en “X” y un 1.22% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 47 Influencia de los modos superiores – RET4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,686	0,7472	0,084	0,12	226,1259	25,5421
2	0,685	0,0846	0,752	0,12	25,6026	227,5483
4	0,215	0,0849	0,025	0,12	25,6934	7,4447
5	0,214		0,085	0,12		25,8447
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,23	1,26

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores por la altura de la edificación.

4.1.1.3 Irregularidad - Discontinuidades en el sistema de piso 1

a) Para 10 niveles:

Tabla 48 Modos de vibración – DPI.10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,262	0,7571	0,0000	0,7571	0	0
2	1,257	0,0000	0,7560	0,7571	0,756	0
3	1,17	0,0000	0,0000	0,7571	0,756	0,759
4	0,368	0,1138	0,0000	0,8709	0,756	0
5	0,366	0,0000	0,1153	0,8709	0,8713	0
6	0,344	0,0000	0,0000	0,8709	0,8713	0,113
7	0,181	0,0505	0,0000	0,9214	0,8713	0
8	0,18	0,0000	0,0503	0,9214	0,9216	0
9	0,171	0,0000	0,0000	0,9214	0,9216	0,05
10	0,107	0,0290	0,0000	0,9504	0,9216	0
11	0,106	0,0000	0,0289	0,9504	0,9505	0
12	0,101	0,0000	0,0000	0,9504	0,9505	0,029
13	0,07	0,0186	0,0000	0,969	0,9505	0
14	0,07	0,0000	0,0185	0,969	0,969	0
15	0,067	0,0000	0,0000	0,969	0,969	0,018
16	0,05	0,0126	0,0000	0,9816	0,969	0
17	0,05	0,0000	0,0126	0,9816	0,9816	0
18	0,047	0,0000	0,0000	0,9816	0,9816	0,013
19	0,038	0,0087	0,0000	0,9903	0,9816	0
20	0,038	0,0000	0,0087	0,9903	0,9903	0
21	0,036	0,0000	0,0000	0,9903	0,9903	0,009
22	0,03	0,0057	0,0000	0,996	0,9903	0
23	0,03	0,0000	0,0057	0,996	0,996	0
24	0,029	0,0000	0,0000	0,996	0,996	0,006
25	0,026	0,0031	0,0000	0,9991	0,996	0
26	0,026	0,0000	0,0031	0,9991	0,9991	0
27	0,024	0,0000	0,0000	0,9991	0,9991	0,003
28	0,023	0,0009	0,0000	1	0,9991	0
29	0,023	0,0000	0,0009	1	1	0
30	0,022	0,0000	0,0000	1	1	0,001

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos tenemos se observa una torsión de 0% y un comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 14 y 15) obtenemos:

Tabla 49 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP1.10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	218,49	176,8	170,51	196,46	257,74	380,95	640,48	1428,51	3202,87	14273,51
Masa Participante (Ton.s2/m)	294,49	-101,8	66,84	-54,39	49,93	-50,21	54,51	-35,13	75,93	-90,51
Factor de participación	1,35	-0,58	0,39	-0,28	0,19	-0,13	0,09	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	396,93	58,62	26,20	15,06	9,67	6,62	4,64	0,86	1,80	0,57
% Masa efectiva	75,81	11,23	5,02	2,88	1,85	1,27	0,89	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP1.10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	219,61	177,99	170,83	195,93	256,39	378,46	635,8	1418,44	3177,84	14157
Masa Participante (Ton.s2/m)	295,11	-101,86	66,68	-54,17	49,7	-49,96	54,23	-35,01	75,5	-89,95
Factor de participación	1,34	-0,57	0,39	-0,28	0,19	-0,13	0,09	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	396,57	58,29	26,03	14,98	9,63	6,60	4,63	0,86	1,79	0,57
% Masa efectiva	75,94	11,16	4,98	2,87	1,84	1,26	0,89	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

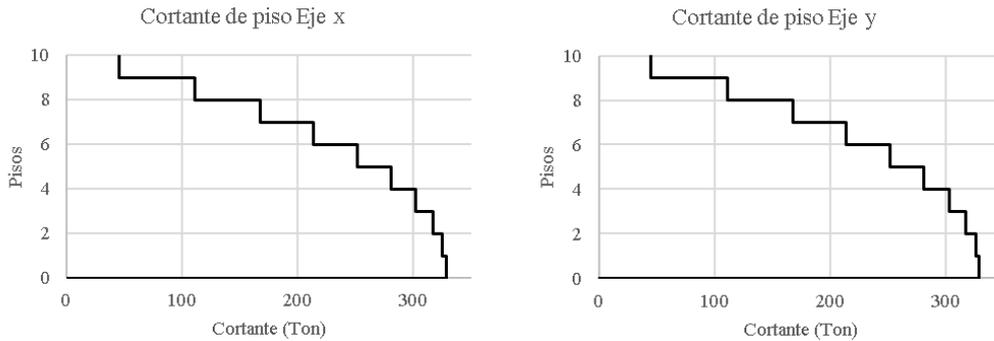
Tabla 51 Análisis sísmico estático – DP1.10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,262	0.0664	1.381
Dirección "Y"	1,257	0.0666	1.379

Fuente: Elaboración propia

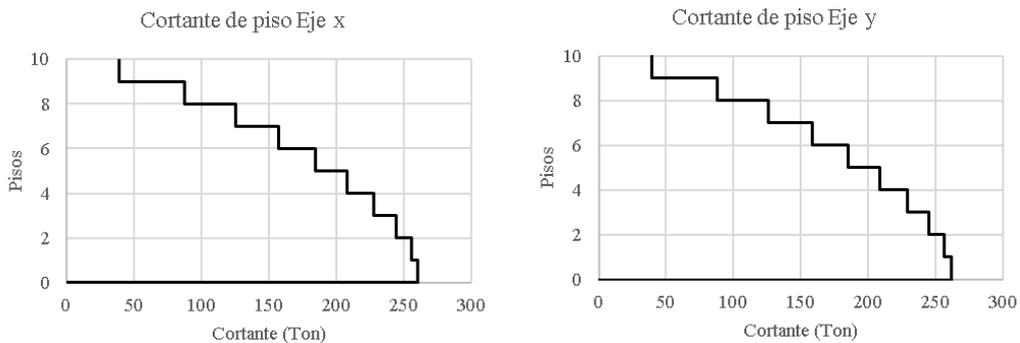
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 39 Cortantes de piso DP1.10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 40 Cortantes de piso DP1.10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 52 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP1.10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	328.294
Sdx (Ton)	260.575
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	329.283
Sdy (Ton)	261.386
Fuente: Elaboración propia	

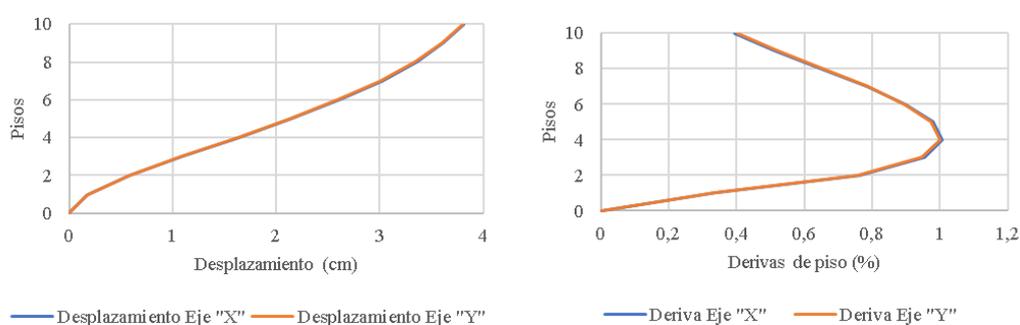
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 53 Ajuste de cortante – DP1.10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	80%	80%
Ajuste de cortante	10,502	10,501
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 41 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DEP1.10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.81 cm y 3.80 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.008% en "X" y un 0.996% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 54 Influencia de los modos superiores – DP1.10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,262	0,7571	0,0000	0,0664	248,6361	0,0000
2	1,257	0,0000	0,7560	0,0666	0,0000	249,0227
4	0,368	0,1138	0,0000	0,1200	67,5408	0,0000
5	0,366	0,0000	0,1153	0,1200	0,0000	68,4311
7	0,181	0,0505	0,0000	0,1200	29,9720	0,0000
8	0,18		0,0503	0,1200		29,8533
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,39	1,39

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 55 Modos de vibración – DPI.7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,874	0,7831	0,0000	0,7831	0	0
2	0,869	0,0000	0,7822	0,7831	0,7822	0
3	0,824	0,0000	0,0000	0,7831	0,7822	0,783
4	0,261	0,1117	0,0000	0,8948	0,7822	0
5	0,26	0,0000	0,1130	0,8948	0,8952	0
6	0,247	0,0000	0,0000	0,8948	0,8952	0,112
7	0,134	0,0487	0,0000	0,9434	0,8952	0
8	0,133	0,0000	0,0485	0,9434	0,9437	0
9	0,126	0,0000	0,0000	0,9434	0,9437	0,049
10	0,082	0,0276	0,0000	0,971	0,9437	0
11	0,081	0,0000	0,0275	0,971	0,9712	0
12	0,077	0,0000	0,0000	0,971	0,9712	0,028
13	0,056	0,0167	0,0000	0,9878	0,9712	0
14	0,056	0,0000	0,0167	0,9878	0,9879	0
15	0,053	0,0000	0,0000	0,9878	0,9879	0,017
16	0,042	0,0092	0,0000	0,997	0,9879	0
17	0,042	0,0000	0,0092	0,997	0,997	0
18	0,04	0,0000	0,0000	0,997	0,997	0,009
19	0,035	0,0030	0,0000	1	0,997	0
20	0,035	0,0000	0,0030	1	1	0
21	0,034	0,0000	0,0000	1	1	0,003

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos una torsión de 0% y tiene un comportamiento traslacional. Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 16 y 17) obtenemos:

Tabla 56 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DPI.7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	138,06	119,02	123,6	169,85	311,19	797,46	3751,45
Masa Participante (Ton.s2/m)	183,2	-63,85	43,11	-38,17	40,53	-48,81	61,33
Factor de participación	1,33	-0,54	0,35	-0,22	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s2/m)	243,10	34,25	15,04	8,58	5,28	2,99	1,00
% Masa efectiva	78,36	11,04	4,85	2,76	1,7	0,96	0,32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DPI.7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	138,63	119,71	123,7	168,92	308,11	787,44	3696,87
Masa Participante (Ton.s2/m)	183,72	-63,88	42,99	-37,94	40,2	-48,33	60,6
Factor de participación	1,33	-0,53	0,35	-0,22	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s2/m)	243,48	34,09	14,94	8,52	5,25	2,97	0,99
% Masa efectiva	78,48	10,99	4,81	2,75	1,69	0,96	0,32

Fuente: Elaboración propia

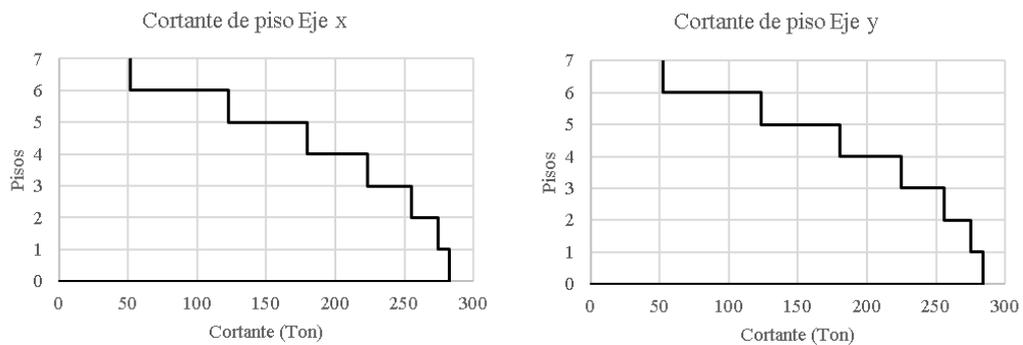
Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

Tabla 58 Análisis sísmico estático – DP1.7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.874	0.0959	1.187
Dirección "Y"	0.869	0.0964	1.185
Fuente: Elaboración propia			

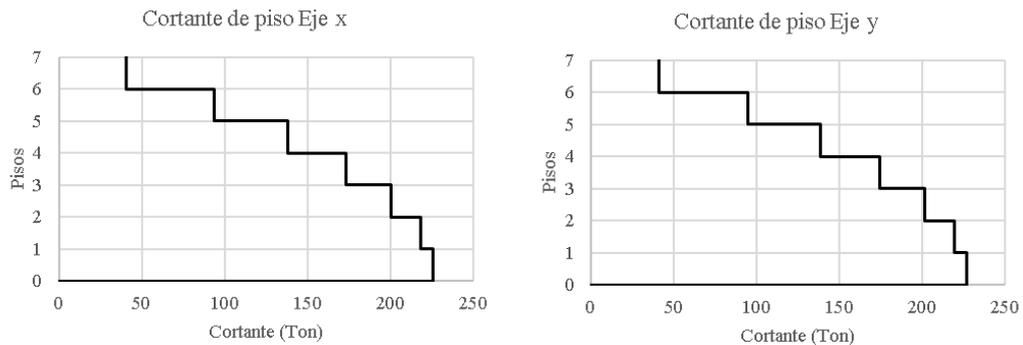
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 42 Cortantes de piso DP1.7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 43 Cortantes de piso DP1.7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 59 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP1.7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	282.526
Sdx (Ton)	225.781
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	283.999
Sdy (Ton)	226.774
Fuente: Elaboración propia	

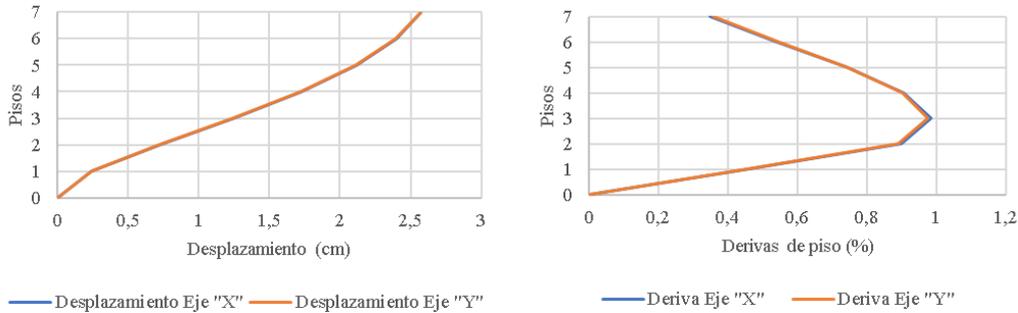
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 60 Ajuste de cortante – DPI.7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	80%	80%
Ajuste de cortante	10,431	10,439
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 44 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DPI.7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 2.57 cm y 2.57 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 0.984% en "X" y un 0.977% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 61 Influencia de los modos superiores – DPI.7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,874	0,7831	0,0000	0,0959	221,3214	0,0000
2	0,869	0,0000	0,7822	0,0964	0,0000	222,2196
4	0,261	0,1117	0,0000	0,1200	39,5023	0,0000
5	0,26	0,0000	0,1130	0,1200	0,0000	39,9620
7	0,134	0,0487	0,0000	0,1200	17,2226	0,0000
8	0,133		0,0485	0,1200		17,1518
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,26	1,26

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores.

c) Para 4 niveles:

Tabla 62 Modos de vibración – DP1.4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,544	0,8343	0,0000	0,8343	0	0
2	0,541	0,0000	0,8340	0,8343	0,834	0
3	0,513	0,0000	0,0000	0,8343	0,834	0,834
4	0,169	0,1112	0,0000	0,9455	0,834	0
5	0,169	0,0000	0,1119	0,9455	0,9459	0
6	0,16	0,0000	0,0000	0,9455	0,9459	0,112
7	0,095	0,0416	0,0000	0,9871	0,9459	0
8	0,094	0,0000	0,0414	0,9871	0,9873	0
9	0,089	0,0000	0,0000	0,9871	0,9873	0,042
10	0,068	0,0129	0,0000	1	0,9873	0
11	0,067	0,0000	0,0127	1	1	0
12	0,064	0,0000	0,0000	1	1	0,013

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados se observa que no tenemos torsión y un comportamiento traslacional. Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 18 y 19) obtenemos:

Tabla 63 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP1.4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	73,06	73,3	116,7	466,95
Masa Participante (Ton.s ² /m)	95,59	-34,85	27,12	-30,5
Factor de participacion	1,31	-0,48	0,23	-0,07
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	125,07	16,57	6,30	1,99
% Masa efectiva	83,42	11,05	4,2	1,33

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP1.4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	73,3	73,53	116,06	457,97
Masa Participante (Ton.s ² /m)	95,82	-34,82	26,9	-29,91
Factor de participacion	1,31	-0,47	0,23	-0,07
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	125,26	16,49	6,23	1,95
% Masa efectiva	83,54	11	4,16	1,3

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

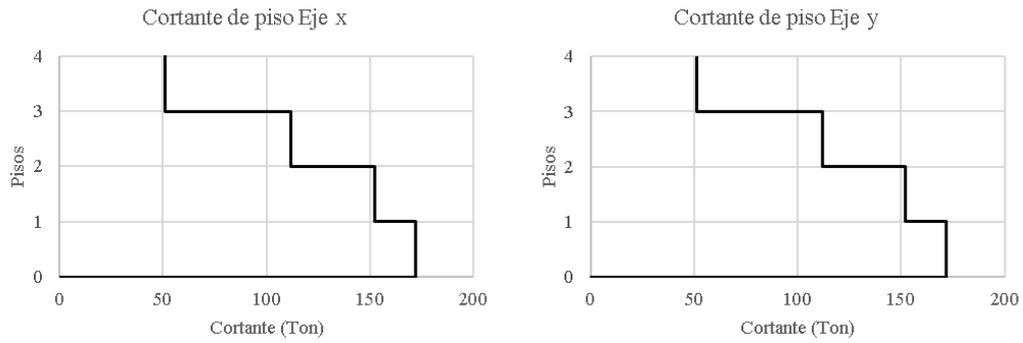
Tabla 65 Análisis sísmico estático – DP1.4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.544	0.12	1.022
Dirección "Y"	0.541	0.12	1.021

Fuente: Elaboración propia

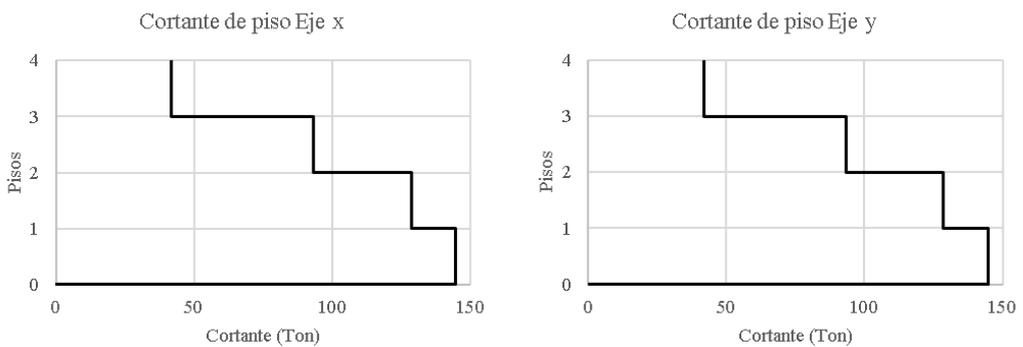
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 45 Cortantes de piso DP1.4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 46 Cortantes de piso DP1.4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 66 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP1.4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	171.74
Sdx (Ton)	144.85
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	171.74
Sdy (Ton)	144.82
Fuente: Elaboración propia	

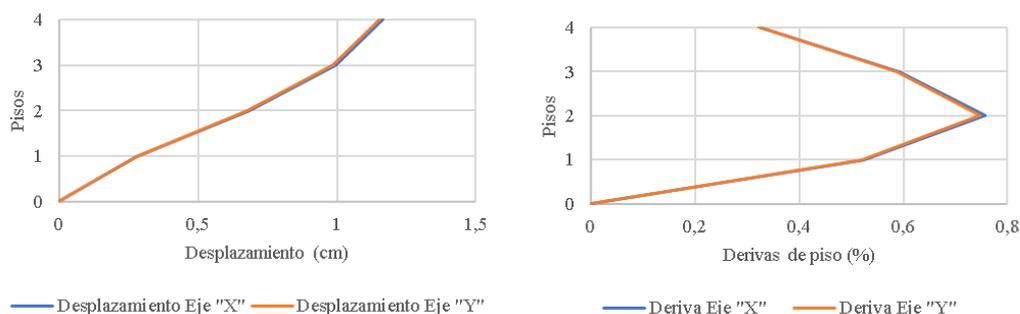
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 67 Ajuste de cortante – DP1.4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	84%	84%
Ajuste de cortante	9,883	9,885
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 47 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DPI.4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 1.16 cm y 1.15 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 0.757% en “X” y un 0.748% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 68 Influencia de los modos superiores – DPI.4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,544	0,8343	0,0000	0,1200	143,3342	0,0000
2	0,541	0,0000	0,8340	0,1200	0,0000	143,2826
4	0,169	0,1112	0,0000	0,1200	19,1044	0,0000
5	0,169		0,1119	0,1200		19,2246
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,13	1,13

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores.

4.1.1.4 Irregularidad – Discontinuidades en el sistema de piso 2

a) Para 10 niveles:

Tabla 69 Modos de vibración – DP2.10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,173	0,7596	0,0000	0,7596	0	0
2	1,143	0,0000	0,7621	0,7596	0,7621	0
3	1,053	0,0000	0,0000	0,7596	0,7621	0,769
4	0,345	0,1132	0,0000	0,8728	0,7621	0
5	0,338	0,0000	0,1119	0,8728	0,8739	0
6	0,315	0,0000	0,0000	0,8728	0,8739	0,108
7	0,171	0,0496	0,0000	0,9224	0,8739	0
8	0,169	0,0000	0,0490	0,9224	0,923	0
9	0,161	0,0000	0,0000	0,9224	0,923	0,048
10	0,102	0,0286	0,0000	0,951	0,923	0
11	0,101	0,0000	0,0283	0,951	0,9513	0
12	0,097	0,0000	0,0000	0,951	0,9513	0,028
13	0,067	0,0183	0,0000	0,9693	0,9513	0
14	0,067	0,0000	0,0182	0,9693	0,9695	0
15	0,065	0,0000	0,0000	0,9693	0,9695	0,018
16	0,048	0,0125	0,0000	0,9818	0,9695	0
17	0,048	0,0000	0,0124	0,9818	0,9819	0
18	0,047	0,0000	0,0000	0,9818	0,9819	0,012
19	0,036	0,0086	0,0000	0,9904	0,9819	0
20	0,036	0,0000	0,0086	0,9904	0,9904	0
21	0,035	0,0000	0,0000	0,9904	0,9904	0,008
22	0,029	0,0056	0,0000	0,996	0,9904	0
23	0,029	0,0000	0,0056	0,996	0,996	0
24	0,029	0,0000	0,0000	0,996	0,996	0,006
25	0,025	0,0031	0,0000	0,9991	0,996	0
26	0,025	0,0000	0,0031	0,9991	0,9991	0
27	0,024	0,0000	0,0000	0,9991	0,9991	0,003
28	0,022	0,0009	0,0000	1	0,9991	0
29	0,022	0,0000	0,0009	1	1	0
30	0,022	0,0000	0,0000	1	1	0,001

Fuente: Elaboración propia

Se observa que la edificación no tiene torsión y los primeros modos son traslacionales. Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 20 y 21) obtenemos:

Tabla 70 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP2.10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	306,39	249,37	237,07	269,35	350,45	515,72	865,22	1930,74	4317,82	19218,8
Masa Participante (Ton.s2/m)	410,31	-140,85	91,64	-74,18	67,96	-68,28	74,1	-48	103	-122,54
Factor de participacion	1,34	-0,56	0,39	-0,28	0,19	-0,13	0,09	-0,02	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	549,48	79,56	35,42	20,43	13,18	9,04	6,35	1,19	2,46	0,78
% Masa efectiva	76,21	11,03	4,91	2,83	1,83	1,25	0,88	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP2.10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	308,56	251,96	237,97	268,47	347,72	510,35	855,01	1908,1	4260,86	18951,74
Masa Participante (Ton.s2/m)	412,27	-141,04	91,36	-73,74	67,47	-67,74	73,49	-47,72	102,02	-121,23
Factor de participacion	1,34	-0,56	0,38	-0,27	0,19	-0,13	0,09	-0,03	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	550,84	78,95	35,07	20,25	13,09	8,99	6,32	1,19	2,44	0,78
% Masa efectiva	76,4	10,95	4,86	2,81	1,82	1,25	0,88	0,17	0,34	0,11

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

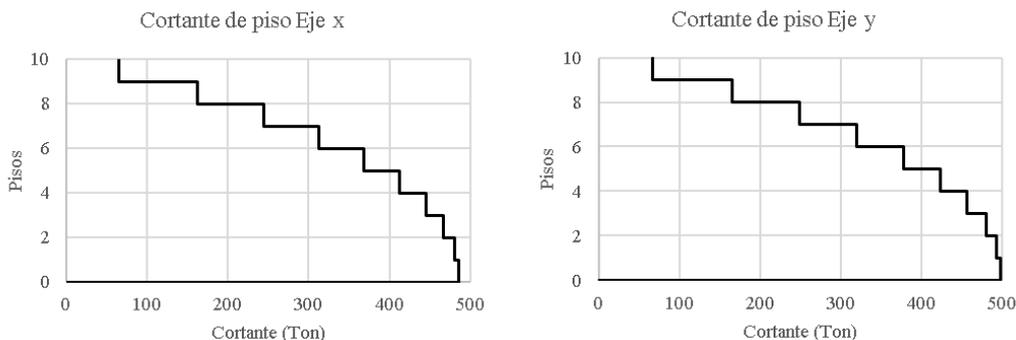
Tabla 72 Análisis sísmico estático – DP2.10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,173	0.0714	1.337
Dirección "Y"	1,143	0.0733	1.322

Fuente: Elaboración propia

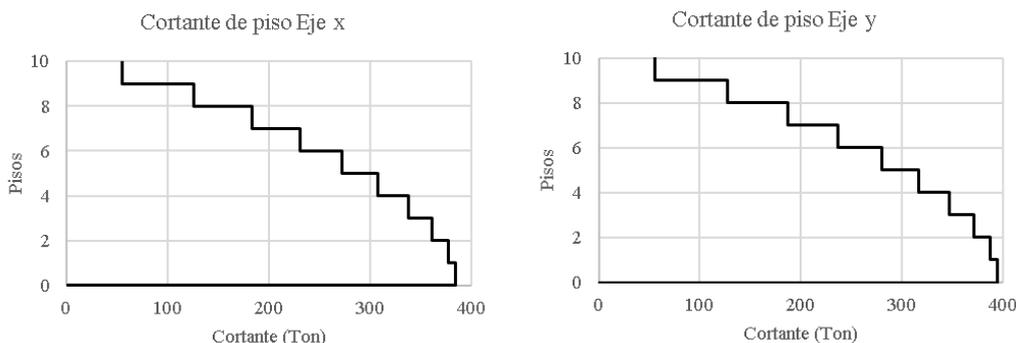
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 48 Cortantes de piso DP2.10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 49 Cortantes de piso DP2.10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 73 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP2.10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	485.412
Sdx (Ton)	384.136
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	498.329
Sdy (Ton)	394.161
Fuente: Elaboración propia	

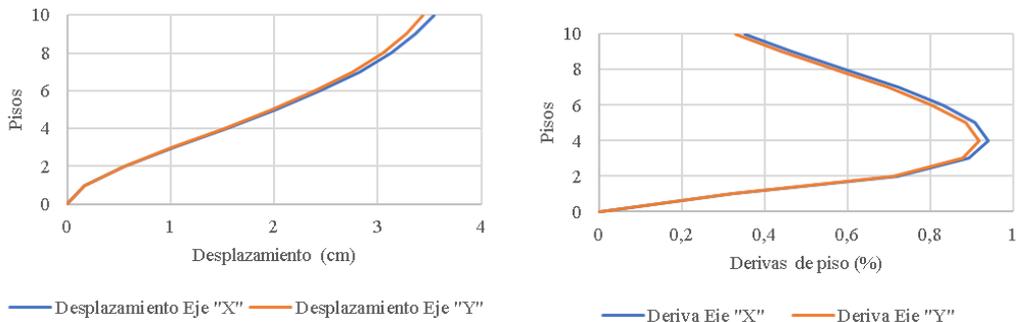
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 74 Ajuste de cortante – DP2.10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	79%	79%
Ajuste de cortante	10,533	10,539
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 50 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DP2.10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.53 cm y 3.43 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 0.94% en "X" y un 0.919% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 75 Influencia de los modos superiores – DP2.10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,173	0,7596	0,0000	0,0714	368,8449	0,0000
2	1,143	0,0000	0,7621	0,0733	0,0000	379,9063
4	0,345	0,1132	0,0000	0,1200	92,3822	0,0000
5	0,338	0,0000	0,1119	0,1200	0,0000	91,3213
7	0,171	0,0496	0,0000	0,1200	40,4784	0,0000
8	0,169		0,0490	0,1200		39,9888
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,36	1,35

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 76 Modos de vibración – DP2.7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,809	0,7855	0,0000	0,7855	0	0
2	0,79	0,0000	0,7878	0,7855	0,7878	0
3	0,739	0,0000	0,0000	0,7855	0,7878	0,793
4	0,243	0,1113	0,0000	0,8968	0,7878	0
5	0,239	0,0000	0,1101	0,8968	0,898	0
6	0,225	0,0000	0,0000	0,8968	0,898	0,108
7	0,126	0,0478	0,0000	0,9446	0,898	0
8	0,124	0,0000	0,0473	0,9446	0,9452	0
9	0,119	0,0000	0,0000	0,9446	0,9452	0,046
10	0,077	0,0271	0,0000	0,9717	0,9452	0
11	0,077	0,0000	0,0268	0,9717	0,972	0
12	0,074	0,0000	0,0000	0,9717	0,972	0,026
13	0,053	0,0164	0,0000	0,9881	0,972	0
14	0,053	0,0000	0,0162	0,9881	0,9882	0
15	0,052	0,0000	0,0000	0,9881	0,9882	0,016
16	0,041	0,0090	0,0000	0,9971	0,9882	0
17	0,04	0,0000	0,0089	0,9971	0,9972	0
18	0,04	0,0000	0,0000	0,9971	0,9972	0,009
19	0,034	0,0029	0,0000	1	0,9972	0
20	0,034	0,0000	0,0028	1	1	0
21	0,034	0,0000	0,0000	1	1	0,003

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa que no existe torsión y los modos fundamentales son traslacionales.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 22 y 23) obtenemos:

Tabla 77 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP2.7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	191,17	165,87	170	229,37	414,58	1053,48	4924,35
Masa Participante (Ton.s ² /m)	252,67	-87,51	58,51	-51,32	54,14	-64,83	80,94
Factor de participacion	1,32	-0,53	0,34	-0,22	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	333,95	46,17	20,14	11,48	7,07	3,99	1,33
% Masa efectiva	78,74	10,89	4,75	2,71	1,67	0,94	0,31

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP2.7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	192,29	167,35	170,39	227,6	408,12	1031,65	4803,92
Masa Participante (Ton.s ² /m)	253,69	-87,63	58,29	-50,86	53,43	-63,77	79,31
Factor de participación	1,32	-0,52	0,34	-0,22	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	334,70	45,89	19,94	11,37	6,99	3,94	1,31
% Masa efectiva	78,91	10,82	4,7	2,68	1,65	0,94	0,31

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

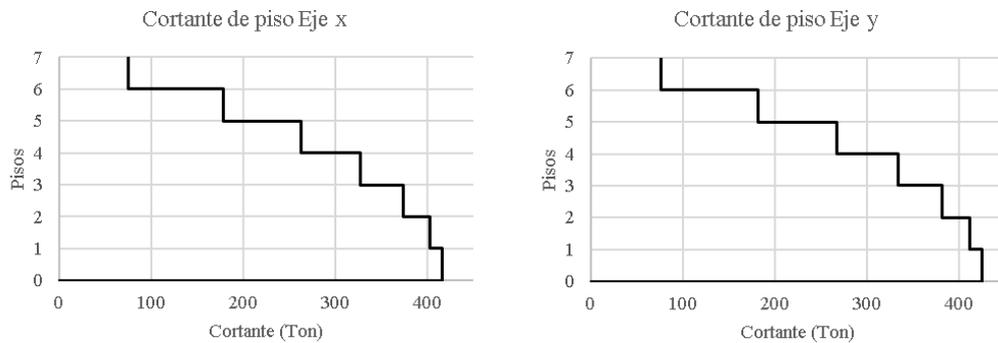
Tabla 79 Análisis sísmico estático – DP2.7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.809	0.1036	1.155
Dirección "Y"	0.79	0.106	1.145

Fuente: Elaboración propia

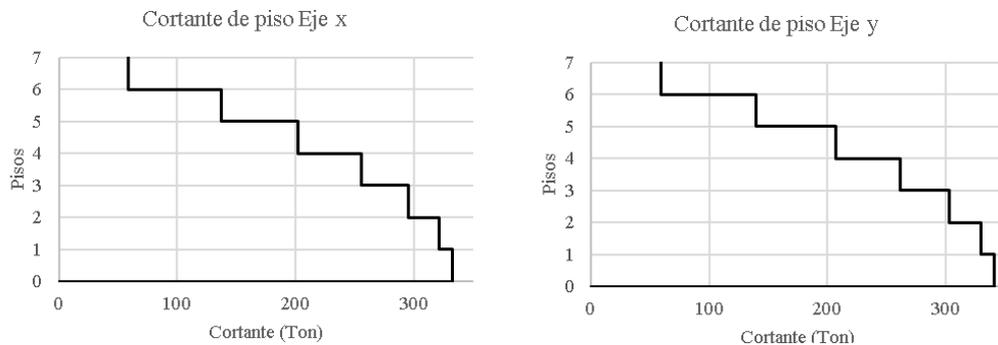
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 51 Cortantes de piso DP2.7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 52 Cortantes de piso DP2.7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 80 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP2.7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	415.565
Sdx (Ton)	332.106
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	425.191
Sdy (Ton)	340.950
Fuente: Elaboración propia	

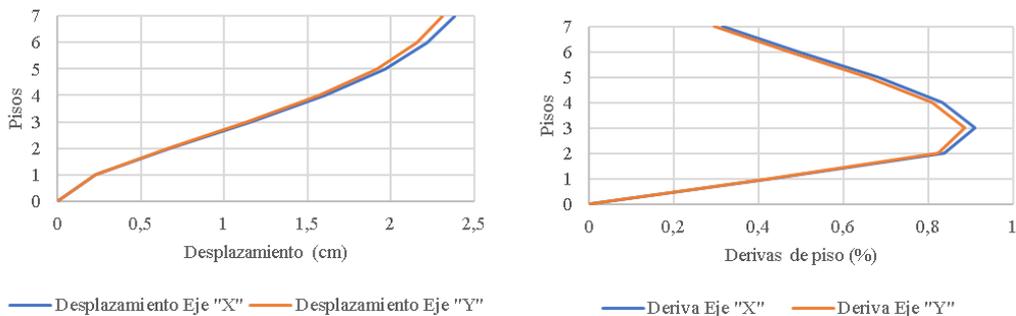
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 81 Ajuste de cortante – DP2.7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	80%	80%
Ajuste de cortante	10,430	10,395
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 53 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DP2.7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 2.38 cm y 2.31 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 0.91% en "X" y un 0.887% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 82 Influencia de los modos superiores – DP2.7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,809	0,7855	0,0000	0,1036	326,5377	0,0000
2	0,79	0,0000	0,7878	0,1060	0,0000	335,0806
4	0,243	0,1113	0,0000	0,1200	53,5925	0,0000
5	0,239	0,0000	0,1101	0,1200	0,0000	53,0147
7	0,126	0,0478	0,0000	0,1200	23,0164	0,0000
8	0,124		0,0473	0,1200		22,7756
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,23	1,23

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores. Concluyendo que se puede realizar el Análisis no lineal Estático.

c) Para 4 niveles:

Tabla 83 Modos de vibración – DP2.4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,506	0,837	0	0,8372	0	0
2	0,496	0	0,839	0,8372	0,8394	0
3	0,472	0	0	0,8372	0,8394	0,844
4	0,159	0,11	0	0,9474	0,8394	0
5	0,156	0	0,109	0,9474	0,9485	0
6	0,15	0	0	0,9474	0,9485	0,107
7	0,09	0,04	0	0,9878	0,9485	0
8	0,089	0	0,04	0,9878	0,9881	0
9	0,086	0	0	0,9878	0,9881	0,038
10	0,065	0,012	0	1	0,9881	0
11	0,064	0	0,012	1	1	0
12	0,063	0	0	1	1	0,011

Fuente: Elaboración propia

Tenemos una torsión de 0% observando que el primer y segundo modo son traslacionales. Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 24 y 25) obtenemos:

Tabla 84 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DP2.4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	100,03	100,57	156,82	607,25
Masa Participante (Ton.s ² /m)	130,47	-47,15	35,96	-39,34
Factor de participación	1,30	-0,47	0,23	-0,06
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	170,17	22,11	8,25	2,55
% Masa efectiva	83,8	10,89	4,06	1,25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 85 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DP2.4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	100,52	101,03	155,56	591,48
Masa Participante (Ton.s ² /m)	130,94	-47,09	35,49	-38,24
Factor de participación	1,30	-0,47	0,23	-0,06
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	170,57	21,95	8,10	2,47
% Masa efectiva	83,99	10,81	3,99	1,12

Fuente: Elaboración propia

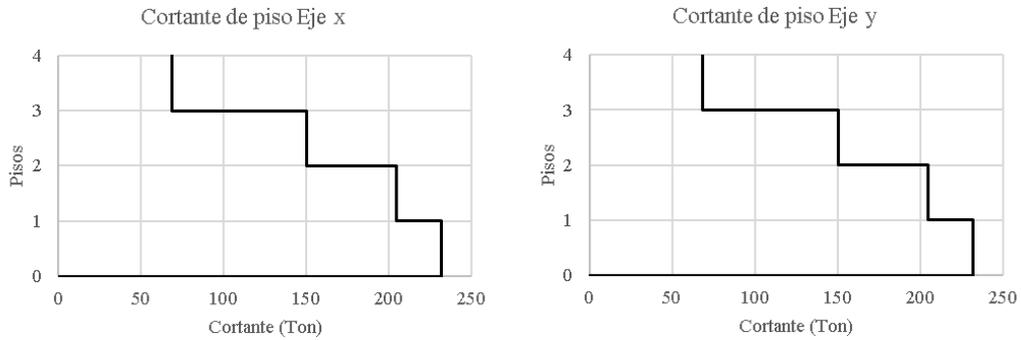
Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

Tabla 86 Análisis sísmico estático – DP2.4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.506	0.12	1.003
Dirección "Y"	0.496	0.12	1
Fuente: Elaboración propia			

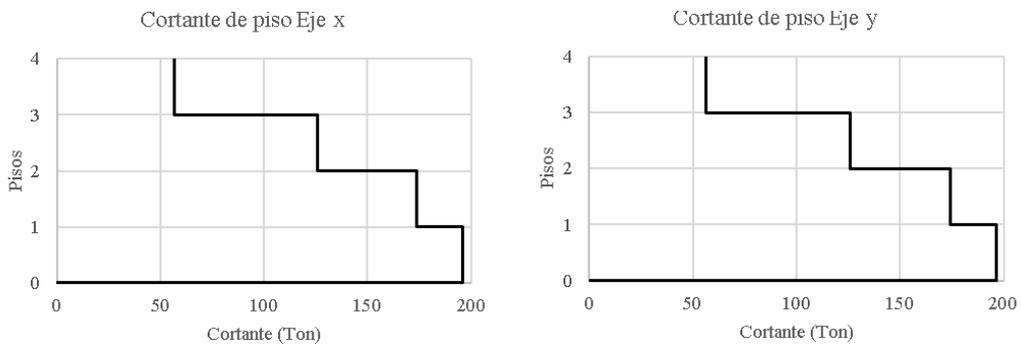
Se realiza el análisis estático:

Ilustración 54 Cortantes de piso DP2.4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 55 Cortantes de piso DP2.4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 87 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DP2.4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	231.74
Sdx (Ton)	196.06
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	231.74
Sdy (Ton)	196.53
Fuente: Elaboración propia	

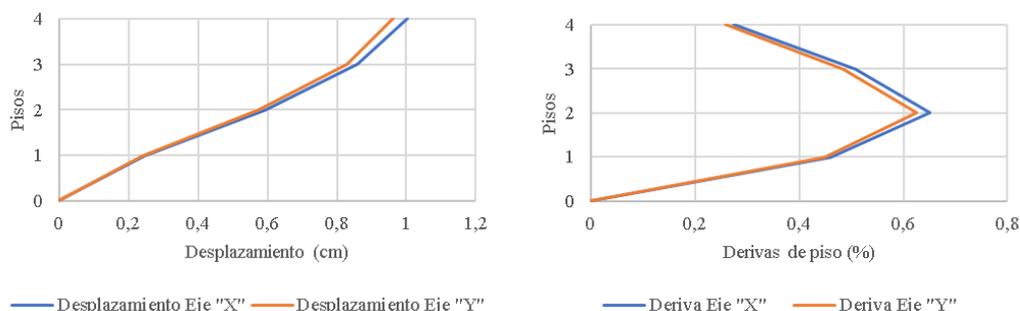
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 88 Ajuste de cortante – DP2.4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	84%	84%
Ajuste de cortante	9.853	9,829
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 56 Desplazamientos - DP2.4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 1.00 cm y 0.96 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 0.652% en “X” y un 0.626% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 89 Influencia de los modos superiores – DP2.4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,506	0,8372	0,0000	0,1200	194,0799	0,0000
2	0,496	0,0000	0,8394	0,1200	0,0000	194,5899
4	0,159	0,1103	0,0000	0,1200	25,5698	0,0000
5	0,156	0,0000	0,1092	0,1200	0,0000	25,3148
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,13	1,13

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores. Concluyendo que se puede realizar el Análisis no lineal Estático que se puede aplicar cuando el edificio es de pocos pisos.

4.1.1.5 Irregularidad – Geométrica

a) Para 10 niveles:

Tabla 90 Modos de vibración – GEO10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,383	0,0000	0,6424	0	0,6424	0,105
2	1,38	0,7444	0,0000	0,7444	0,6424	0
3	1,109	0,0000	0,1017	0,7444	0,744	0,64
4	0,448	0,1106	0,0000	0,855	0,744	0
5	0,42	0,0000	0,1091	0,855	0,8531	0,002
6	0,374	0,0000	0,0001	0,855	0,8532	0,102
7	0,234	0,0567	0,0000	0,9117	0,8532	0
8	0,228	0,0000	0,0445	0,9117	0,8978	0,017
9	0,195	0,0000	0,0130	0,9117	0,9108	0,042
10	0,135	0,0342	0,0000	0,9459	0,9108	0
11	0,128	0,0000	0,0304	0,9459	0,9412	0,009
12	0,113	0,0000	0,0047	0,9459	0,9459	0,028
13	0,089	0,0188	0,0000	0,9647	0,9459	0
14	0,083	0,0000	0,0153	0,9647	0,9612	0,003
15	0,074	0,0000	0,0037	0,9647	0,9649	0,015
16	0,066	0,0136	0,0000	0,9783	0,9649	0
17	0,064	0,0000	0,0087	0,9783	0,9736	0,006
18	0,053	0,0000	0,0053	0,9783	0,9789	0,008
19	0,049	0,0111	0,0000	0,9894	0,9789	0
20	0,047	0,0000	0,0082	0,9894	0,9871	0,005
21	0,04	0,0000	0,0024	0,9894	0,9895	0,007
22	0,038	0,0057	0,0000	0,9951	0,9895	0
23	0,036	0,0000	0,0048	0,9951	0,9944	0,001
24	0,034	0,0031	0,0000	0,9982	0,9944	0
25	0,033	0,0000	0,0019	0,9982	0,9963	0,001
26	0,032	0,0000	0,0009	0,9982	0,9972	0,005
27	0,03	0,0018	0,0000	1	0,9972	0
28	0,029	0,0000	0,0022	1	0,9994	0,000
29	0,027	0,0000	0,0004	1	0,9998	0,003
30	0,025	0,0000	0,0002	1	1	0,001

Fuente: Elaboración propia

Tenemos una torsión de 10,46 % y un comportamiento traslacional, en los dos primeros modos se recomienda que la torsión no debe ser mayor al 10%.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 26 y 27) obtenemos:

Tabla 91 Factores de participación y Masas efectivas "X" - GEO10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	313,58	173,2	200,01	274,13	256,03	397,38	1046,35	1545,2	2176,95	34995,84
Masa Participante (Ton.s2/m)	449,83	-128,24	98,8	-89,79	64,57	-68,64	101,34	-54,72	80,48	-248,09
Factor de participación	1,43	-0,74	0,49	-0,33	0,25	-0,17	0,10	-0,04	0,04	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	645,28	94,95	48,80	29,41	16,28	11,86	9,81	1,94	2,98	1,76
% Masa efectiva	74,49	10,96	5,63	3,39	1,88	1,37	1,13	0,22	0,34	0,2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 92 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - GEO10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	309,41	176,39	199,04	270,09	267,67	389,08	977,23	1616,22	1772,12	15562,35
Masa Participante (Ton.s2/m)	445,27	-131,7	99,34	-89,42	67,12	-67,64	97,11	-74,42	67,84	0,17
Factor de participación	1,44	-0,75	0,50	-0,33	0,25	-0,17	0,10	-0,05	0,04	0,00
Masa efectiva (Ton.s2/m)	640,79	98,33	49,58	29,60	16,83	11,76	9,65	3,43	2,60	0,00
% Masa efectiva	73,97	11,35	5,72	3,42	1,94	1,36	1,11	0,4	0,3	0,17

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

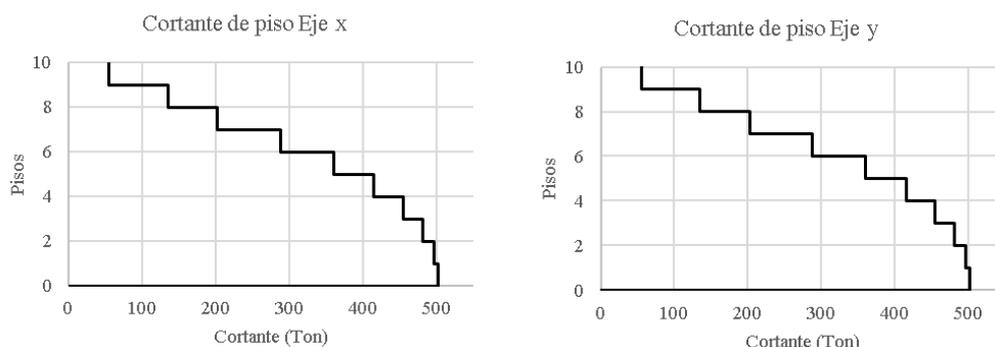
Tabla 93 Análisis sísmico estático - GEO10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,38	0.0607	1.44
Dirección "Y"	1,383	0.0606	1.442

Fuente: Elaboración propia

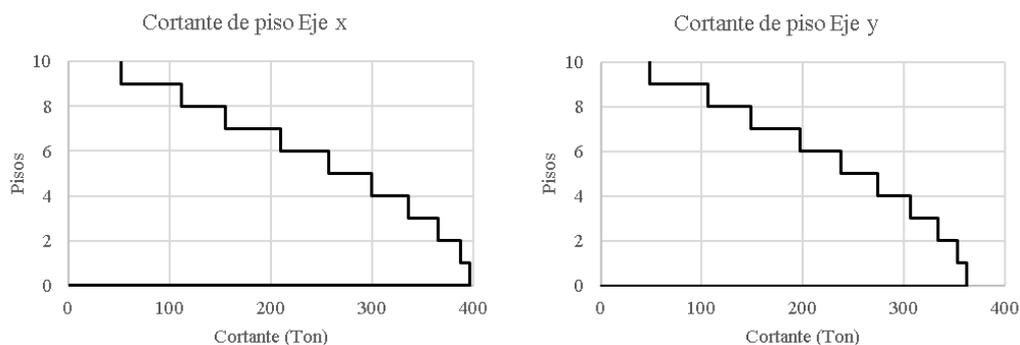
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 57 Cortantes de piso GEO10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 58 Cortantes de piso GEO10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 94 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - GEO10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	502.124
Sdx (Ton)	397.075
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	501.296
Sdy (Ton)	362.291
Fuente: Elaboración propia	

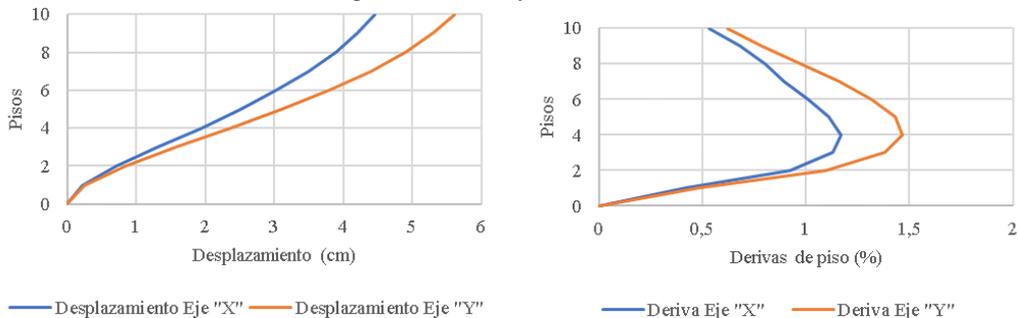
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 95 Ajuste de cortante - GEO10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	79%	72%
Ajuste de cortante	10,541	10,534
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 59 Desplazamientos y Derivas inelásticas - GEO10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 4.46 cm y 5.60 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.168% en "X" y un 1.468% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 96 Influencia de los modos superiores - GEO10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,383	0,0000	0,6424	0,0606	0,0000	322,1428
2	1,38	0,7444	0,0000	0,0607	373,9085	0,0000
4	0,448	0,1106	0,0000	0,1200	109,8264	0,0000
5	0,42	0,0000	0,1091	0,1200	0,0000	108,3369
7	0,234	0,0567	0,0000	0,1200	56,3034	0,0000
8	0,228		0,0445	0,1200		44,1887
10	0,135		0,0000	0,1200		0,0000
11	0,128		0,0304	0,1200		30,1874
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,44	1,57

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura. Concluyendo que es necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 97 Modos de vibración – GEO7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,949	0,7439	0,0000	0,7439	0	0
2	0,923	0,0000	0,6453	0,7439	0,6453	0,101
3	0,742	0,0000	0,0957	0,7439	0,7411	0,629
4	0,335	0,1271	0,0000	0,871	0,7411	0
5	0,329	0,0000	0,0806	0,871	0,8217	0,04
6	0,261	0,0000	0,0446	0,871	0,8663	0,088
7	0,164	0,0645	0,0000	0,9355	0,8663	0
8	0,158	0,0000	0,0513	0,9355	0,9176	0,031
9	0,122	0,0000	0,0156	0,9355	0,9332	0,046
10	0,101	0,0276	0,0000	0,9631	0,9332	0
11	0,099	0,0000	0,0164	0,9631	0,9496	0,005
12	0,071	0,0000	0,0266	0,9631	0,9762	0,003
13	0,071	0,0000	0,0028	0,9631	0,9791	0,031
14	0,069	0,0236	0,0000	0,9868	0,9791	0
15	0,051	0,0091	0,0000	0,9958	0,9791	0
16	0,05	0,0000	0,0014	0,9958	0,9805	0,007
17	0,048	0,0000	0,0141	0,9958	0,9945	0,005
18	0,045	0,0000	0,0008	0,9958	0,9953	0,007
19	0,044	0,0042	0,0000	1	0,9953	0
20	0,035	0,0000	0,0036	1	0,999	0,006
21	0,03	0,0000	0,0010	1	1	0,002

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos del software comercial obtenemos los periodos del modelo tenemos una torsión de 10.06% de primer modo y un comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 28 y 29) obtenemos:

Tabla 98 Factores de participación y Masas efectivas "X" – GEO7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	181,82	130,12	183,85	176	491,7	771,1	2777,63
Masa Participante (Ton.s ² /m)	266,11	-92,8	78,54	-50,53	78,55	-61,53	82
Factor de participacion	1,46	-0,71	0,43	-0,29	0,16	-0,08	0,03
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	389,48	66,18	33,55	14,51	12,55	4,91	2,42
% Masa efectiva	74,39	12,64	6,41	2,77	2,4	0,94	0,46

Fuente: Elaboración propia

Tabla 99 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – GEO7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	175,93	128,29	177,72	190,92	478,84	971,96	1864,97
Masa Participante (Ton.s ² /m)	259,71	-94,79	78,39	-55,14	76,8	-75,72	51,89
Factor de participación	1,48	-0,74	0,44	-0,29	0,16	-0,08	0,03
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	383,39	70,04	34,58	15,93	12,32	5,90	1,44
% Masa efectiva	73,22	13,38	6,6	3,04	2,35	1,13	0,28

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

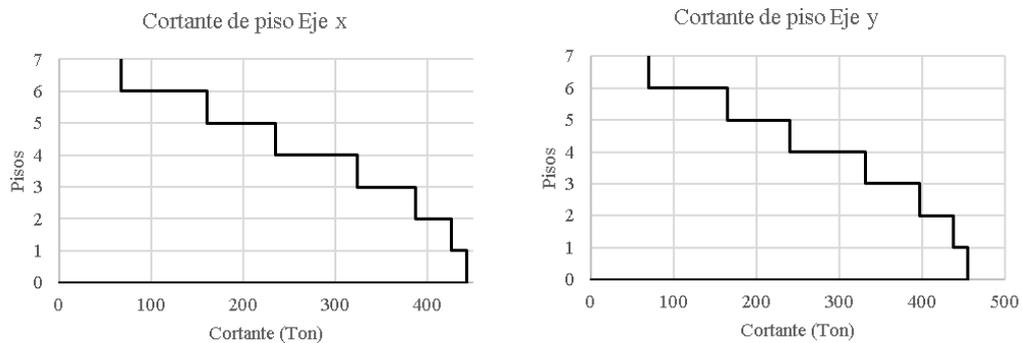
Tabla 100 Análisis sísmico estático – GEO7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.949	0.0883	1.225
Dirección "Y"	0.923	0.0908	1.212

Fuente: Elaboración propia

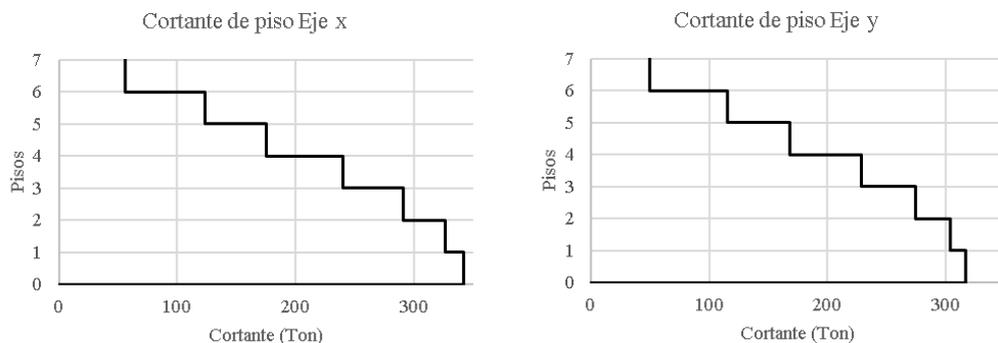
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 60 Cortantes de piso GEO7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 61 Cortantes de piso GEO7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 101 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – GEO7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	442.728
Sdx (Ton)	341.707
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	455.263
Sdy (Ton)	316.597

Fuente: Elaboración propia

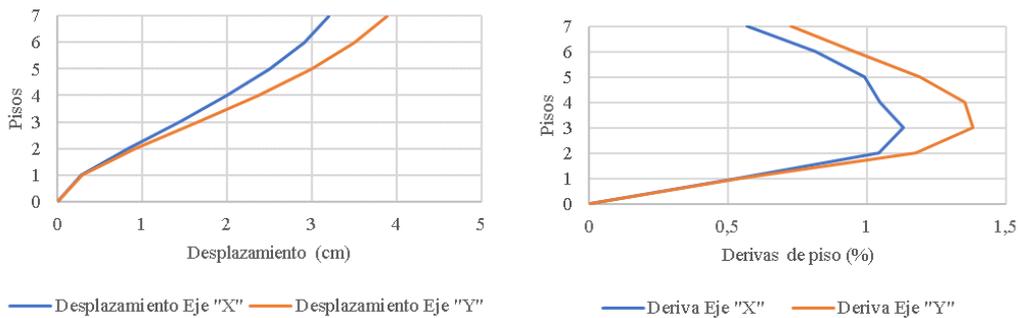
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 102 Ajuste de cortante – GEO7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	77%	70%
Ajuste de cortante	10,799	11.987
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 62 Desplazamientos y Derivas inelásticas - GEO7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.20 cm y 3.88 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.13% en "X" y un 1.38% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 103 Influencia de los modos superiores – GEO7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,949	0,7439	0,0000	0,0883	329,4578	0,0000
2	0,923	0,0000	0,6453	0,0908	0,0000	293,8814
4	0,335	0,1271	0,0000	0,1200	76,4982	0,0000
5	0,329	0,0000	0,0806	0,1200	0,0000	48,5111
7	0,164	0,0645	0,0000	0,1200	38,8209	0,0000
8	0,158		0,0513	0,1200		30,8762
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,35	1,27

En referencia a los datos obtenidos en las dos direcciones se comprueba la influencia de los modos superiores, en dirección "X" es mayor al 130% mientras que en "Y" es menor al 130%. Concluyendo que es necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

c) Para 4 niveles:

Tabla 104 Modos de vibración – GEO4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,604	0,791	0	0,7909	0	0
2	0,581	0	0,714	0,7909	0,7137	0,084
3	0,476	0	0,072	0,7909	0,7858	0,682
4	0,235	0	0,092	0,7909	0,8776	0,07
5	0,228	0,141	0	0,9314	0,8776	0
6	0,174	0	0,049	0,9314	0,927	0,085
7	0,117	0,053	0	0,9841	0,927	0
8	0,112	0	0,044	0,9841	0,971	0,02
9	0,091	0	0,002	0,9841	0,9727	0,026
10	0,088	0,016	0	1	0,9727	0
11	0,087	0	0,021	1	0,9938	0,023
12	0,061	0	0,006	1	1	0,01

Fuente: Elaboración propia

Se observa una torsión de 8.00% en el segundo modo y el comportamiento es traslacional. Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 30 y 31) obtenemos:

Tabla 105 Factores de participación y Masas efectivas "X" – GEO4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	96,24	89,5	162,55	385,55
Masa Participante (Ton.s2/m)	139,55	-56,72	46,91	-40,4
Factor de participacion	1,45	-0,63	0,29	-0,10
Masa efectiva (Ton.s2/m)	202,35	35,95	13,54	4,23
% Masa efectiva	79,02	14,04	5,29	1,65

Fuente: Elaboración propia

Tabla 106 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – GEO4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	94,99	88,1	167,59	405,76
Masa Participante (Ton.s2/m)	137,93	-57,09	49,63	-40,67
Factor de participacion	1,45	-0,65	0,30	-0,10
Masa efectiva (Ton.s2/m)	200,28	37,00	14,70	4,08
% Masa efectiva	78,22	14,45	5,74	1,59

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

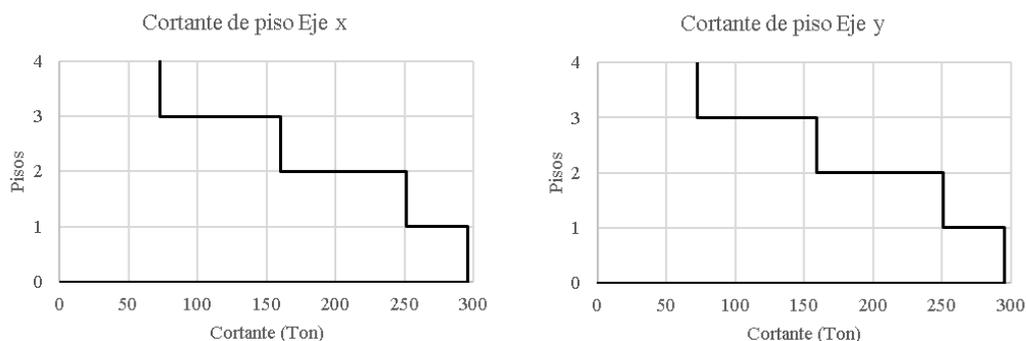
Tabla 107 Análisis sísmico estático – GEO4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.604	0.12	1.052
Dirección "Y"	0.581	0.12	1.041

Fuente: Elaboración propia

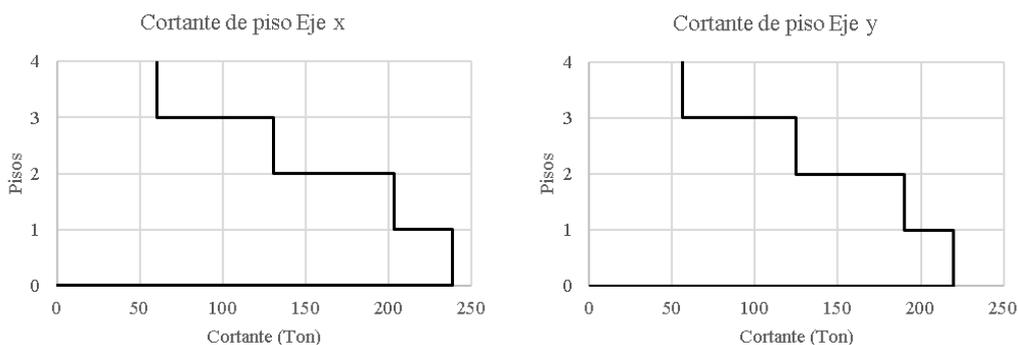
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 63 Cortantes de piso GEO4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 64 Cortantes de piso GEO4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 108 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – GEO4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	295.66
Sdx (Ton)	238.47
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	295.66
Sdy (Ton)	219.68
Fuente: Elaboración propia	

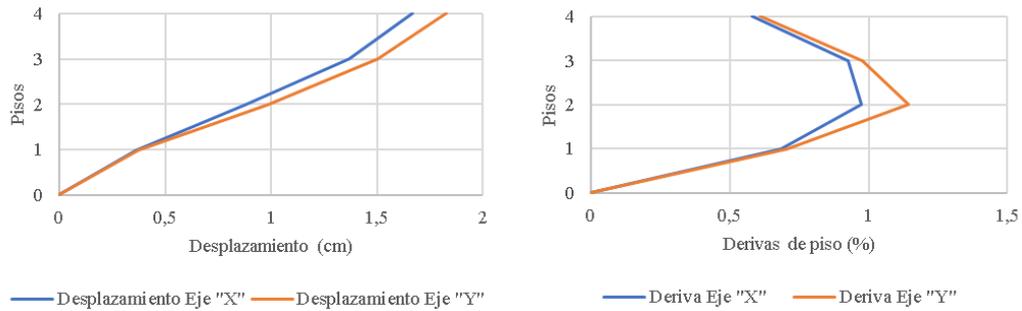
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 109 Ajuste de cortante – GEO4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	81%	74%
Ajuste de cortante	10.33	11.22
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 65 Desplazamientos y Derivas inelásticas - GEO4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 1.67 cm y 1.82 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 0.974% en “X” y un 1.144% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%.

Tabla 110 Influencia de los modos superiores – GEO4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,604	0,7909	0,0000	0,1200	231,8867	0,0000
2	0,581	0,0000	0,7137	0,1200	0,0000	209,2521
4	0,235	0,0000	0,0918	0,1200	0,0000	26,9152
5	0,228	0,1405	0,0000	0,1200	41,1937	0,0000
7	0,117		0,0000	0,1200		0,0000
8	0,112		0,0440	0,1200		12,9005
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,18	1,19

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores. Concluyendo que se puede realizar el Análisis no lineal Estático que se puede aplicar cuando el edificio es de pocos pisos.

4.1.1.6 Irregularidad - Distribución de Masa

a) Para 10 niveles:

Tabla 111 Modos de vibración – DM10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,549	0,0001	0,7732	0,0001	0,7732	0
2	1,549	0,7732	0,0001	0,7733	0,7733	0
3	1,353	0,0000	0,0000	0,7733	0,7733	0,777
4	0,465	0,1023	0,0000	0,8757	0,7734	0
5	0,465	0,0000	0,1023	0,8757	0,8757	0
6	0,409	0,0000	0,0000	0,8757	0,8757	0,101
7	0,222	0,0495	0,0000	0,9252	0,8757	0
8	0,222	0,0000	0,0495	0,9252	0,9252	0
9	0,199	0,0000	0,0000	0,9252	0,9252	0,049
10	0,137	0,0260	0,0012	0,9512	0,9264	0
11	0,137	0,0012	0,0260	0,9524	0,9524	0
12	0,123	0,0000	0,0000	0,9524	0,9524	0,027
13	0,086	0,0167	0,0005	0,9691	0,9529	0
14	0,086	0,0005	0,0167	0,9696	0,9696	0
15	0,078	0,0000	0,0000	0,9696	0,9696	0,017
16	0,064	0,0064	0,0063	0,976	0,9759	0
17	0,064	0,0063	0,0064	0,9823	0,9823	0
18	0,058	0,0000	0,0000	0,9823	0,9823	0,013
19	0,047	0,0075	0,0000	0,9898	0,9823	0
20	0,047	0,0000	0,0075	0,9898	0,9898	0
21	0,043	0,0000	0,0000	0,9898	0,9898	0,008
22	0,039	0,0004	0,0058	0,9902	0,9956	0
23	0,039	0,0058	0,0004	0,996	0,996	0
24	0,035	0,0000	0,0000	0,996	0,996	0,006
25	0,032	0,0010	0,0015	0,997	0,9975	0
26	0,032	0,0015	0,0010	0,9985	0,9985	0
27	0,03	0,0015	0,0000	1	0,9985	0
28	0,03	0,0000	0,0015	1	1	0
29	0,029	0,0000	0,0000	1	1	0,003
30	0,027	0,0000	0,0000	1	1	0,002

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa el comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 32) obtenemos:

Tabla 112 Factores de participación y Masas efectivas "X" - DM10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	431,57	323,44	329,9	356,75	464,54	707,23	1073,47	2499,17	4984,31	20929,27
Masa Participante (Ton.s ² /m)	583,38	-183,23	128,62	-99,64	89,97	-96,47	91,33	-92,45	118,39	-188,76
Factor de participación	1,35	-0,57	0,39	-0,28	0,19	-0,14	0,09	-0,04	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	788,59	103,80	50,15	27,83	17,42	13,16	7,77	3,42	2,81	1,70
% Masa efectiva	77,32	10,18	4,92	2,73	1,71	1,29	0,76	0,34	0,28	0,17

Fuente: Elaboración propia

Tabla 113 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - DM10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	431,57	323,44	329,9	356,75	464,54	707,23	1073,47	2499,17	4984,31	20929,27
Masa Participante (Ton.s ² /m)	583,38	-183,23	128,62	-99,64	89,97	-96,47	91,33	-92,45	118,39	-188,76
Factor de participación	1,35	-0,57	0,39	-0,28	0,19	-0,14	0,09	-0,04	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	788,59	103,80	50,15	27,83	17,42	13,16	7,77	3,42	2,81	1,70
% Masa efectiva	77,32	10,18	4,92	2,73	1,71	1,29	0,76	0,34	0,28	0,17

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

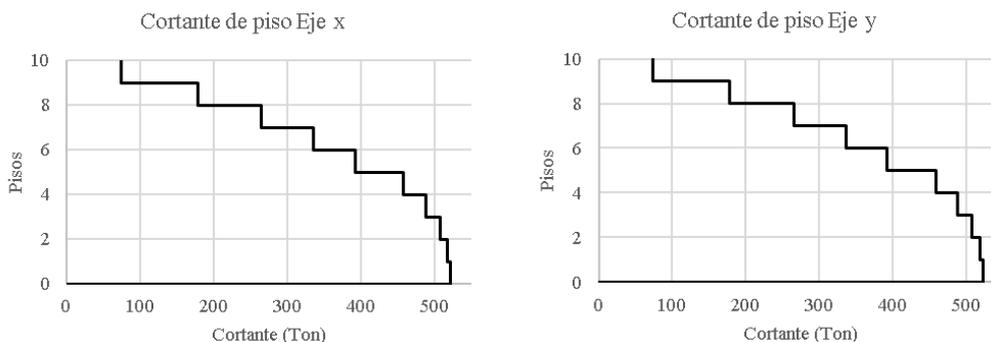
Tabla 114 Análisis sísmico estático – DM10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,549	0.054	1.525
Dirección "Y"	1,549	0.054	1.525

Fuente: Elaboración propia

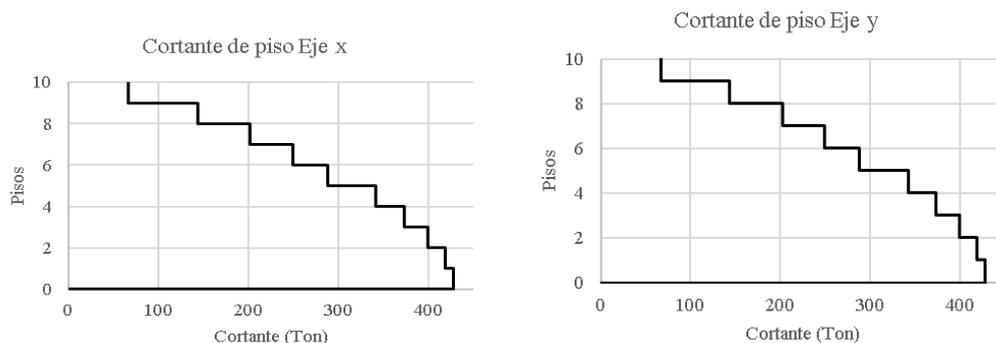
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 66 Cortantes de piso DM10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 67 Cortantes de piso DM10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 115 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - DM10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	521.943
Sdx (Ton)	427.904
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	521.943
Sdy (Ton)	427.904
Fuente: Elaboración propia	

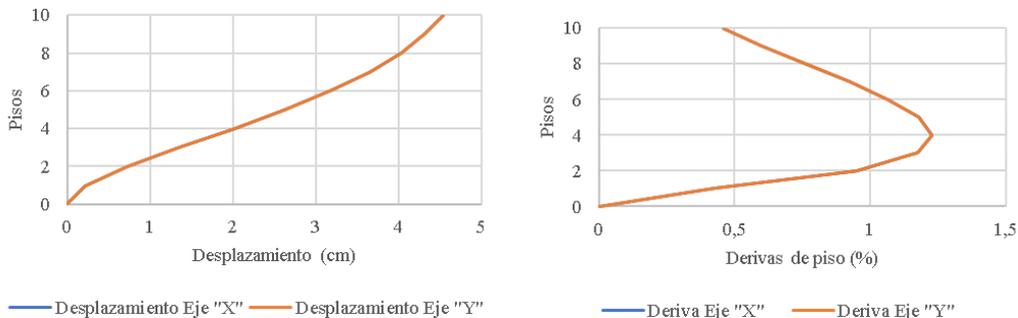
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 116 Ajuste de cortante - DM10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	82%	82%
Ajuste de cortante	10,168	10,168
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 68 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DM10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 4.54 cm y 4.54 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.23% en "X" y un 1.23% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%. Se observa la similitud debido a su geometría regular en planta.

Tabla 117 Influencia de los modos superiores - DM10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,531	0,0001	0,7732	0,0547	0,0529	408,9375
2	1,531	0,7732	0,0001	0,0547	408,9375	0,0529
4	0,452	0,1023	0,0000	0,1200	118,6956	0,0362
5	0,452	0,0000	0,1023	0,1200	0,0362	118,6956
7	0,223	0,0495	0,0000	0,1200	57,4334	0,0046
8	0,223		0,0495	0,1200		57,4334
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,43	1,43

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura. Concluyendo que es necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 118 Modos de vibración – DM7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,106	0,7993	0,0000	0,0002	0,7905	0
2	1,106	0,0000	0,7993	0,7907	0,7907	0
3	0,981	0,0000	0,0000	0,7907	0,7907	0,793
4	0,35	0,0424	0,0631	0,8113	0,8784	0
5	0,35	0,0631	0,0424	0,899	0,899	0
6	0,311	0,0000	0,0000	0,899	0,899	0,107
7	0,169	0,0045	0,0330	0,907	0,9357	0
8	0,169	0,0330	0,0045	0,9436	0,9436	0
9	0,152	0,0000	0,0000	0,9436	0,9436	0,044
10	0,107	0,0021	0,0308	0,9691	0,9472	0
11	0,107	0,0308	0,0021	0,9727	0,9727	0
12	0,096	0,0000	0,0000	0,9727	0,9727	0,029
13	0,074	0,0000	0,0113	0,9806	0,9796	0
14	0,074	0,0113	0,0000	0,9875	0,9875	0
15	0,067	0,0000	0,0000	0,9875	0,9875	0,015
16	0,054	0,0060	0,0043	0,9952	0,9889	0
17	0,054	0,0043	0,0060	0,9967	0,9967	0
18	0,049	0,0000	0,0000	0,9967	0,9967	0,009
19	0,047	0,0020	0,0011	0,9997	0,997	0
20	0,047	0,0011	0,0020	1	1	0
21	0,043	0,0000	0,0000	1	1	0,003

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa el comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 33) obtenemos:

Tabla 119 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DM7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	287,17	238,8	220,29	388,25	470,91	1753,06	4173,1
Masa Participante (Ton.s2/m)	387,15	-127,87	73,5	-91,16	60,17	-109,46	96,52
Factor de participación	1,35	-0,54	0,33	-0,23	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s2/m)	521,94	68,47	24,52	21,40	7,69	6,83	2,23
% Masa efectiva	79,92	10,48	3,76	3,28	1,18	1,05	0,34

Fuente: Elaboración propia

Tabla 120 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DM7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	287,17	238,8	220,29	388,25	470,91	1753,06	4173,1
Masa Participante (Ton.s ² /m)	387,15	-127,87	73,5	-91,16	60,17	-109,46	96,52
Factor de participación	1,35	-0,54	0,33	-0,23	0,13	-0,06	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	521,94	68,47	24,52	21,40	7,69	6,83	2,23
% Masa efectiva	79,92	10,48	3,76	3,28	1,18	1,05	0,34

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos con los periodos fundamentales encontrados se procede a realizar el análisis estático:

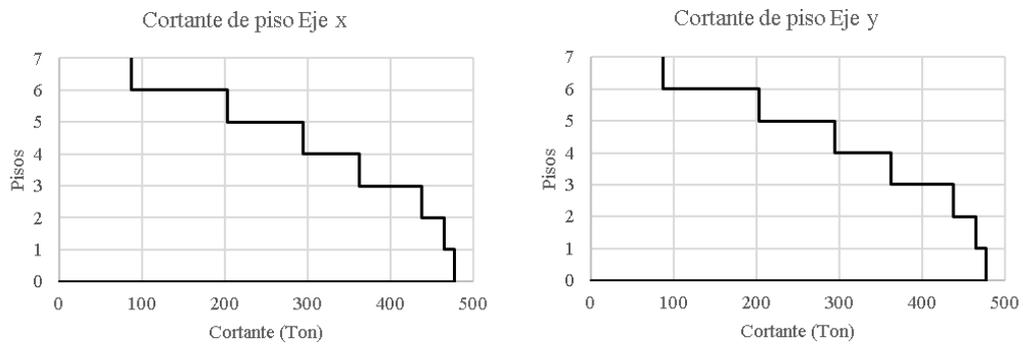
Tabla 121 Análisis sísmico estático – DM7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,106	0.076	1.303
Dirección "Y"	1,106	0.076	1.303

Fuente: Elaboración propia

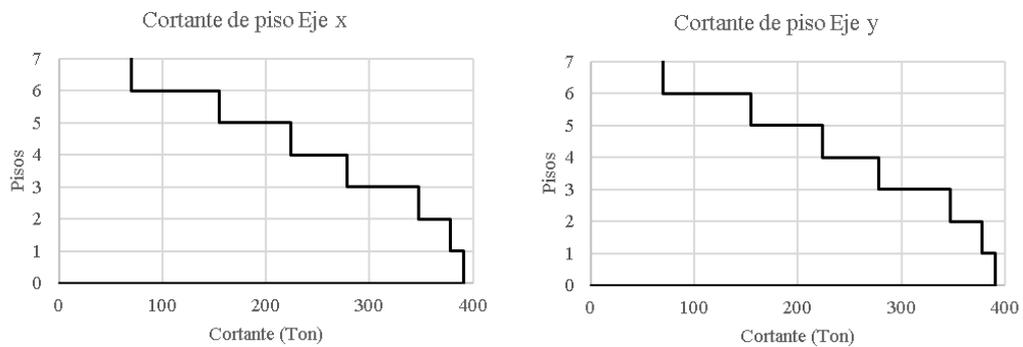
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 69 Cortantes de piso DM7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 70 Cortantes de piso DM7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 122 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DM7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	476.583
Sdx (Ton)	390.863
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	476.583
Sdy (Ton)	390.863
Fuente: Elaboración propia	

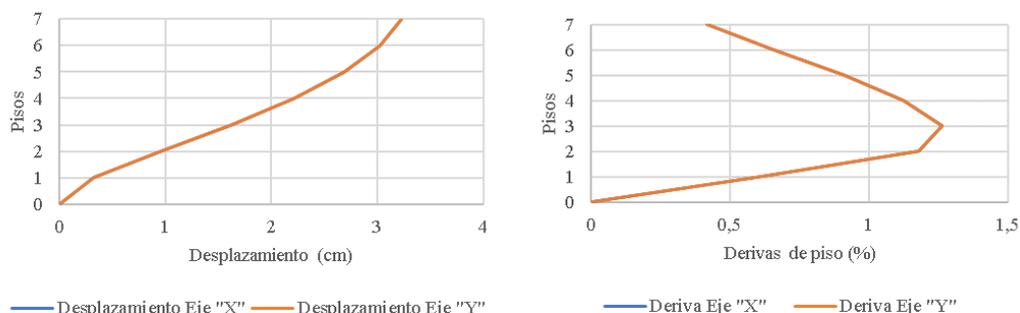
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 123 Ajuste de cortante – DM7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	82%	82%
Ajuste de cortante	10,342	10,303
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 71 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DM7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.23 cm y 3.23 cm en dirección "X" y "Y" respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.263% en "X" y un 1.263% en "Y", cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%. Se observa la similitud debido a su geometría regular en planta.

Tabla 124 Influencia de los modos superiores – DM7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,106	0,7993	0,0000	0,0760	381,0635	0,0009
2	1,106	0,0000	0,7993	0,0760	0,0009	381,0635
4	0,35	0,0424	0,0631	0,1200	31,9169	47,4990
5	0,35	0,0631	0,0424	0,1200	47,4990	31,9169
7	0,169	0,0045	0,0330	0,1200	3,3874	24,8410
8	0,169	0,0330	0,0045	0,1200	24,8410	3,3874
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,28	1,28

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores. Concluyendo que se puede realizar el Análisis no lineal Estático.

c) Para 4 niveles:

Tabla 125 Modos de vibración – DM4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,727	0,0000	0,8596	0,0001	0,8437	0
2	0,727	0,8596	0,0000	0,8438	0,8438	0
3	0,648	0,0000	0,0000	0,8438	0,8438	0,845
4	0,236	0,0006	0,0867	0,844	0,9465	0
5	0,236	0,0867	0,0006	0,9468	0,9468	0
6	0,211	0,0000	0,0000	0,9468	0,9468	0,103
7	0,123	0,0003	0,0391	0,977	0,9569	0
8	0,123	0,0391	0,0003	0,9871	0,9871	0
9	0,11	0,0000	0,0000	0,9871	0,9871	0,04
10	0,094	0,0012	0,0125	0,9878	0,9993	0
11	0,094	0,0125	0,0012	1	1	0
12	0,085	0,0000	0,0000	1	1	0,013

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa el comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 34) obtenemos:

Tabla 126 Factores de participación y Masas efectivas "X" – DM4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	170,53	136,9	245,85	620,17
Masa Participante (Ton.s ² /m)	226,08	-64,88	58,31	-55,17
Factor de participación	1,33	-0,47	0,24	-0,09
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	299,73	30,75	13,83	4,91
% Masa efectiva	85,83	8,81	3,96	1,41

Fuente: Elaboración propia

Tabla 127 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – DM4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	170,53	136,9	245,85	620,17
Masa Participante (Ton.s ² /m)	226,08	-64,88	58,31	-55,17
Factor de participación	1,33	-0,47	0,24	-0,09
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	299,73	30,75	13,83	4,91
% Masa efectiva	85,83	8,81	3,96	1,41

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

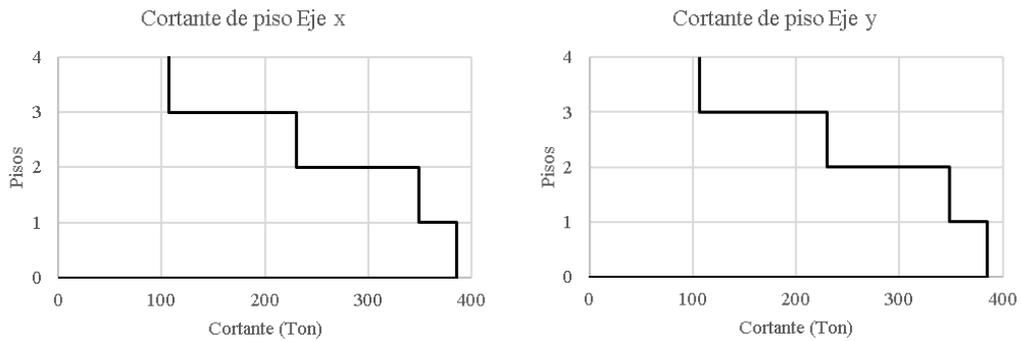
Tabla 128 Análisis sísmico estático – DM4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.727	0.115	1.114
Dirección "Y"	0.727	0.115	1.114

Fuente: Elaboración propia

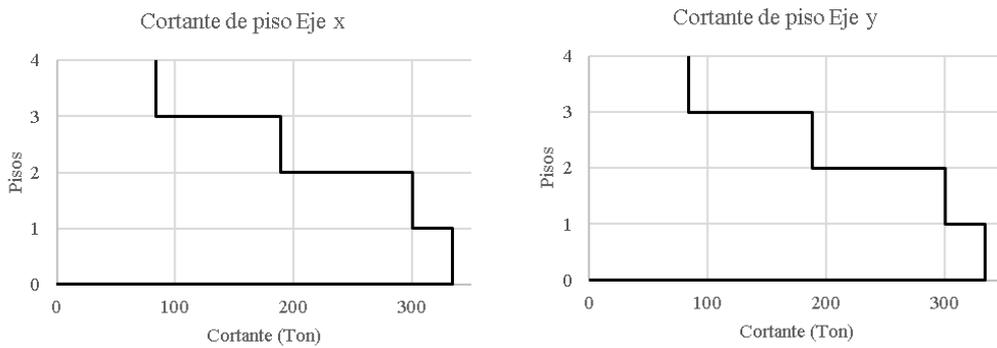
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 72 Cortantes de piso DM4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 73 Cortantes de piso DM4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 129 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – DM4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	384.995
Sdx (Ton)	334.423
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	384.423
Sdy (Ton)	334.423
Fuente: Elaboración propia	

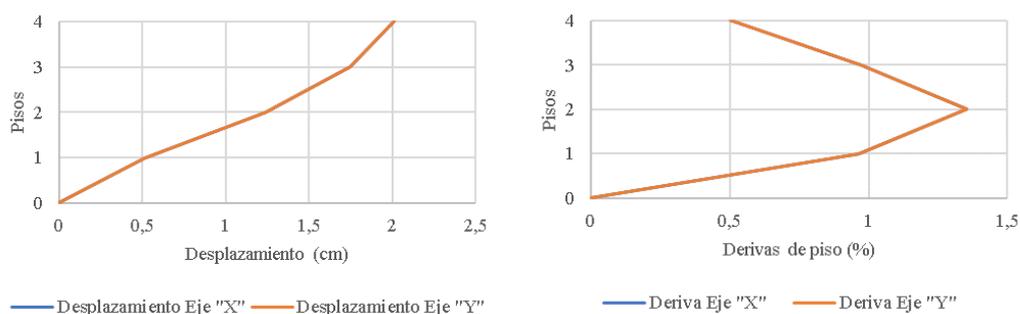
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 130 Ajuste de cortante – DM4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	86%	86%
Ajuste de cortante	9.596	9,596
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se observa que no se necesita ajuste de cortante, sin embargo, se realiza un ajuste para cumplir con el objetivo de análisis. Una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 74 Desplazamientos y Derivas inelásticas - DM4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 2.01 cm y 2.01 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.35% en “X” y un 1.35% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%. Se observa la similitud debido a su geometría regular en planta.

Tabla 131 Influencia de los modos superiores – DM4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,727	0,0000	0,8596	0,1150	0,0020	331,0552
2	0,727	0,8596	0,0000	0,1150	331,0552	0,0020
4	0,236	0,0006	0,0867	0,1200	0,2411	34,8423
5	0,236	0,0867	0,0006	0,1200	34,8423	0,2411
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,11	1,11

En ambas direcciones es menor al 130% se considera que no existe una participación significativa de los modos superiores. Concluyendo que se puede realizar el Análisis no lineal Estático que se puede aplicar cuando el edificio es de pocos pisos.

4.1.1.7 Irregularidad - Rigidez

a) Para 10 niveles:

Tabla 132 Modos de vibración – RIG10

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,631	0,7499	0,0002	0,7499	0,0002	0
2	1,631	0,0002	0,7499	0,7501	0,7501	0
3	1,421	0,0000	0,0000	0,7501	0,7501	0,755
4	0,457	0,1165	0,0001	0,8666	0,7502	0
5	0,457	0,0001	0,1165	0,8667	0,8667	0
6	0,405	0,0000	0,0000	0,8667	0,8667	0,115
7	0,241	0,0547	0,0000	0,9213	0,8667	0
8	0,241	0,0000	0,0547	0,9214	0,9214	0
9	0,216	0,0000	0,0000	0,9214	0,9214	0,053
10	0,137	0,0239	0,0000	0,9453	0,9214	0
11	0,137	0,0000	0,0239	0,9453	0,9453	0
12	0,124	0,0000	0,0000	0,9453	0,9453	0,024
13	0,092	0,0063	0,0180	0,9516	0,9633	0
14	0,092	0,0180	0,0063	0,9697	0,9697	0
15	0,084	0,0000	0,0000	0,9697	0,9697	0,024
16	0,066	0,0037	0,0046	0,9734	0,9743	0
17	0,066	0,0046	0,0037	0,9779	0,9779	0
18	0,06	0,0000	0,0000	0,9779	0,9779	0,008
19	0,048	0,0108	0,0019	0,9887	0,9798	0
20	0,048	0,0019	0,0108	0,9906	0,9906	0
21	0,044	0,0000	0,0000	0,9906	0,9906	0,013
22	0,041	0,0035	0,0003	0,9941	0,9909	0
23	0,041	0,0003	0,0035	0,9944	0,9944	0
24	0,037	0,0000	0,0000	0,9944	0,9944	0,004
25	0,032	0,0000	0,0042	0,9944	0,9986	0
26	0,032	0,0042	0,0000	0,9986	0,9986	0
27	0,031	0,0000	0,0014	0,9986	1	0
28	0,031	0,0014	0,0000	1	1	0
29	0,029	0,0000	0,0000	1	1	0,004
30	0,028	0,0000	0,0000	1	1	0,001

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa el comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 35) obtenemos:

Tabla 133 Factores de participación y Masas efectivas "X" - RIG10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	420,57	349,87	341,86	322,2	596,38	524,97	1616,21	1823,19	6726,6	9091
Masa Participante (Ton.s ² /m)	555,53	-198,63	135,01	-86,39	119,18	-65,67	141,48	-89,01	167,84	-128,4
Factor de participacion	1,32	-0,57	0,39	-0,27	0,20	-0,13	0,09	-0,05	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	733,80	112,77	53,32	23,16	23,82	8,21	12,38	4,35	4,19	1,81
% Masa efectiva	75,06	11,54	5,45	2,37	2,44	0,84	1,27	0,44	0,43	0,19

Fuente: Elaboración propia

Tabla 134 Factores de participación y Masas efectivas "Y" - RIG10

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	420,57	349,87	341,86	322,2	596,38	524,97	1616,21	1823,19	6726,6	9091
Masa Participante (Ton.s2/m)	555,53	-198,63	135,01	-86,39	119,18	-65,67	141,48	-89,01	167,84	-128,4
Factor de participación	1,32	-0,57	0,39	-0,27	0,20	-0,13	0,09	-0,05	0,02	-0,01
Masa efectiva (Ton.s2/m)	733,80	112,77	53,32	23,16	23,82	8,21	12,38	4,35	4,19	1,81
% Masa efectiva	75,06	11,54	5,45	2,37	2,44	0,84	1,27	0,44	0,43	0,19

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

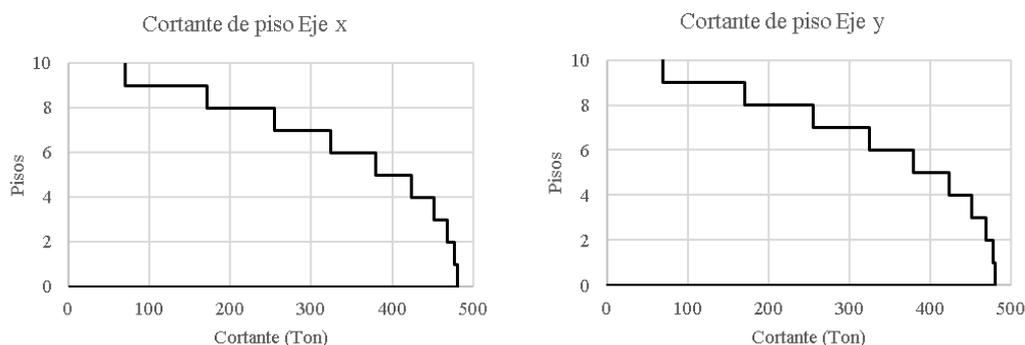
Tabla 135 Análisis sísmico estático – RIG10

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,631	0.0514	1.566
Dirección "Y"	1,631	0.0514	1.566

Fuente: Elaboración propia

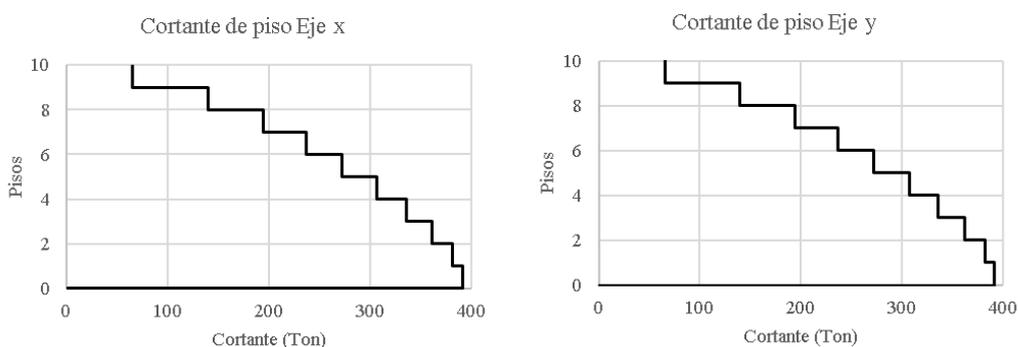
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 75 Cortantes de piso RIG10 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 76 Cortantes de piso RIG10 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 136 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - RIG10

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	480.099
Sdx (Ton)	391.536
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	480.099
Sdy (Ton)	391.536

Fuente: Elaboración propia

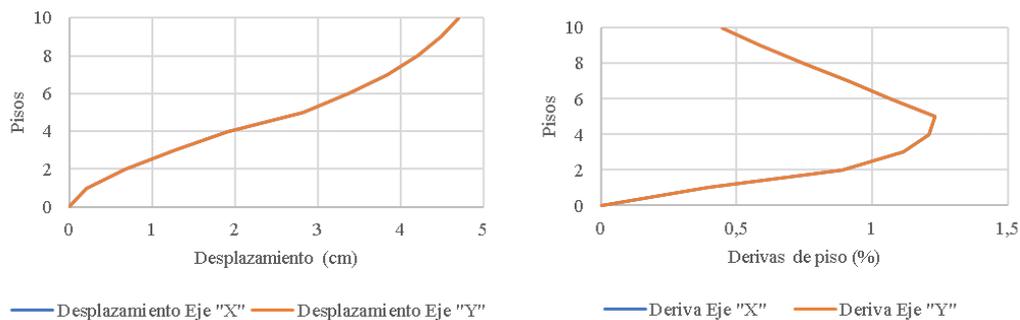
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 137 Ajuste de cortante - RIG10

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	82%	82%
Ajuste de cortante	10,221	10,221
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 77 Desplazamientos y Derivas inelásticas – RIG10



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 4.70 cm y 4.70 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.23% en “X” y un 1.23% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%. Se observa la similitud debido a su geometría regular en planta.

Tabla 138 Influencia de los modos superiores - RIG10

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,631	0,7499	0,0002	0,0514	360,1492	0,0961
2	1,631	0,0002	0,7499	0,0514	0,0961	360,1492
4	0,457	0,1165	0,0001	0,1200	130,6241	0,1121
5	0,457	0,0001	0,1165	0,1200	0,1121	130,6241
7	0,241	0,0547	0,0000	0,1200	61,3316	0,0093
8	0,241		0,0547	0,1200		61,3316
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,53	1,53

En ambas direcciones en mayor al 130%, siendo necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

b) Para 7 niveles:

Tabla 139 Modos de vibración – RIG7

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,209	0,0001	0,7820	0,0001	0,782	0
2	1,209	0,7820	0,0001	0,7821	0,7821	0
3	1,072	0,0000	0,0000	0,7821	0,7821	0,784
4	0,335	0,0265	0,0679	0,8086	0,85	0
5	0,335	0,0679	0,0265	0,8765	0,8765	0
6	0,299	0,0000	0,0000	0,8765	0,8765	0,094
7	0,179	0,0632	0,0064	0,9397	0,8829	0
8	0,179	0,0064	0,0632	0,9461	0,9461	0
9	0,161	0,0000	0,0000	0,9461	0,9461	0,069
10	0,116	0,0106	0,0128	0,9567	0,9589	0
11	0,116	0,0128	0,0106	0,9695	0,9695	0
12	0,105	0,0000	0,0000	0,9695	0,9695	0,023
13	0,074	0,0005	0,0089	0,97	0,9784	0
14	0,074	0,0089	0,0005	0,9789	0,9789	0
15	0,067	0,0000	0,0000	0,9789	0,9789	0,009
16	0,057	0,0193	0,0006	0,9982	0,9795	0
17	0,057	0,0006	0,0193	0,9988	0,9988	0
18	0,052	0,0000	0,0000	0,9988	0,9988	0,02
19	0,049	0,0001	0,0011	0,9989	0,9999	0
20	0,049	0,0011	0,0001	1	1	0
21	0,044	0,0000	0,0000	1	1	0,001

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa el comportamiento traslacional.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 36) obtenemos:

Tabla 140 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RIG7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	291,03	227,63	300,61	286,44	443,16	2802,82	2181,95
Masa Participante (Ton.s ² /m)	373,53	-114,03	113,14	-64,48	50,37	-187,95	42,77
Factor de participacion	1,28	-0,50	0,38	-0,23	0,11	-0,07	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	479,42	57,12	42,58	14,51	5,73	12,60	0,84
% Masa efectiva	78,23	9,32	6,95	2,37	0,93	2,06	0,14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 141 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RIG7

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7
Masa Generalizada (Ton.s ² /m)	291,03	227,63	300,61	286,44	443,16	2802,82	2181,95
Masa Participante (Ton.s ² /m)	373,53	-114,03	113,14	-64,48	50,37	-187,95	42,77
Factor de participacion	1,28	-0,50	0,38	-0,23	0,11	-0,07	0,02
Masa efectiva (Ton.s ² /m)	479,42	57,12	42,58	14,51	5,73	12,60	0,84
% Masa efectiva	78,23	9,32	6,95	2,37	0,93	2,06	0,14

Fuente: Elaboración propia

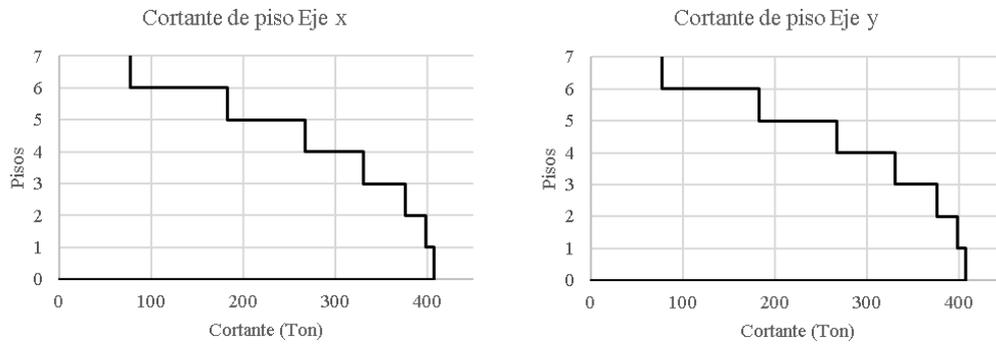
Se realiza el análisis estático:

Tabla 142 Análisis sísmico estático – RIG7

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	1,209	0.0693	1.355
Dirección "Y"	1,209	0.0693	1.355
Fuente: Elaboración propia			

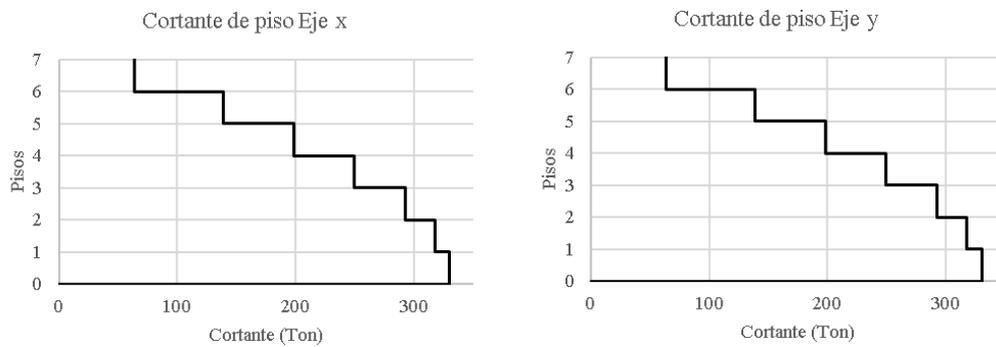
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 78 Cortantes de piso RIG7 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 79 Cortantes de piso RIG7 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 143 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RIG7

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	407.202
Sdx (Ton)	330.319
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	407.202
Sdy (Ton)	330.319
Fuente: Elaboración propia	

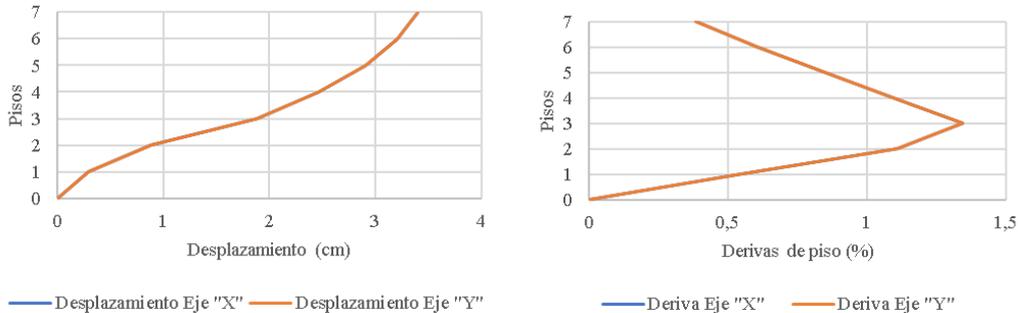
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 144 Ajuste de cortante – RIG7

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	81%	81%
Ajuste de cortante	10,276	10,276
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 80 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RIG7



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 3.40 cm y 3.40 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.346% en “X” y un 1.346% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%. Se observa la similitud debido a su geometría regular en planta.

Tabla 145 Influencia de los modos superiores – RIG7

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	1,209	0,0001	0,7820	0,0693	0,0407	318,5412
2	1,209	0,7820	0,0001	0,0693	318,5412	0,0407
4	0,335	0,0265	0,0679	0,1200	18,6919	47,8935
5	0,335	0,0679	0,0265	0,1200	47,8935	18,6919
7	0,179	0,0632	0,0064	0,1200	44,5783	4,5143
8	0,179	0,0064	0,0632	0,1200	4,5143	44,5783
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,36	1,36

En referencia a los datos obtenidos en las dos direcciones se comprueba la influencia de los modos superiores, en ambas direcciones es mayor 130%. Concluyendo que es necesario el Análisis no lineal Dinámico que considera la participación de todos los modos de la estructura.

c) Para 4 niveles:

Tabla 146 Modos de vibración – RIG4

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,847	0,0000	0,8186	0,0000	0,8186	0
2	0,847	0,8186	0,0000	0,8186	0,8186	0
3	0,756	0,0000	0,0000	0,8186	0,8186	0,819
4	0,223	0,0000	0,0855	0,8186	0,9041	0
5	0,223	0,0855	0,0000	0,9041	0,9041	0
6	0,2	0,0000	0,0000	0,9041	0,9041	0,085
7	0,14	0,0108	0,0802	0,9149	0,9843	0
8	0,14	0,0802	0,0108	0,9951	0,9951	0
9	0,126	0,0000	0,0000	0,9951	0,9951	0,091
10	0,1	0,0000	0,0049	0,9951	1	0
11	0,1	0,0049	0,0000	1	1	0
12	0,09	0,0000	0,0000	1	1	0,005

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se observa el comportamiento traslacional y torsión de 0%.

Mediante el análisis modal bidireccional realizado manualmente (Ver anexo 37) obtenemos:

Tabla 147 Factores de participación y Masas efectivas "X" – RIG4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	166,95	137,5	391,32	329,99
Masa Participante (Ton.s2/m)	206,13	-60,02	106,02	-22,81
Factor de participación	1,23	-0,44	0,27	-0,07
Masa efectiva (Ton.s2/m)	254,50	26,20	28,72	1,58
% Masa efectiva	81,83	8,42	9,24	0,51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 148 Factores de participación y Masas efectivas "Y" – RIG4

Factor modal	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Masa Generalizada (Ton.s2/m)	166,95	137,5	391,32	329,99
Masa Participante (Ton.s2/m)	206,13	-60,02	106,02	-22,81
Factor de participación	1,23	-0,44	0,27	-0,07
Masa efectiva (Ton.s2/m)	254,50	26,20	28,72	1,58
% Masa efectiva	81,83	8,42	9,24	0,51

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el análisis estático:

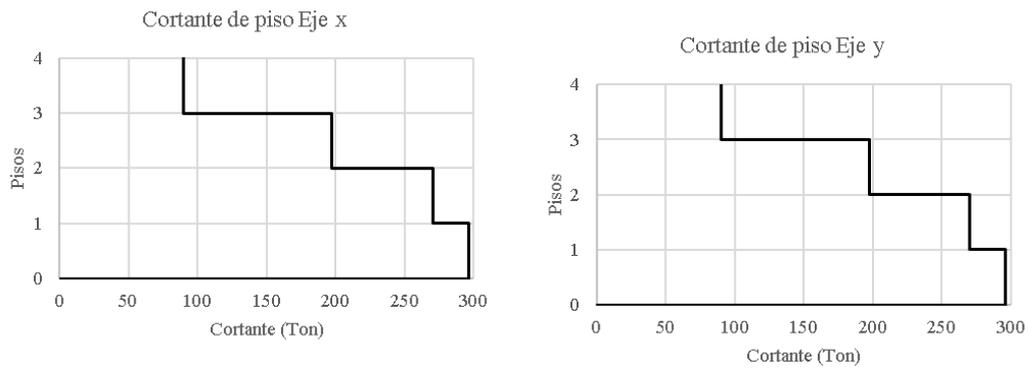
Tabla 149 Análisis sísmico estático – RIG4

	Periodo (seg)	Coefficiente sísmico	k
Dirección "X"	0.847	0.0989	1.174
Dirección "Y"	0.847	0.0989	1.174

Fuente: Elaboración propia

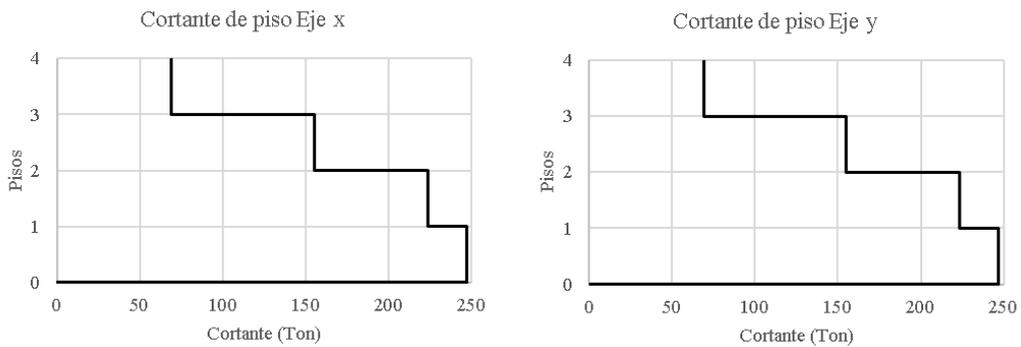
Obteniendo los cortantes de piso:

Ilustración 81 Cortantes de piso RIG4 - Análisis sísmico estático



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 82 Cortantes de piso RIG4 - Análisis dinámico espectral



Fuente: Elaboración propia

Tabla 150 Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas – RIG4

Análisis en "X"	
Sx (Ton)	296.270
Sdx (Ton)	247.101
Análisis en "Y"	
Sy (Ton)	296.270
Sdy (Ton)	247.101
Fuente: Elaboración propia	

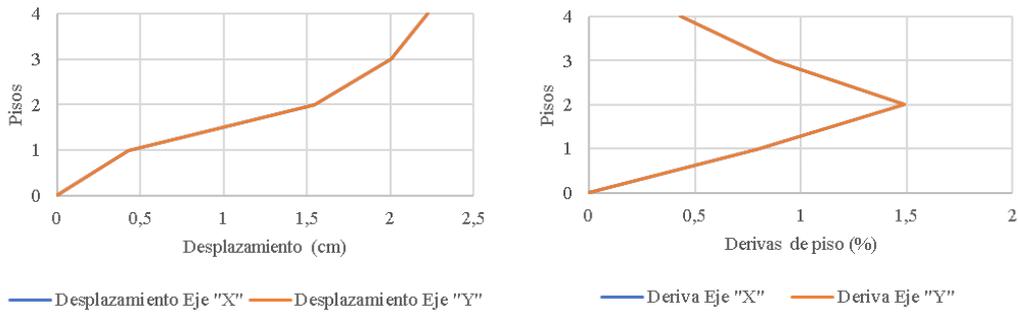
Se considera que la relación entre el cortante dinámico y el estático en cada dirección debe ser min 85 % para estructuras irregulares, según la NEC-SE-DC.

Tabla 151 Ajuste de cortante – RIG4

	Dirección "X"	Dirección "Y"
Relación	83%	83%
Ajuste de cortante	9,994	9,994
Fuente: Elaboración propia		

Mediante la tabla anterior se verifica el ajuste de cortante, una vez realizado se obtiene los desplazamientos y derivas.

Ilustración 83 Desplazamientos y Derivas inelásticas - RIG4



Fuente: Elaboración propia

Obteniendo un desplazamiento de 2.22 cm y 2.22 cm en dirección “X” y “Y” respectivamente. Las máximas derivas de piso se presentan en el cuarto piso con un 1.476% en “X” y un 1.476% en “Y”, cumpliendo el requerimiento de la norma siendo menor al 2%. Se observa la similitud debido a su geometría regular en planta.

Tabla 152 Influencia de los modos superiores – RIG4

Modos	Periodo (seg)	UX	UY	Sa (g)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
1	0,847	0,000	0,819	0,104	0,001	255,611
2	0,847	0,819	0,000	0,104	255,611	0,001
4	0,223	0,000	0,086	0,120	0,009	30,746
5	0,223	0,086	0,000	0,120	30,746	0,009
Fuente: Elaboración propia				Relación	1,12	1,12

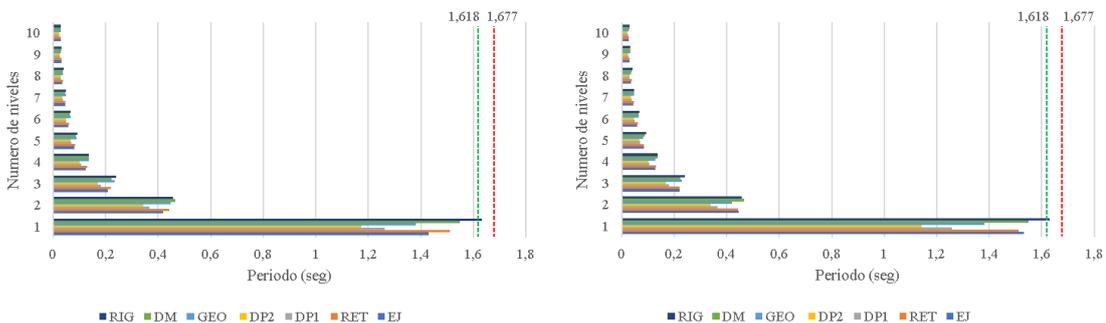
En referencia a los datos obtenidos en las dos direcciones la influencia de los modos superiores es menor 130%. Concluyendo que se puede realizar el Análisis no lineal Estático que se puede aplicar cuando el edificio es de pocos pisos.

4.2 Interpretación de datos

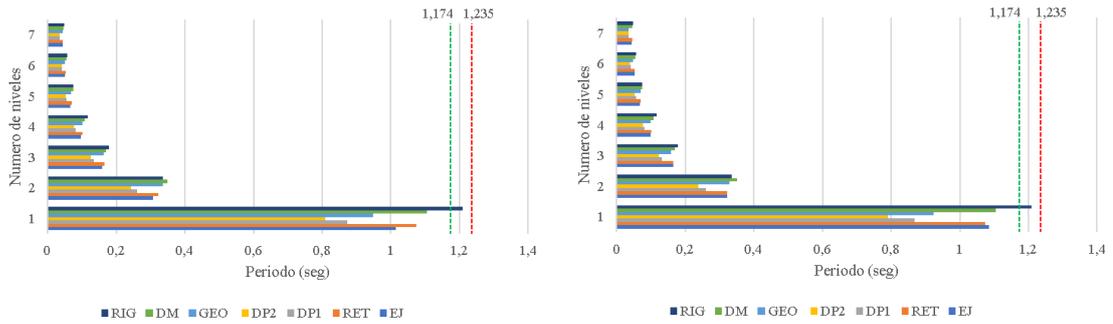
En las siguientes ilustraciones se detallan los periodos y se observa que la altura es directamente proporcional al periodo de la estructura. También se comparan con el máximo periodo calculado más 30%.

Ilustración 84 Periodos "X" y "Y"

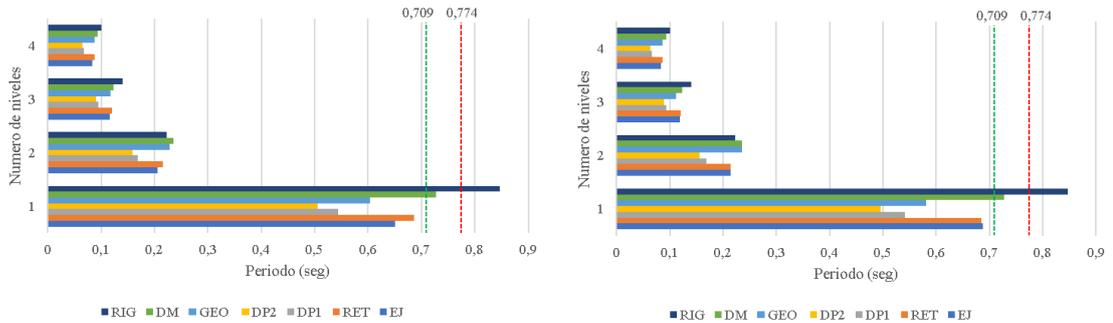
Para 10 niveles:



Para 7 niveles:



Para 4 niveles:



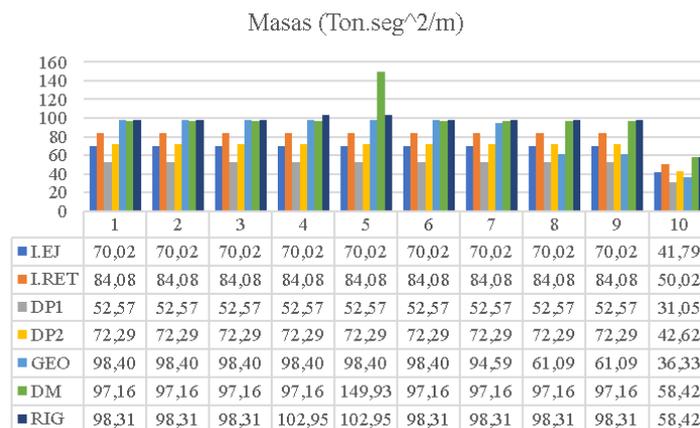
Fuente: Elaboración propia

Se evidencia que en las edificaciones de 10 y 7 niveles las edificaciones se mantienen por debajo de los periodos máximos, mientras que las edificaciones de 4 niveles correspondiente a la irregularidad de Distribución de Masa y Rigidez – Piso Flexible sobrepasan los periodos máximos.

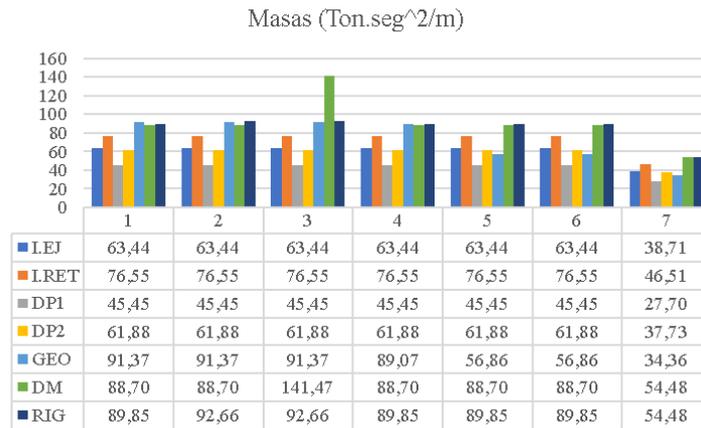
Por medio de las siguientes representaciones se detalla la masa correspondiente a cada piso de las edificaciones. La mayor masa pertenece al nivel donde se ubica el estacionamiento en las edificaciones de 10, 7 y 4 niveles, correspondiente a la irregularidad de Distribución de Masa.

Ilustración 85 Masas

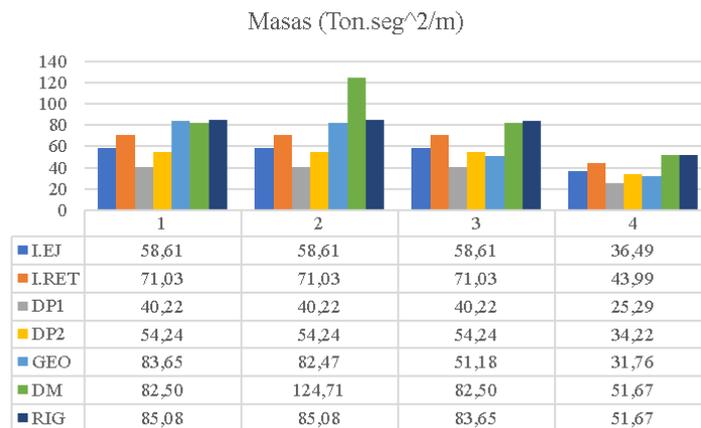
Para 10 niveles:



Para 7 niveles:



Para 4 niveles:

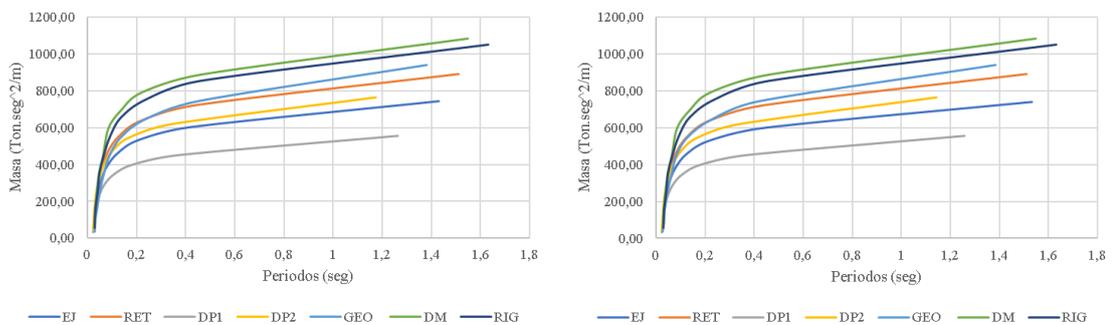


Fuente: Elaboración propia

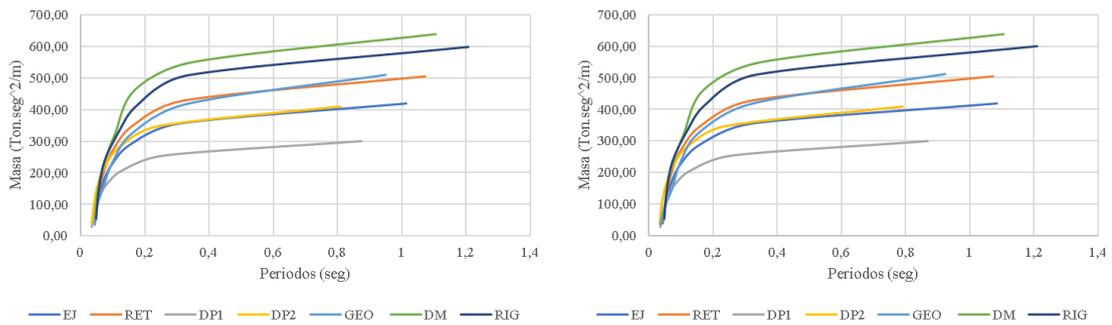
En las siguientes ilustraciones se representa la relación entre la masa y el periodo de las edificaciones:

Ilustración 86 Masa vs Periodo

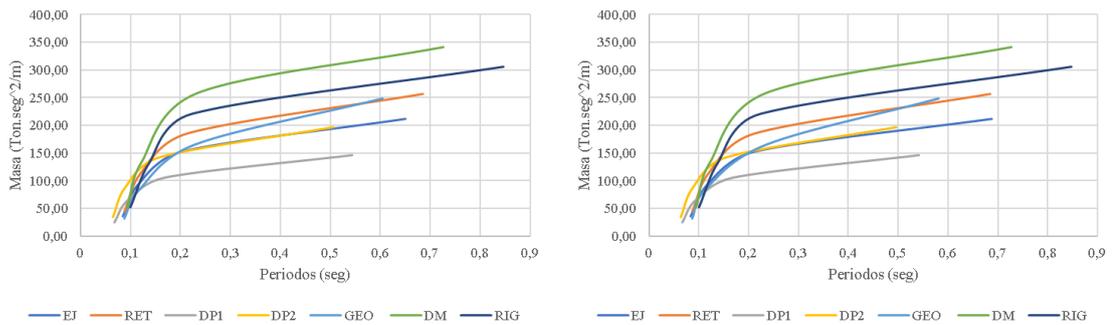
Para 10 niveles:



Para 7 niveles:



Para 4 niveles:



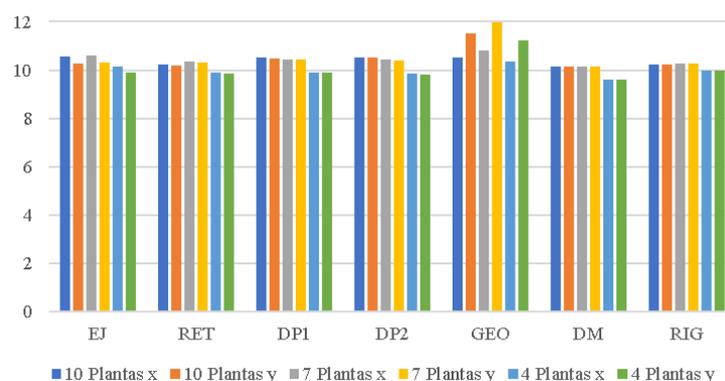
Fuente: Elaboración propia

En base a la correlación realizada se observa que el periodo es proporcional a la masa, según la irregularidad de cada modelo se considera el área de construcción que finalmente influirá en la masa de la estructura.

Mediante la siguiente ilustración, se detalla los ajustes de cortante realizados:

Ilustración 87 Ajuste de Cortante

Ajuste de cortante



Se aprecia que el mayor ajuste realizado en las estructuras de 10 plantas:

- En dirección “X” se realizó un ajuste de 10.554 en la irregularidad Ejes no paralelos.
- En dirección “Y” se realizó un ajuste de 11,534 en la irregularidad Geométrica.

Se analiza que el mayor ajuste realizado en las estructuras de 7 plantas:

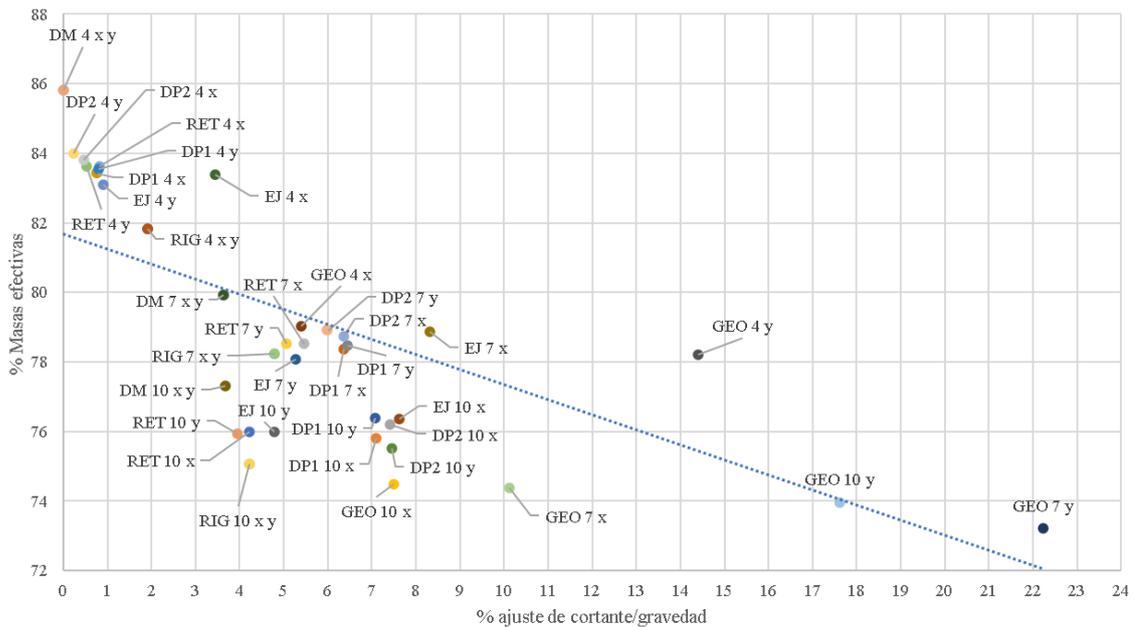
- En dirección “X” se realizó un ajuste de 10.800 en la irregularidad Geométrica.
- En dirección “Y” se realizó un ajuste de 11,987 en la irregularidad Geométrica.

Se observa que el mayor ajuste realizado en las estructuras de 4 plantas:

- En dirección “X” se realizó un ajuste de 10.335 en la irregularidad Geométrica.
- En dirección “Y” se realizó un ajuste de 11,219 en la irregularidad Geométrica.

En la siguiente correlación de resultados se representa ajuste de cortante y las masas efectivas:

Ilustración 88 Masas Efectivas vs Ajuste de cortante



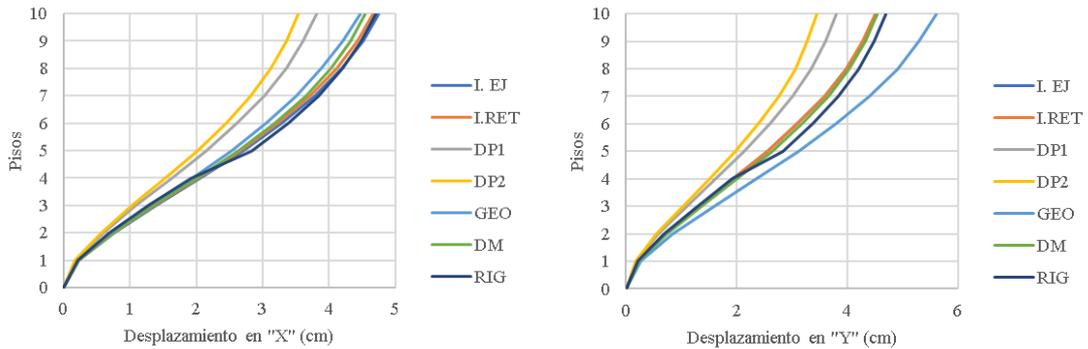
Fuente: Elaboración propia

Mediante el ajuste de cortante realizado se puede observar que a mayor ajuste de cortante el porcentaje de masas efectivas del primer modo disminuye, considerando que la regularidad de las edificaciones implica una característica importante en la influencia de los modos superiores.

También se observa que los mayores ajustes se realizaron a la irregularidad Geométrica.

Con la ayuda de las siguientes representaciones gráficas, se detalla los desplazamientos:

Ilustración 89 Desplazamientos - 10 niveles

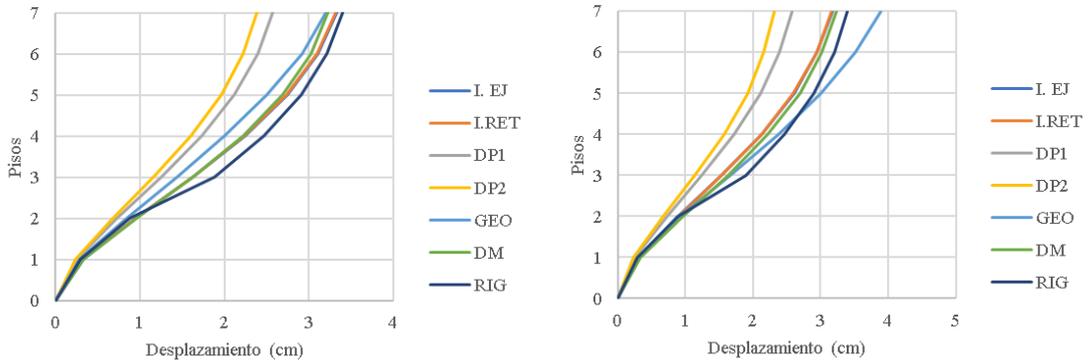


Fuente: Elaboración propia

El mayor desplazamiento en “X” es de 4.75 cm presente en la Irregularidad en planta de Ejes no paralelos, en segundo lugar, tenemos 4.70 cm correspondiente a la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible y por último 4.66 cm de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas.

El mayor desplazamiento en “Y” es de 5.61 cm presente en la Irregularidad en elevación de Geométrica, en segundo lugar, tenemos 4.70 cm correspondiente a la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible y por último 4.50 cm de la irregularidad de elevación de Distribución de Masa.

Ilustración 90 Desplazamientos – 7 niveles



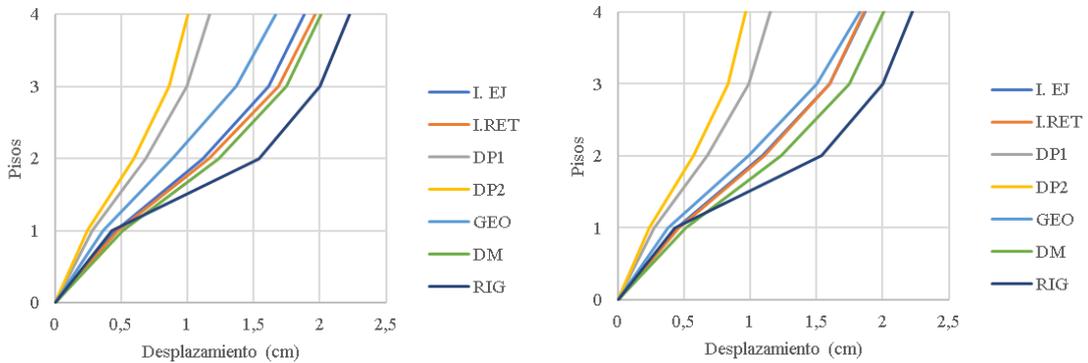
Fuente: Elaboración propia

El mayor desplazamiento en “X” es de 3.40 cm presente en la Irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible, en segundo lugar, tenemos 3.33 cm correspondiente a la irregularidad en planta de Ejes no paralelos y por último 3.31 cm de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas.

El mayor desplazamiento en “Y” es de 3.89 cm presente en la Irregularidad en elevación de Geométrica, en segundo lugar, tenemos 3.39 cm correspondiente a la irregularidad en

elevación de Rigidez – Piso Flexible y por último 3.23 cm de la irregularidad de elevación de Distribución de Masa.

Ilustración 91 Desplazamientos – 4 niveles



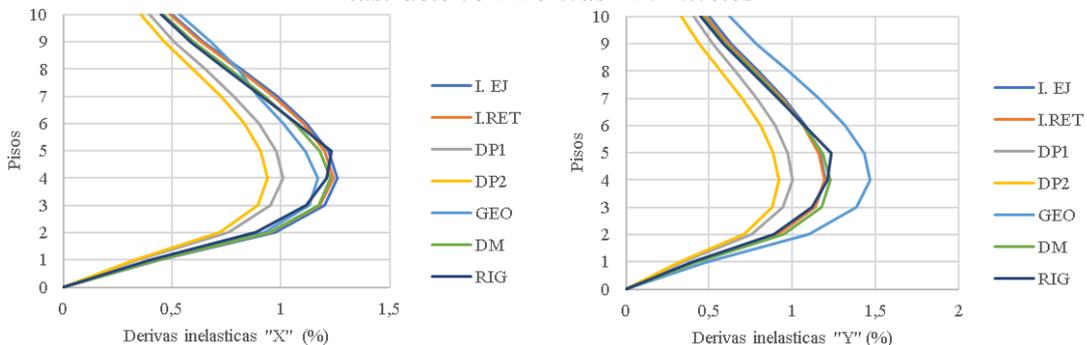
Fuente: Elaboración propia

El mayor desplazamiento en “X” es de 2.22 cm presente en la Irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible, en segundo lugar, tenemos 2.01 cm correspondiente a la irregularidad en elevación de Distribución de Masa y por último 1.96 cm de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas.

El mayor desplazamiento en “Y” es de 2.22 cm presente en la Irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible, en segundo lugar, tenemos 2.01 cm correspondiente a la irregularidad en elevación de Distribución de Masa y por último 1.86 cm de la irregularidad de planta de Ejes no paralelos.

Mediante los siguientes gráficos, se detalla las derivas inelásticas:

Ilustración 92 Derivas - 10 Niveles

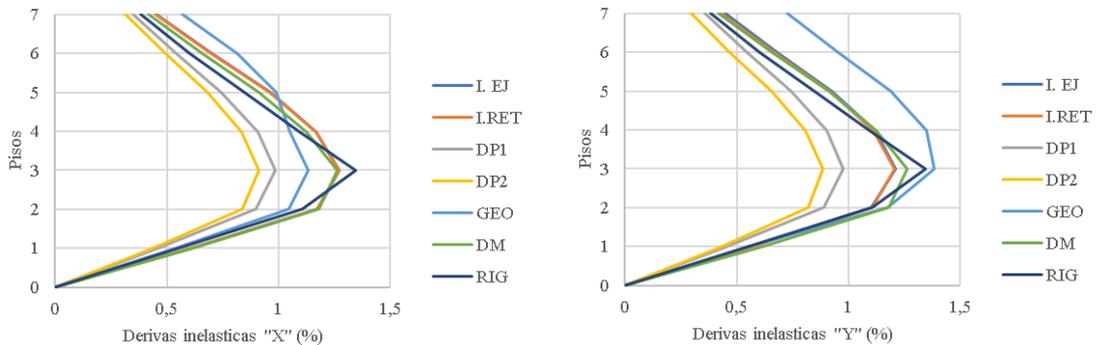


Fuente: Elaboración propia

La máxima deriva inelástica en “X” en el 4 nivel es de 1.26 % que corresponde a la irregularidad en planta de Ejes no paralelos, en segundo lugar, tenemos 1.24 % correspondiente de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas y por último 1.23 % de la irregularidad en elevación de Distribución de Masa.

La máxima deriva inelástica en “Y” en el 4 nivel es de 1.46 % que corresponde a la irregularidad en elevación de Geométrica, en segundo lugar, tenemos 1.23 % de la irregularidad en elevación de Distribución de Masa y por último 1.21 % de la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible.

Ilustración 93 Derivas - 7 Niveles

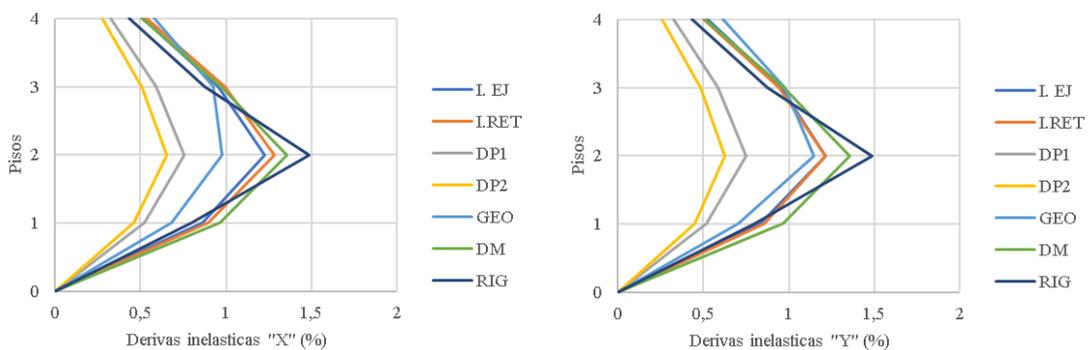


Fuente: Elaboración propia

La máxima deriva inelástica en “X” en el 3 nivel es de 1.34 % que corresponde a la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible, en segundo lugar, tenemos 1.27 % correspondiente de la irregularidad en planta de Ejes no paralelos, y por último 1.27 % de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas.

La máxima deriva inelástica en “Y” en el 3 nivel es de 1.38 % que corresponde a la irregularidad en elevación de Geométrica, en segundo lugar, tenemos 1.34 % que corresponde a la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible y por último 1.26 % de la irregularidad en elevación de Distribución de Masa.

Ilustración 94 Derivas - 4 Niveles



Fuente: Elaboración propia

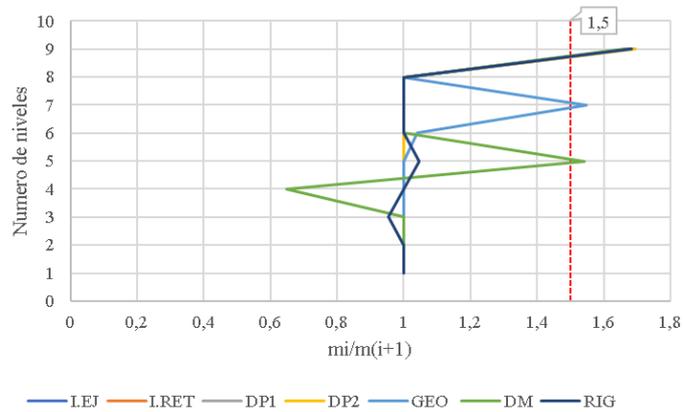
La máxima deriva inelástica en “X” en el 2 nivel es de 1.49 % que corresponde a la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible, en segundo lugar, tenemos 1.35 % correspondiente de la irregularidad en elevación de Distribución de Masa y por último 1.28 % de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas.

La máxima deriva inelástica en “Y” en el 2 nivel es de 1.49 % que corresponde a la irregularidad en elevación de Rigidez – Piso Flexible, en segundo lugar, tenemos 1.35 % de la irregularidad en elevación de Distribución de Masa y por último 1.21 % de la irregularidad en planta de Retrocesos excesivos en las esquinas.

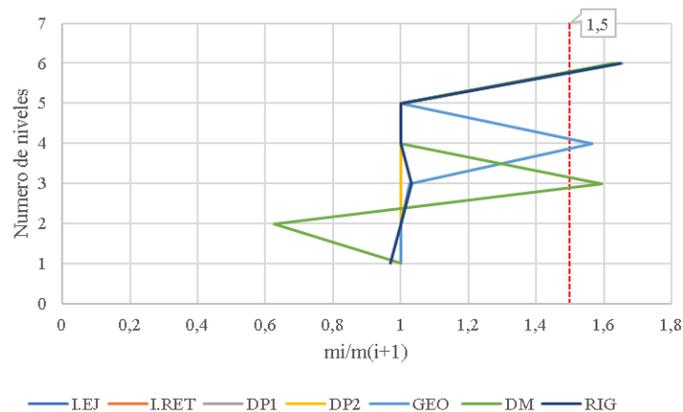
En las siguientes ilustraciones se realiza una comparación estableciendo el factor de irregularidad en masa correspondiente de todas las irregularidades:

Ilustración 95 Relación de irregularidad en masa

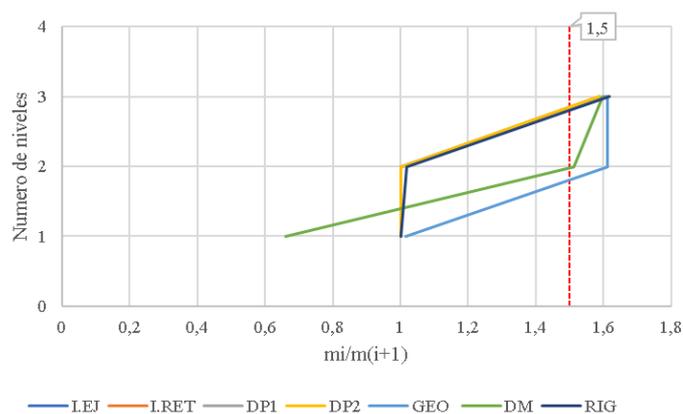
Para 10 niveles:



Para 7 niveles:



Para 4 niveles:



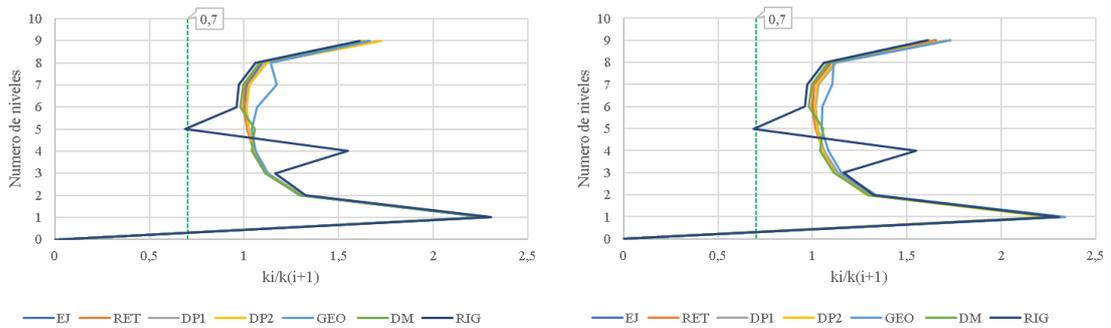
Fuente: Elaboración propia

En consecuencia, se establece que existe irregularidad en masa cuando la relación entre el piso analizado y el piso superior es mayor 1,5, esto no es aplicable en las terrazas. Se comprueba la existencia de esta irregularidad presente en la irregularidad de Distribución de Masa y que también está presente en la irregularidad Geométrica.

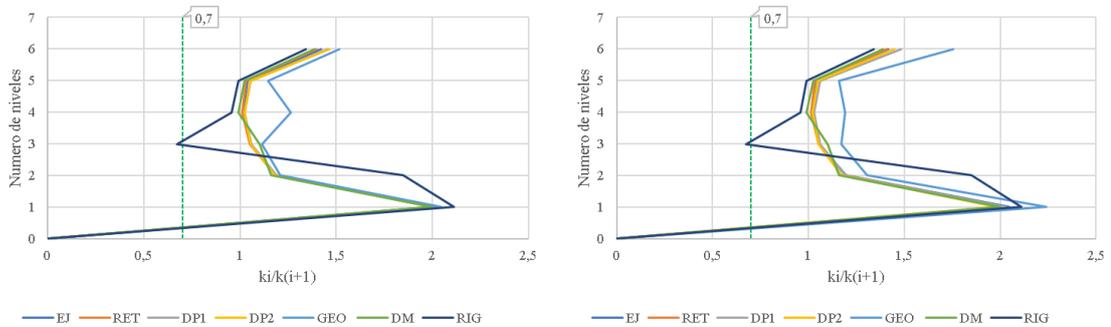
En las siguientes ilustraciones se realiza una comparación estableciendo el factor de irregularidad de rigidez de las irregularidades:

Ilustración 96 Relación de irregularidad de rigidez “X” y “Y”

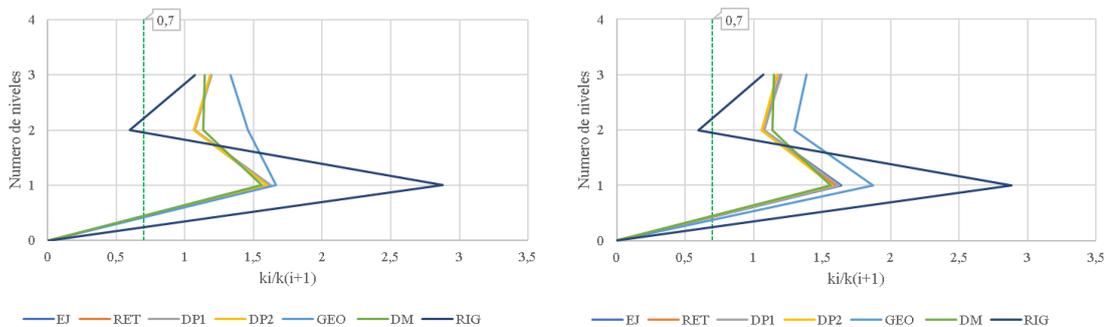
Para 10 niveles:



Para 7 niveles:



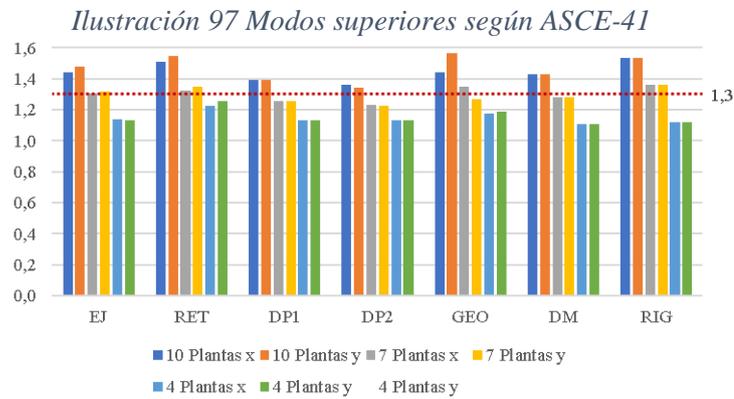
Para 4 niveles:



Fuente: Elaboración propia

En consecuencia, se establece que existe irregularidad en rigidez cuando la relación entre el piso analizado y el piso inmediatamente superior es menor 0.7. Se comprueba la existencia de esta irregularidad presente en la irregularidad de Rigidez – Piso Flexible.

En la siguiente ilustración, se detalla la participación de los modos superiores para los casos de estudio propuestos:

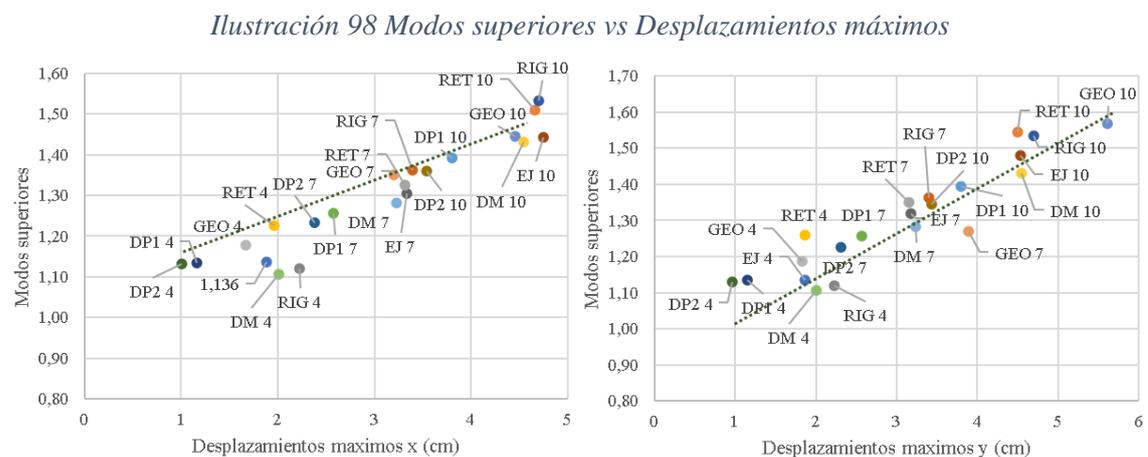


Fuente: Elaboración propia

Es necesario considerar los modos para el 90% de la masa participante, si la proporción obtenida entre el cortante todos los modos y el cortante del modo fundamental de vibración es mayor a 130 % los modos superiores son relevantes según la ASCE-41. Por lo tanto, no se puede realizar un Análisis no lineal estático.

Todos los modelos para la elevación de 10 niveles se observa la participación de los modos, para los modelos con elevación de 7 niveles existe un 50% que si participan los modos superiores. Mientras que los modelos con elevación de 4 niveles no existen una participación significativa de los modos superiores, pero también se observa como la irregularidad aporta en la participación.

Mediante la siguiente correlación se representa los desplazamientos máximos en el último piso de todas las irregularidades según el número de niveles de las edificaciones:

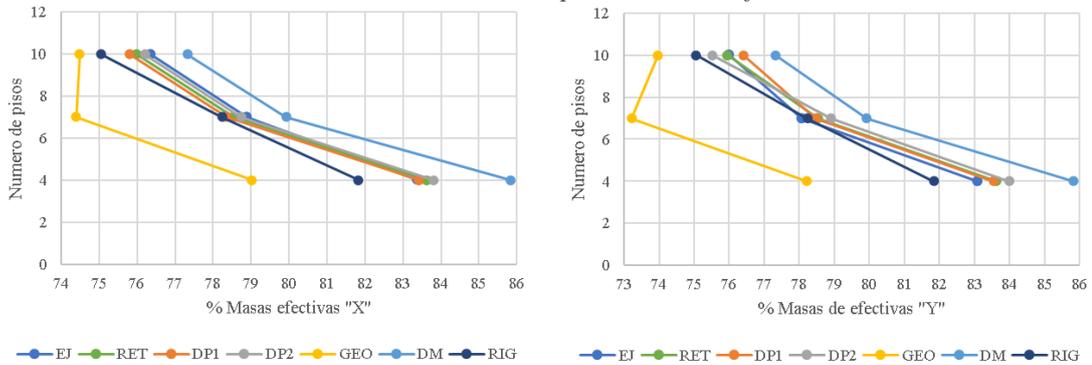


Fuente: Elaboración propia

Relacionando esta correlación con la ilustración presentada anteriormente se observa que las edificaciones con una mayor participación de los modos superiores tienen un mayor desplazamiento en el último piso. Además, que la irregularidad de las edificaciones aporta significativamente en la participación de los modos.

Mediante la siguiente representación gráfica se muestra el porcentaje de masas efectivas del primer modo de vibración de todas las irregularidades según el número de niveles de las edificaciones:

Tabla 153 % Números de piso vs Masas efectivas

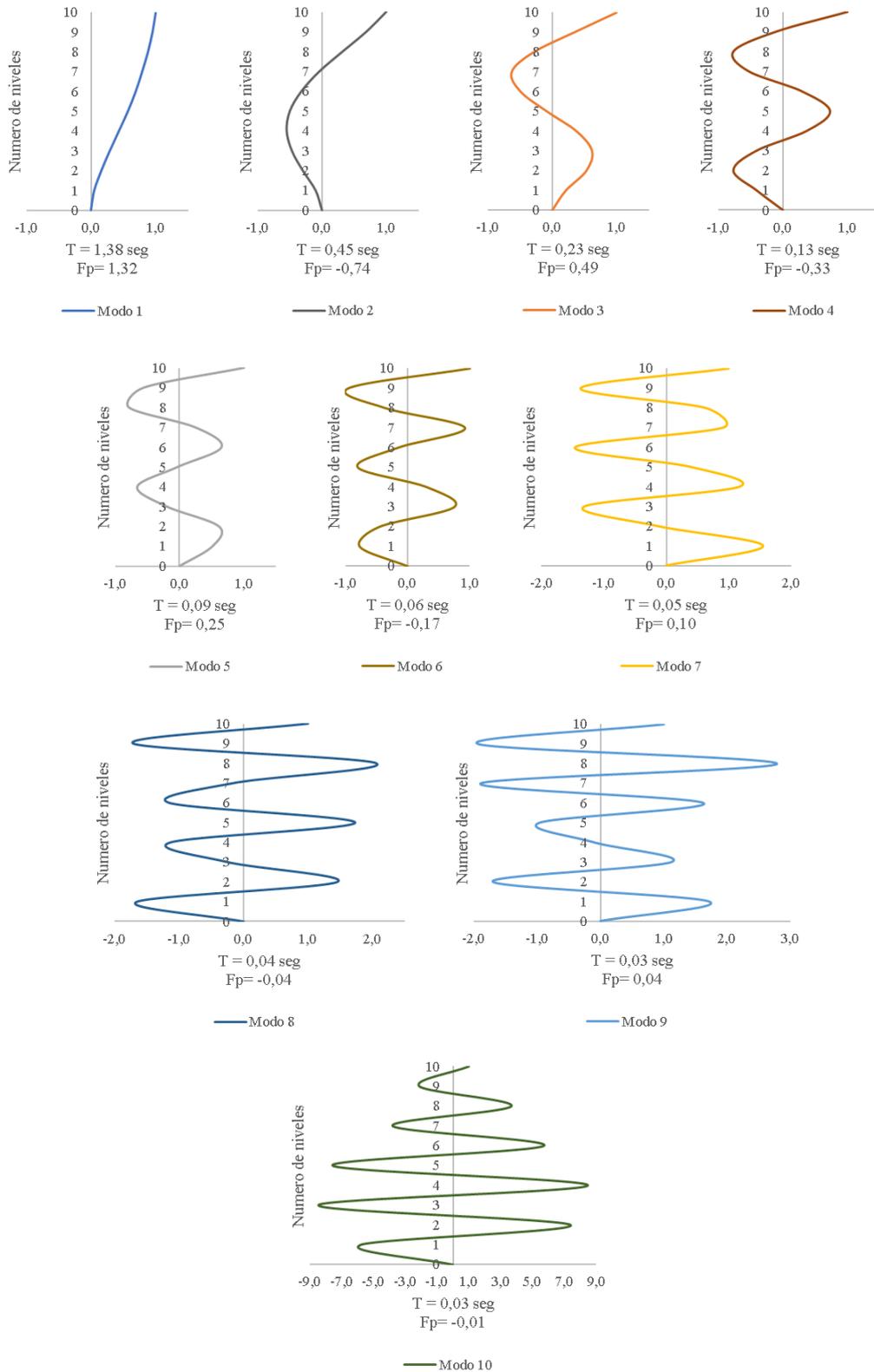


Fuente: Elaboración propia

Observando que el porcentaje de masas efectivas para las edificaciones de 10 niveles se estima en un promedio de 77% en el primer modo y 23% distribuidos en los modos superiores. Para las edificaciones de 7 niveles tenemos un promedio de masas efectivas de 78% en el primer modo y un 22% distribuidos en los modos superiores. Para las edificaciones de 4 niveles tenemos promedio de masas efectivas 83% y un 17% distribuidos en los modos superiores.

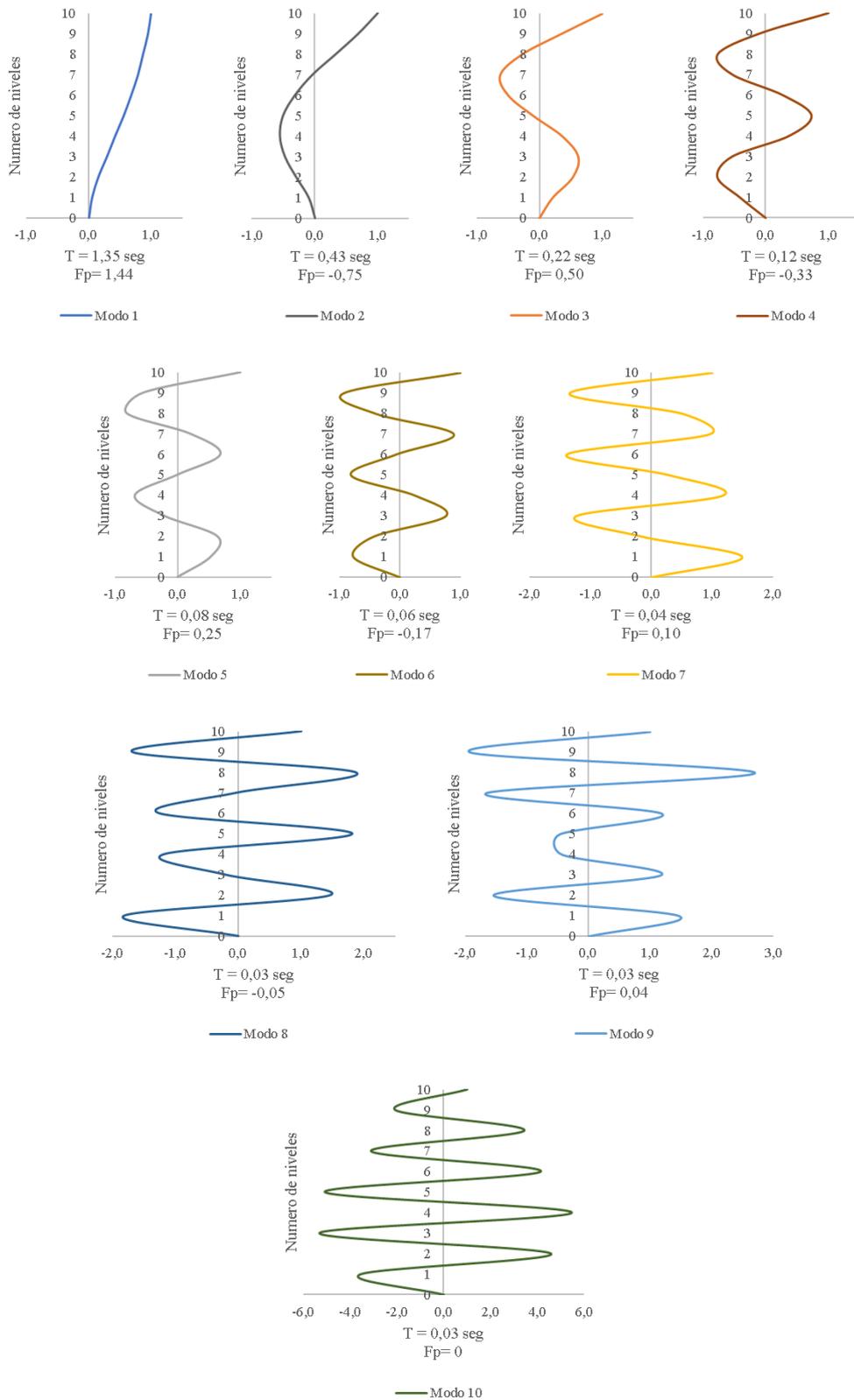
Mediante las siguientes ilustraciones se detalla los modos naturales de vibración de la irregularidad Geométrica.

Ilustración 99 Modos naturales de vibración GEO "X" - 10 niveles



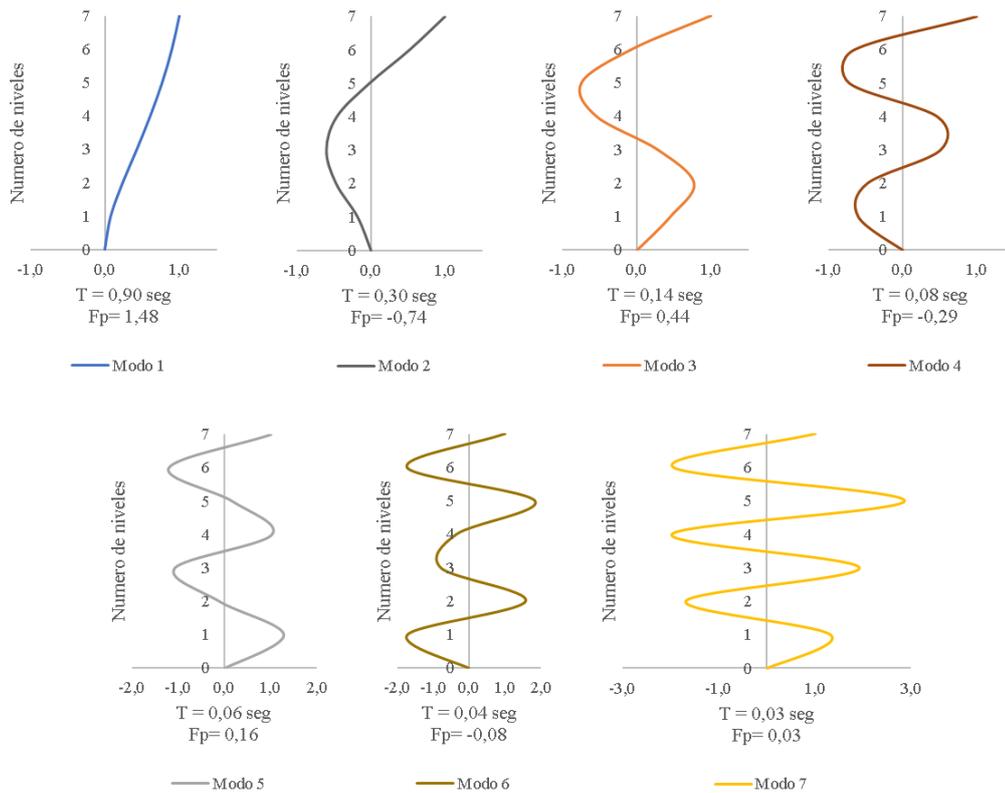
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 100 Modos naturales de vibración GEO "Y" - 10 niveles



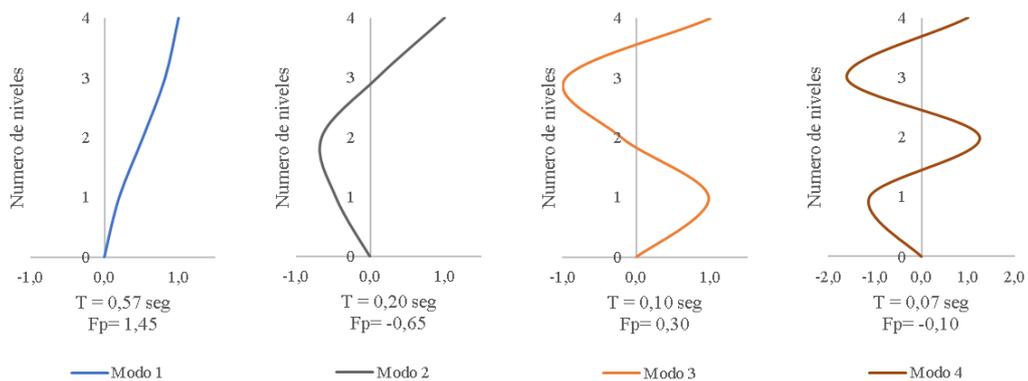
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 101 Modos naturales de vibración GEO "Y" - 7 niveles



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 102 Modos naturales de vibración GEO "Y" - 4 niveles



Fuente: Elaboración propia

Anteriormente se comprobó que la irregularidad geométrica presenta también la irregularidad de distribución de masa representando los modos naturales de la misma considerándola como crítica por su doble irregularidad. Observando que los modos superiores aumentan con respecto al modo 6 normalizado, por lo tanto, el efecto de los modos superiores que depende directamente del periodo de vibración aportara en mayor cantidad debido a la aceleración espectral, considerando que las fuerzas cortantes de entrepiso de los modos superiores pueden llegar a representar un valor significativo.

5. CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Los modelos propuestos se idealizaron siguiendo requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo NEC-SE-DS peligro Sísmico, en todos los casos se verificó el cumplimiento con la configuración requerida por normativa para considerarse una estructura irregular.

El tipo de irregularidad y la ubicación de la misma afecta considerablemente a la rigidez, resistencia y puede llegar a generar torsión. Los casos de estudio planteados a causa de sus irregularidades cumplieron el requisito de ajuste de cortante.

Como demuestra el trabajo realizado la irregularidad de la edificación influye directamente con el ajuste de cortante, mientras más irregular se considere la estructura requerirá un mayor ajuste. Según estas observaciones se concluye que la irregularidad geométrica para sus respectivas elevaciones se realizó los mayores ajustes de cortante, debido a que se encontró una doble irregularidad por su configuración tiene irregularidad Geométrica e irregularidad de Distribución de Masa.

Las cargas impuestas en las estructuras se estimaron según el tipo de uso de las edificaciones, en este caso se consideraron para uso de oficinas estableciéndose como categoría normal. Por consiguiente, la carga viva se estableció como específica la norma, y como carga muerta se considera el peso propio de la estructura y la sobrecarga impuesta por otras ingenierías y el uso de la edificación. Por otro lado, para la irregularidad de distribución de masa se consideró un piso para uso de estacionamiento la carga viva impuesta también se estableció por norma y así mismo la sobrecarga se estimó según el tipo de uso de esta.

Se evidencio de los casos de estudio analizados los máximos desplazamientos y derivas se obtuvieron de las siguientes irregularidades:

- Ejes no Paralelos
- Geométrica
- Rigidez – Piso Flexible
- Distribución de Masa
- Retrocesos excesivos en las esquinas

El mayor porcentaje de masas efectivas se presenta siempre en el primer modo y el porcentaje restante les pertenece a los modos superiores. Mediante el análisis modal bidireccional realizado se observa que el porcentaje de masas efectivas del primer modo

disminuye cuando aumenta la elevación de la edificación comprobándose que el porcentaje de los modos superiores se incrementara significativamente a mayor altura afectando directamente en la respuesta dinámica de la estructura y comprometiendo a la capacidad de la estructura.

Según los resultados de la participación de los modos superiores, se comprueba la participación de los modelos de 10 niveles y un 50% de los modelos de 7 niveles, así que para estos modelos es necesario realizar el análisis no lineal dinámico por la influencia de los modos superiores, este análisis considera todos los modos de la edificación y permite cualquier estructura. El 50 % de los modelos de 7 niveles y todos los de 4 niveles con participación superior no mayor al 130%, no es necesario realizar el análisis no lineal dinámico con el análisis no lineal estático se considera valido. Es decir, mientras más elevación tenga la estructura mayor será la influencia de los modos superiores, asimismo el tipo de irregularidad influye directamente.

Con el análisis dinámico espectral tridimensional realizado mediante el software comercial y análisis modal bidireccional realizado manualmente, podemos comprobar la similitud de los resultados obtenidos, en consecuencia, se puede validar su confiabilidad. En base a los resultados obtenidos de la proporción entre el cortante de los modos superiores y del modo fundamental de vibración, y mediante las correlaciones realizadas se comprueba la influencia de los modos superiores. La influencia de los modos superiores esta relacionada con la elevación de las edificaciones observando que a mayor elevación mayor influencia también se considera que la irregularidad de las edificaciones aporta significativamente. Por otra parte, es necesario considerar que la presencia de una o más irregularidades en una edificación por la ubicación donde estas se encuentren generara torsión.

Es importante señalar que las edificaciones en el presente trabajo se encuentran sometidas a un espectro de aceleraciones para un suelo tipo D considerado como suelos blandos esto influye en la respuesta dinámica de las edificaciones por las características del suelo donde se encuentra emplazada la estructura. Con respecto a la amenaza sísmica depende de la zona de estudio correspondiente al peligro sísmico presente en nuestro país, observando que la ciudad de Machala se encuentra en la zona sísmica V con una categorización de peligro sísmico alta.

5.2 Recomendaciones

Mediante los resultados obtenidos se observa la influencia de los modos superiores en edificios con solo una irregularidad, en la vida cotidiana se puede encontrar estructuras con combinaciones de irregularidades que comprometen más a la capacidad de la estructura. Es conveniente recalcar que la demanda sísmica debe ser menor a la capacidad de la estructura para que esta no presente fallas.

Una vez verificado que si existe la influencia de los modos superiores se recomienda realizar el análisis no lineal dinámico debido que los modos superiores son representativos.

Mientras más elevación tenga la estructura mayor será la influencia de los modos superiores, por lo que las normativas deben considerar su influencia en los análisis. Por otra parte, se conoce que algunos análisis consideran a la estructura como 1 solo grado de libertad esto puede influir de manera negativa en la respuesta real de la estructura en presencia de un sismo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbasnia, R., Davoudi, A. T., & Maddah, M. M. (2013). An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule. *Engineering Structures*, 52, 654–666. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.029>
- Ahmed, M. M. M., Abdel Raheem, S. E., Ahmed, M. M., & Abdel Shafy, A. G. A. (2016). IRREGULARITY EFFECTS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF L-SHAPED MULTI-STORY BUILDINGS. *JES. Journal of Engineering Sciences*, 44(5), 513–536. <https://doi.org/10.21608/jesaun.2016.111440>
- A.R., V., Goswami, R., & C. V. R., M. (2022). A method for seismic design of RC frame buildings using fundamental mode and plastic rotation capacity. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 55(2), 112–128. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.55.2.112-128>
- Axisa, F., & Trompette, P. (2005). *Vibration modes of straight beams and modal analysis methods* (pp. 188–258). [https://doi.org/10.1016/S1874-7051\(05\)80006-4](https://doi.org/10.1016/S1874-7051(05)80006-4)
- Ayala, A. G., Tavera, E. A., & Ayala, M. (2002). MÉTODO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 67, 1–23. <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61806701>
- Bojórquez Mora, E., Chávez López, R., Ruiz Gómez, S. E., & Reyes Salazar, A. (2014). UNA MEDIDA DE INTENSIDAD SÍSMICA QUE PREDICE EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL Y EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES. In *Revista de Ingeniería Sísmica No* (Vol. 90). https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2014000100001
- Cagua-Gómez, B., Tola-Tola, A., Pilatasig-Caizaguano, J., & Aguilar-Rosero, P. (2022). Influencia sobre el cortante basal y derivas de edificaciones al incluir una fracción de la carga viva en la carga sísmica reactiva. *Investigación y Desarrollo*, 16(1). <https://doi.org/10.31243/id.v16.2022.1667>
- Chennit, M., Ahmed-Chaouch, A., Saidani, M., & Bourzam, A. (2022). Periods and Mode Shapes for Uniform Shear Wall Buildings: Importance of Selecting the Appropriate Dynamic Behavior. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 22(11). <https://doi.org/10.1142/S0219455422501140>

- Christopoulos, C., & Zhong, C. (2022). Towards understanding, estimating and mitigating higher-mode effects for more resilient tall buildings. *Resilient Cities and Structures*, 1(1), 53–64. <https://doi.org/10.1016/j.rcns.2022.03.005>
- Das, P. K., Dutta, S. C., & Datta, T. K. (2021). Seismic Behavior of Plan and Vertically Irregular Structures: State of Art and Future Challenges. *Natural Hazards Review*, 22(2). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)NH.1527-6996.0000440](https://doi.org/10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000440)
- Dominguez, M. (2014). Periodos de Vibración de las Edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 8(2). <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6335113>
- Duque Yaguache, E. P., Quiñonez Riofrío, C. F., & Cueva Oviedo, J. D. (2022). Evaluación del comportamiento dinámico en edificaciones de baja altura en la ciudad de Loja-Ecuador. *CEDAMAZ*, 12(1), 59–67. <https://doi.org/10.54753/cedamaz.v12i1.1320>
- Ewins, D. J. (2001). MODE OF VIBRATION. In *Encyclopedia of Vibration* (pp. 838–844). Elsevier. <https://doi.org/10.1006/rwvb.2001.0062>
- Fernández, I., Elena, V. B., Martín, P., Corona, Y., & Hernández, I. A. (2018). Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo. *Obras y Proyectos*, 23, 78–86. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132018000100078>
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- GAD de El Oro. (2021). *PDYOT*. <https://datos.eloro.gob.ec/PDF%20PDYOT/PDYOT%20PROVINCIAL%20EL%20ORO.pdf>
- GAD del cantón Machala. (2019). *PDOT*. https://www.machala.gob.ec/SIL/2022/ter/plate/PDOT_Machala.pdf
- García Vences, L. J., Palacios Rodríguez, J., Escobar Molina, A. M., & Zambrano Cevallos, L. D. (2021). Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí. *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, 6(1), 14. <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686>

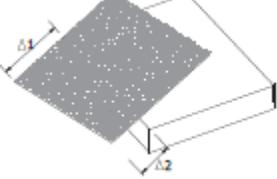
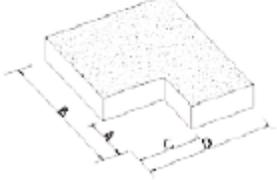
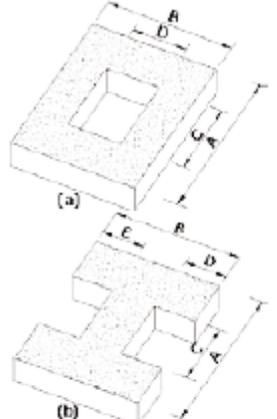
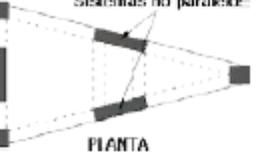
- Giurgiutiu, V. (2014). Vibration Fundamentals. In *Structural Health Monitoring with Piezoelectric Wafer Active Sensors* (pp. 51–143). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-418691-0.00003-4>
- Gokdemir, H., Ozbasaran, H., Dogan, M., Unluoglu, E., & Albayrak, U. (2013). Effects of torsional irregularity to structures during earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 35, 713–717. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.06.028>
- He, J., & Fu, Z.-F. (2001). Overview of modal analysis. In *Modal Analysis* (pp. 1–11). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-075065079-3/50001-2>
- INEC. (2023). INEC. <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/estadisticas/>
- Moehle, J. P. (1984). Seismic Analysis of R/C Frame-Wall Structures. *Journal of Structural Engineering*, 110(11), 2619–2634. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:11\(2619\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:11(2619))
- Morales, A. (2020). Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado. *Obras y Proyectos*, 28, 45–57. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132020000200045>
- Morales, C., Bernal, I., Tavera, H., Arredondo, L., & Oyola, J. (2017). ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA DE PSEUDOACELERACIÓN A PARTIR DEL ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL EQUIVALENTE DEL SUELO EN CHIMBOTE – PERÚ. *Boletín de Geología*, 39(2), 31–47. <https://doi.org/10.18273/revbol.v39n2-2017002>
- Morocho, J., Inca, C., Cornejo, P., & Mena, Á. (2022). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico. *Polo Del Conocimiento*, 7(4), 2073–2092. <https://doi.org/10.23857/pc.v7i4.3937>
- Naveen E, S., Abraham, N. M., & S D, A. K. (2019). Analysis of Irregular Structures under Earthquake Loads. *Procedia Structural Integrity*, 14, 806–819. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2019.07.059>
- NEC. (2015). NEC - SE - DS. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Olivera López, J. J., & Oyarzo Vera, C. A. (2020). Diagnóstico estructural de un edificio de hormigón armado basado en su perfil bio-sísmico y un análisis dinámico incremental. *Obras y Proyectos*, 27, 95–106. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132020000100095>

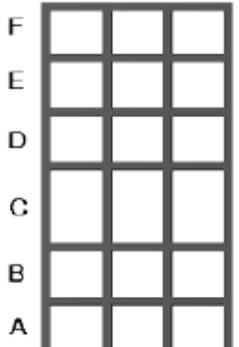
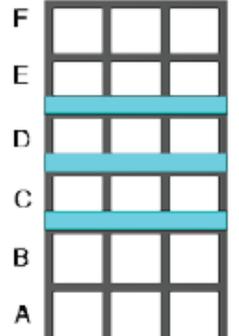
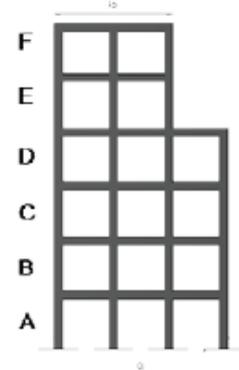
- Ordóñez, J., Aguirre, A., & Oyola, J. (2020). Límites de desempeño en el diseño de edificios de hormigón armado utilizando una estructura equivalente SDOF. *Conference Proceedings (Machala)*, 4(1), 154–176. <https://doi.org/10.48190/cp.v4n1a10>
- Poursha, M., Khoshnoudian, F., & Moghadam, A. S. (2009). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*, 31(2), 591–599. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.10.009>
- Prakash, B. V. S., Vibhav, B. S., & Narayana, J. L. (2021). Seismic analysis of various combinations of irregularities in a structure. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1070(1), 012036. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1070/1/012036>
- Quizanga Martinez, D. M., Viera Arroba, L., & Andino Carranco, J. L. (2020). ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA Y PERUANA. *FIGEMPA*, 1(1), 72–78. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8529788>
- Rafiei, E., Danesh, F. A., Matou, F., & Shamsaei, M. (2019). The Effects of Higher Modes on the Response Modification Factor of Tall RC Buildings. *International Journal of Engineering and Technology*, 11(1), 45–60. <https://doi.org/10.21817/ijet/2019/v11i1/191101203>
- Salas, A., & Hernandez, A. (2021). Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método de análisis modal en estructuras regulares de muros portantes de hormigón armado. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 15(1). <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193966527003>
- Tzounas, G., Dassios, I., & Milano, F. (2020). Modal Participation Factors of Algebraic Variables. *IEEE Transactions on Power Systems*, 35(1), 742–750. <https://doi.org/10.1109/TPWRS.2019.2931965>
- Ugel, R., Herrera, R. I., & Alvarado, L. (2015). COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE TRES EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA PROYECTADOS SEGÚN LAS NORMAS VENEZOLANAS. In *Revista Gaceta Técnica. Volumen* (Vol. 14, Issue 1). <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6521684>

- Valmundsson, E. V., & Nau, J. M. (1997). Seismic Response of Building Frames with Vertical Structural Irregularities. *Journal of Structural Engineering*, 123(1), 30–41. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:1(30))
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013). Probabilistic assessment of the capacity, fragility and seismic damage of reinforced concrete buildings. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 29(2), 63–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>
- Zavala Gutiérrez, N., Bojórquez Mora, E., Barraza Guerrero, M. A., Bojórquez Mora, J., Villela y Mendoza, A., Torres Peñuelas, J. I., Campos Gaytán, J. R., & Sánchez Vergara, R. (2022). Fragilidad sísmica de un edificio de concreto reforzado usando medidas de intensidad sísmica vectorial basadas en la forma espectral. *REVISTA DE CIENCIAS TECNOLÓGICAS*, 5(2), 234–250. <https://doi.org/10.37636/recit.v52234250>

ANEXOS

Anexo 1. Irregularidades en planta y elevación (NEC)

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

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

Anexo 2. Irregularidad Ejes no paralelos – 10 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 18120.23 & -11264.34 & 4256.97 & -1070.81 & 269.47 & -67.84 & 17.08 & -4.29 & 1.02 & -0.17 \\ -11264.34 & 14370.07 & -10321.11 & 4019.63 & -1011.07 & 254.42 & -64.04 & 16.07 & -3.83 & 0.63 \\ 4256.97 & -10321.11 & 14132.73 & -10261.37 & 4004.58 & -1007.26 & 253.41 & -63.58 & 15.16 & -2.51 \\ -1070.81 & 4019.63 & -10261.37 & 14117.68 & -10257.56 & 4003.57 & -1006.81 & 252.5 & -60.19 & 9.96 \\ 269.47 & -1011.07 & 4004.58 & -10257.56 & 14116.67 & -10257.11 & 4002.66 & -1003.42 & 239.13 & -39.56 \\ -67.84 & 254.42 & -1007.26 & 4003.57 & -10257.11 & 14115.76 & -10253.72 & 3989.29 & -950.38 & 157.2 \\ 17.08 & -64.04 & 253.41 & -1006.81 & 4002.66 & -10253.72 & 14102.38 & -10200.68 & 3778.76 & -625.01 \\ -4.29 & 16.07 & -63.58 & 252.5 & -1003.42 & 3989.29 & -10200.68 & 13891.85 & -9364.69 & 2485.92 \\ 1.02 & -3.83 & 15.16 & -60.19 & 239.13 & -950.38 & 3778.76 & -9364.69 & 10570.77 & -4225.5 \\ -0.17 & 0.63 & -2.51 & 9.96 & -39.56 & 157.2 & -625.01 & 2485.92 & -4225.5 & 2238.98 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.437 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton. s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.46 \frac{1}{s}, T = 1.41 s$$

$$\omega_2 = 15.08 \frac{1}{s}, T = 0.42 s$$

$$\omega_3 = 30.05 \frac{1}{s}, T = 0.21 s$$

$$\omega_4 = 50.59 \frac{1}{s}, T = 0.12 s$$

$$\omega_5 = 76.99 \frac{1}{s}, T = 0.08 s$$

$$\omega_6 = 108.94 \frac{1}{s}, T = 0.06 s$$

$$\omega_7 = 145.28 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_8 = 183.28 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

$$\omega_9 = 217.87 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

$$\omega_{10} = 242.26 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.15 & 0.28 & -0.46 & 0.72 & -1.06 & 1.54 & -2.16 & 3.02 & -3.88 \\ 0.16 & -0.44 & 0.69 & -0.86 & 0.86 & -0.56 & -0.17 & 1.85 & -3.24 & 5.13 \\ 0.3 & -0.7 & 0.78 & -0.45 & -0.28 & 1.06 & -1.26 & -0.25 & 2.61 & -6.15 \\ 0.44 & -0.82 & 0.44 & 0.42 & -0.93 & 0.28 & 1.21 & -1.53 & -1.16 & 6.69 \\ 0.58 & -0.75 & -0.15 & 0.82 & -0.05 & -1.13 & 0.29 & 2.25 & -0.65 & -6.72 \\ 0.7 & -0.5 & -0.65 & 0.33 & 0.92 & -0.02 & -1.44 & -1.41 & 2.26 & 6.23 \\ 0.81 & -0.13 & -0.74 & -0.51 & 0.38 & 1.14 & 0.88 & -0.39 & -3.17 & -5.26 \\ 0.89 & 0.3 & -0.36 & -0.78 & -0.76 & -0.23 & 0.74 & 2.11 & 3.1 & 3.89 \\ 0.95 & 0.69 & 0.31 & -0.11 & -0.55 & -0.99 & -1.4 & -1.73 & -2.01 & -2.16 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 3. Irregularidad Ejes no paralelos – 10 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 18045.05 & -11260.23 & 4318.71 & -1102.35 & 281.5 & -71.91 & 18.37 & -4.68 & 1.13 & -0.19 \\ -11260.23 & 14254.83 & -10292.89 & 4071.71 & -1039.26 & 265.37 & -67.77 & 17.26 & -4.16 & 0.69 \\ 4318.71 & -10292.89 & 14007.84 & -10229.79 & 4055.58 & -1035.12 & 264.25 & -67.26 & 16.22 & -2.69 \\ -1102.35 & 4071.71 & -10229.79 & 13991.71 & -10225.65 & 4054.47 & -1034.61 & 263.22 & -63.47 & 10.53 \\ 281.5 & -1039.26 & 4055.58 & -10225.65 & 13990.59 & -10225.14 & 4053.43 & -1030.82 & 248.49 & -41.22 \\ -71.91 & 265.37 & -1035.12 & 4054.47 & -10225.14 & 13989.56 & -10221.35 & 4038.7 & -973.24 & 161.42 \\ 18.37 & -67.77 & 264.25 & -1034.61 & 4053.43 & -10221.35 & 13974.83 & -10163.77 & 3813.49 & -632.46 \\ -4.68 & 17.26 & -67.26 & 263.22 & -1030.82 & 4038.7 & -10163.77 & 13749.61 & -9282.45 & 2479.07 \\ 1.13 & -4.16 & 16.22 & -63.47 & 248.49 & -973.24 & 3813.49 & -9282.45 & 10299.26 & -4054.99 \\ -0.19 & 0.69 & -2.69 & 10.53 & -41.22 & 161.42 & -632.46 & 2479.07 & -4054.99 & 2079.79 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.72 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.437 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.02 \frac{1}{s}, T = 1.56 s$$

$$\omega_2 = 13.87 \frac{1}{s}, T = 0.45 s$$

$$\omega_3 = 28.38 \frac{1}{s}, T = 0.22 s$$

$$\omega_4 = 48.73 \frac{1}{s}, T = 0.13 s$$

$$\omega_5 = 75.13 \frac{1}{s}, T = 0.08 s$$

$$\omega_6 = 107.21 \frac{1}{s}, T = 0.06 s$$

$$\omega_7 = 143.83 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_8 = 182.25 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

$$\omega_9 = 217.33 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

$$\omega_{10} = 242.12 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.04 & -0.14 & 0.27 & -0.46 & 0.73 & -1.09 & 1.58 & -2.22 & 3.12 & -4.03 \\ 0.15 & -0.41 & 0.68 & -0.87 & 0.89 & -0.59 & -0.16 & 1.89 & -3.33 & 5.3 \\ 0.28 & -0.67 & 0.79 & -0.47 & -0.27 & 1.08 & -1.31 & -0.23 & 2.66 & -6.35 \\ 0.42 & -0.79 & 0.47 & 0.4 & -0.95 & 0.31 & 1.23 & -1.59 & -1.16 & 6.89 \\ 0.56 & -0.74 & -0.12 & 0.83 & -0.07 & -1.15 & 0.32 & 2.3 & -0.7 & -6.91 \\ 0.68 & -0.51 & -0.62 & 0.37 & 0.93 & -0.05 & -1.49 & -1.42 & 2.35 & 6.39 \\ 0.79 & -0.15 & -0.74 & -0.48 & 0.41 & 1.17 & 0.88 & -0.42 & -3.26 & -5.39 \\ 0.88 & 0.27 & -0.38 & -0.78 & -0.75 & -0.21 & 0.79 & 2.18 & 3.17 & 3.97 \\ 0.95 & 0.66 & 0.29 & -0.14 & -0.59 & -1.03 & -1.43 & -1.75 & -2.04 & -2.19 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 4. Irregularidad Ejes no paralelos – 7 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 6803.1 & -4130.09 & 1413.07 & -322.7 & 73.75 & -16.28 & 2.61 \\ -4130.09 & 5530.42 & -3839.56 & 1346.43 & -306.81 & 67.56 & -10.84 \\ 1413.07 & -3839.56 & 5463.79 & -3823.67 & 1340.24 & -294.43 & 47.17 \\ -322.7 & 1346.43 & -3823.67 & 5457.59 & -3811.28 & 1289.89 & -206.46 \\ 73.75 & -306.81 & 1340.24 & -3811.28 & 5407.24 & -3593.19 & 906.14 \\ -16.28 & 67.56 & -294.43 & 1289.89 & -3593.19 & 4456.64 & -1913.74 \\ 2.61 & -10.84 & 47.17 & -206.46 & 906.14 & -1913.74 & 1175.68 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.649 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.649 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.649 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.649 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.649 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.649 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.402 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 6.3 \frac{1}{s}, T = 1 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 20.83 \frac{1}{s}, T = 0.3 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 40.1 \frac{1}{s}, T = 0.16 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 65.07 \frac{1}{s}, T = 0.1 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 94.97 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 126.12 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 150.6 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.1 & -0.29 & 0.52 & -0.84 & 1.33 & -2.07 & 2.97 \\ 0.29 & -0.71 & 0.85 & -0.64 & -0.15 & 1.72 & -3.85 \\ 0.5 & -0.86 & 0.3 & 0.71 & -1.12 & -0.48 & 4.28 \\ 0.68 & -0.61 & -0.58 & 0.66 & 0.99 & -1.04 & -4.09 \\ 0.83 & -0.06 & -0.78 & -0.67 & 0.39 & 1.97 & 3.31 \\ 0.94 & 0.54 & -0.02 & -0.64 & -1.23 & -1.71 & -2.01 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 5. Irregularidad Ejes no paralelos – 7 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 6742.26 & -4127.4 & 1464.59 & -346.82 & 82.17 & -18.71 & 3.04 \\ -4127.42 & 5433.55 & -3817.62 & 1390.87 & -328.5 & 74.59 & -12.12 \\ 1464.59 & -3817.62 & 5359.83 & -3799.3 & 1383.29 & -313.34 & 50.86 \\ -346.82 & 1390.87 & -3799.3 & 5352.25 & -3784.15 & 1323.92 & -214.71 \\ 82.17 & -328.5 & 1383.29 & -3784.15 & 5292.88 & -3536.27 & 909.09 \\ -18.71 & 74.59 & -313.34 & 1323.92 & -3536.27 & 4251.25 & -1785.66 \\ 3.04 & -12.12 & 50.86 & -214.71 & 909.09 & -1785.66 & 1050.18 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.649 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.649 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.649 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.649 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.649 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.649 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.402 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.69 \frac{1}{s}, T = 1.1 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 19.16 \frac{1}{s}, T = 0.33 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 37.79 \frac{1}{s}, T = 0.17 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 62.62 \frac{1}{s}, T = 0.1 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 92.9 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 124.89 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 150.26 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.09 & -0.27 & 0.5 & -0.84 & 1.38 & -2.18 & 3.2 \\ 0.27 & -0.68 & 0.86 & -0.68 & -0.11 & 1.78 & -4.09 \\ 0.48 & 0.84 & 0.33 & 0.7 & -1.19 & -0.46 & 4.53 \\ 0.67 & -0.61 & -0.54 & 0.71 & 1 & -1.14 & -4.3 \\ 0.82 & -0.09 & -0.78 & -0.64 & 0.45 & 2.08 & 3.45 \\ 0.93 & 0.51 & -0.06 & -0.68 & -1.28 & -1.76 & -2.06 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 6. Irregularidad Ejes no paralelos – 4 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 1867.55 & -1076.92 & 277.04 & -38.26 \\ -1076.92 & 1598.55 & -1005.72 & 211.06 \\ 277.04 & -1005.72 & 1456.15 & -679.98 \\ -38.26 & 211.06 & -679.98 & 500.54 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.597 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.597 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.597 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.376 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 9.28 \frac{1}{s}, T = 0.68 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 29.88 \frac{1}{s}, T = 0.21 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 53.62 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 75.67 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.24 & -0.65 & 1.1 & -1.78 \\ 0.59 & -0.84 & -0.13 & 2.1 \\ 0.86 & 0.02 & -0.95 & -1.68 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 7. Irregularidad Ejes no paralelos – 4 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 1855.98 & -1076.2 & 285.79 & -40.33 \\ -1076.2 & 1578.14 & -997.32 & 213.56 \\ 285.79 & -997.32 & 1420.39 & -657.89 \\ -40.33 & 213.56 & -657.89 & 477.36 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.597 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.597 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.597 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.376 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 9.02 \frac{1}{s}, T = 0.7 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 29.18 \frac{1}{s}, T = 0.22 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 52.86 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 75.35 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.23 & -0.64 & 1.11 & -1.86 \\ 0.58 & -0.84 & -0.1 & 2.16 \\ 0.85 & 0.01 & -0.97 & -1.7 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 8. Irregularidad Retrocesos excesivos en las esquinas – 10 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 20668.68 & -12871.42 & 4898.26 & -1240.49 & 314.25 & -79.63 & 20.18 & -5.1 & 1.22 & -0.2 \\ -12871.42 & 16360.98 & -11780.58 & 4621.94 & -1170.47 & 296.5 & -75.11 & 18.97 & -4.55 & 0.75 \\ 4898.26 & -11780.58 & 16084.67 & -11710.56 & 4604.19 & -1165.96 & 295.29 & -74.56 & 17.87 & -2.96 \\ -1240.49 & 4621.94 & -11710.56 & 16066.92 & -11706.05 & 4602.99 & -1165.41 & 294.19 & -70.5 & 11.68 \\ 314.25 & -1170.47 & 4604.19 & -11706.05 & 16065.71 & -11705.5 & 4601.89 & -1161.34 & 278.23 & -46.09 \\ -79.63 & 296.5 & -1165.96 & 4602.99 & -11705.5 & 16064.61 & -11701.43 & 4585.93 & -1098.45 & 181.97 \\ 20.18 & -75.11 & 295.29 & -1165.41 & 4601.89 & -11701.43 & 16048.66 & -11638.54 & 4337.8 & -718.58 \\ -5.1 & 18.97 & -74.56 & 294.19 & -1161.34 & 4585.93 & -11638.54 & 15800.59 & -10659.79 & 2838.43 \\ 1.22 & -4.55 & 17.87 & -70.5 & 278.23 & -1098.45 & 4337.86 & -10659.79 & 11937.72 & -4739.34 \\ -0.2 & 0.75 & -2.96 & 11.68 & -46.09 & 181.97 & -718.58 & 2838.43 & -4739.34 & 2474.3 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.522 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton. s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.16 \frac{1}{s}, T = 1.51 s$$

$$\omega_2 = 14.18 \frac{1}{s}, T = 0.44 s$$

$$\omega_3 = 28.6 \frac{1}{s}, T = 0.22 s$$

$$\omega_4 = 48.57 \frac{1}{s}, T = 0.13 s$$

$$\omega_5 = 74.34 \frac{1}{s}, T = 0.08 s$$

$$\omega_6 = 105.6 \frac{1}{s}, T = 0.06 s$$

$$\omega_7 = 141.21 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_8 = 178.5 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_9 = 212.49 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

$$\omega_{10} = 236.48 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.14 & 0.28 & -0.46 & 0.72 & -1.07 & 1.55 & -2.18 & 3.05 & -3.93 \\ 0.15 & -0.43 & 0.68 & -0.86 & 0.87 & -0.57 & -0.17 & 1.86 & -3.26 & 5.18 \\ 0.29 & -0.68 & 0.78 & -0.46 & -0.27 & 1.06 & -1.28 & -0.24 & 2.62 & -6.21 \\ 0.43 & -0.8 & 0.45 & 0.41 & -0.94 & 0.3 & 1.22 & -1.55 & -1.15 & 6.75 \\ 0.57 & -0.74 & -0.14 & 0.82 & -0.06 & -1.14 & 0.3 & 2.26 & -0.67 & -6.77 \\ 0.7 & -0.5 & -0.63 & 0.35 & 0.92 & -0.03 & -1.46 & -1.41 & 2.29 & 6.27 \\ 0.8 & -0.14 & -0.74 & -0.5 & 0.39 & 1.15 & 0.88 & -0.4 & -3.19 & -5.29 \\ 0.89 & 0.28 & -0.37 & -0.78 & -0.76 & -0.22 & 0.76 & 2.13 & 3.12 & 3.91 \\ 0.95 & 0.68 & 0.3 & -0.12 & -0.57 & -1 & -1.41 & -1.73 & -2.01 & -2.17 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 9. Irregularidad Retrocesos excesivos en las esquinas – 10 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 20668.69 & -12871.42 & 4898.25 & -1240.48 & 314.24 & -79.63 & 20.18 & -5.1 & 1.22 & -0.2 \\ -12871.42 & 16360.99 & -11780.58 & 4621.94 & -1170.47 & 296.49 & -75.11 & 18.97 & -4.55 & 0.75 \\ 4898.25 & -11780.58 & 16084.68 & -11710.57 & 4604.19 & -1165.95 & 295.29 & -74.56 & 17.87 & -2.96 \\ -1240.48 & 4621.94 & -11710.57 & 16066.93 & -11706.05 & 4602.98 & -1165.4 & 294.19 & -70.5 & 11.68 \\ 314.24 & -1170.47 & 4604.19 & -11706.05 & 16065.72 & -11705.5 & 4601.88 & -1161.34 & 278.23 & -46.09 \\ -79.63 & 296.49 & -1165.95 & 4602.98 & -11705.5 & 16064.62 & -11701.44 & 4585.93 & -1098.45 & 181.97 \\ 20.18 & -75.11 & 295.29 & -1165.4 & 4601.88 & -11701.44 & 16048.67 & -11638.55 & 4337.87 & -718.59 \\ -5.1 & 18.97 & -74.56 & 294.19 & -1161.34 & 4585.93 & -11638.55 & 15800.61 & -10659.81 & 2838.45 \\ 1.22 & -4.55 & 17.87 & -70.5 & 278.23 & -1098.45 & 4337.87 & -10659.81 & 11937.78 & -4739.38 \\ -0.2 & 0.75 & -2.96 & 11.68 & -46.09 & 181.97 & -718.59 & 2838.45 & -4739.38 & 2474.33 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.863 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.522 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.16 \frac{1}{s}, T = 1.51 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 14.18 \frac{1}{s}, T = 0.44 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 28.6 \frac{1}{s}, T = 0.22 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 48.57 \frac{1}{s}, T = 0.13 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 74.34 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 105.6 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 141.21 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 178.5 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 212.49 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 236.48 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.14 & 0.28 & -0.46 & 0.72 & -1.07 & 1.55 & -2.18 & 3.05 & -3.93 \\ 0.15 & -0.43 & 0.68 & -0.86 & 0.87 & -0.57 & -0.17 & 1.86 & -3.26 & 5.18 \\ 0.29 & -0.68 & 0.78 & -0.46 & -0.27 & 1.06 & -1.28 & -0.24 & 2.62 & -6.21 \\ 0.43 & -0.8 & 0.45 & 0.41 & -0.94 & 0.3 & 1.22 & -1.55 & -1.15 & 6.75 \\ 0.57 & -0.74 & -0.14 & 0.82 & -0.06 & -1.14 & 0.3 & 2.26 & -0.67 & -6.77 \\ 0.7 & -0.5 & -0.63 & 0.35 & 0.92 & -0.03 & -1.46 & -1.41 & 2.29 & 6.27 \\ 0.8 & -0.14 & -0.74 & -0.5 & 0.39 & 1.15 & 0.88 & -0.4 & -3.19 & -5.29 \\ 0.89 & 0.28 & -0.37 & -0.78 & -0.76 & -0.22 & 0.76 & 2.13 & 3.12 & 3.91 \\ 0.95 & 0.68 & 0.3 & -0.12 & -0.57 & -1 & -1.41 & -1.73 & -2.01 & -2.17 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 10. Irregularidad Retrocesos excesivos en las esquinas – 7 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 7744.05 & -4718.88 & 1641.45 & -380.76 & 88.31 & -19.74 & 3.19 \\ -4718.88 & 6270.49 & -4377.13 & 1561.87 & -361.49 & 80.64 & -13.01 \\ 1641.45 & -4377.13 & 6190.91 & -4357.85 & 1554.2 & -346.14 & 55.82 \\ -380.76 & 1561.87 & -4357.85 & 6183.24 & -4342.51 & 1492.63 & -240.56 \\ 88.31 & -361.49 & 1554.2 & -4342.51 & 6121.68 & -4079.49 & 1038.81 \\ -19.74 & 80.64 & -346.14 & 1492.63 & -4079.49 & 4991.73 & -2123.99 \\ 3.19 & -13.01 & 55.82 & -240.56 & 1038.81 & -2123.99 & 1280.46 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.782 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.782 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.782 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.782 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.782 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.782 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.482 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.88 \frac{1}{s}, T = 1.07 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 19.57 \frac{1}{s}, T = 0.32 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 38.08 \frac{1}{s}, T = 0.17 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 62.35 \frac{1}{s}, T = 0.1 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 91.63 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 122.32 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 146.54 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.1 & -0.28 & 0.51 & -0.84 & 1.34 & -2.1 & 3.04 \\ 0.28 & -0.69 & 0.85 & -0.65 & -0.13 & 1.73 & -3.92 \\ 0.49 & -0.85 & 0.31 & 0.7 & -1.14 & -0.47 & 4.35 \\ 0.68 & -0.61 & -0.56 & 0.68 & 0.99 & -1.07 & -4.15 \\ 0.83 & -0.07 & -0.77 & -0.65 & 0.41 & 2 & 3.35 \\ 0.93 & 0.53 & -0.04 & -0.65 & -1.24 & -1.72 & -2.02 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 11. Irregularidad Retrocesos excesivos en las esquinas – 7 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 7744.01 & -4718.87 & 1641.47 & -380.78 & 88.33 & -19.74 & 3.19 \\ -4718.87 & 6270.45 & -4377.11 & 1561.88 & -361.5 & 80.65 & -13.01 \\ 1641.47 & -4377.11 & 6190.86 & -4357.83 & 1554.2 & -346.15 & 55.82 \\ -380.78 & 1561.88 & -4357.83 & 6183.18 & -4342.47 & -1492.61 & -240.55 \\ 88.33 & -361.5 & 1554.2 & -4342.47 & 6121.59 & -4079.38 & 1038.75 \\ -19.74 & 80.65 & -346.15 & 1492.61 & -4079.38 & 4991.48 & -2123.83 \\ 3.19 & -13.01 & 55.82 & -240.55 & 1038.75 & -2123.83 & 1280.34 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.782 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.782 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.782 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.782 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.782 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.782 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.482 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.88 \frac{1}{s}, T = 1.07 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 19.57 \frac{1}{s}, T = 0.32 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 38.08 \frac{1}{s}, T = 0.17 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 62.34 \frac{1}{s}, T = 0.1 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 91.63 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 122.32 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 146.54 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.1 & -0.28 & 0.51 & -0.84 & 1.34 & -2.1 & 3.04 \\ 0.28 & -0.69 & 0.85 & -0.65 & -0.13 & 1.73 & -3.92 \\ 0.49 & -0.85 & 0.31 & 0.7 & -1.14 & -0.47 & 4.35 \\ 0.68 & -0.61 & -0.56 & 0.68 & 0.99 & -1.07 & -4.15 \\ 0.83 & -0.07 & -0.77 & -0.65 & 0.41 & 2 & 3.35 \\ 0.93 & 0.53 & -0.04 & -0.65 & -1.24 & -1.72 & -2.02 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 12. Irregularidad Retrocesos excesivos en las esquinas – 4 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2143.06 & -1231.04 & 309.2 & -41.98 \\ -1231.04 & 1842.68 & -1154.18 & 237.75 \\ 309.2 & -1154.18 & 1688.95 & -792.17 \\ -41.98 & 237.75 & -792.17 & 589.29 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.722 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.722 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.722 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.452 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 9.23 \frac{1}{s}, T = 0.68 s$$

$$\omega_2 = 29.54 \frac{1}{s}, T = 0.21 s$$

$$\omega_3 = 52.62 \frac{1}{s}, T = 0.12 s$$

$$\omega_4 = 73.72 \frac{1}{s}, T = 0.09 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.24 & -0.66 & 1.09 & -1.73 \\ 0.59 & -0.83 & -0.14 & 2.05 \\ 0.86 & 0.03 & -0.94 & -1.65 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 13. Irregularidad Retrocesos excesivos en las esquinas – 4 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2143.22 & -1231.07 & 309.15 & -41.97 \\ -1231.07 & 1842.94 & -1154.42 & 237.84 \\ 309.15 & -1154.42 & 1689.62 & -792.6 \\ -41.97 & 237.84 & -792.6 & 589.63 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.722 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.722 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.722 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.452 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 9.23 \frac{1}{s}, T = 0.68 s$$

$$\omega_2 = 29.54 \frac{1}{s}, T = 0.21 s$$

$$\omega_3 = 52.63 \frac{1}{s}, T = 0.12 s$$

$$\omega_4 = 73.72 \frac{1}{s}, T = 0.09 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.24 & -0.66 & 1.09 & -1.72 \\ 0.59 & -0.83 & -0.14 & 2.05 \\ 0.86 & 0.03 & -0.94 & -1.65 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 14. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 1 – 10 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 19359.61 & -12066 & 4606.29 & -1170.22 & 297.38 & -75.59 & 19.22 & -4.87 & 1.17 & -0.19 \\ -12066 & 15311.97 & -11037.79 & 4345.02 & -1103.81 & 280.49 & -71.28 & 18.06 & -4.34 & 0.72 \\ 4606.29 & -11037.79 & 15050.7 & -10971.38 & 4328.13 & -1099.5 & 279.34 & -70.75 & 17 & -2.82 \\ -1170.22 & 4345.02 & -10971.38 & 15033.81 & -10967.07 & 4326.97 & -1098.97 & 278.28 & -66.85 & 11.08 \\ 297.38 & -1103.81 & 4328.13 & -10967.07 & 15032.65 & -10966.54 & 4325.91 & -1095.06 & 263 & -43.6 \\ -75.59 & 280.49 & -1099.5 & 4326.97 & -10966.54 & 15031.59 & -10962.63 & 4310.64 & -1035.05 & 171.56 \\ 19.22 & -71.28 & 279.34 & -1098.97 & 4325.91 & -10962.63 & 15016.32 & -10902.62 & 4074.67 & -675.36 \\ -4.87 & 18.06 & -70.75 & 278.28 & -1095.06 & 4310.64 & -10902.62 & 14780.35 & -9974.55 & 2659.37 \\ 1.17 & -4.34 & 17 & -66.85 & 263 & -1035.05 & 4074.67 & -9974.55 & 11129.07 & -4403.84 \\ -0.19 & 0.72 & -2.82 & 11.08 & -43.6 & 171.56 & -675.36 & 2659.37 & -4403.84 & 2283.04 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.329 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.96 \frac{1}{s}, T = 1.27 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 16.99 \frac{1}{s}, T = 0.37 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 34.45 \frac{1}{s}, T = 0.18 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 58.76 \frac{1}{s}, T = 0.11 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 90.2 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 128.35 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 171.84 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 217.43 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 259.01 \frac{1}{s}, T = 0.02 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 288.37 \frac{1}{s}, T = 0.02 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.14 & 0.27 & -0.46 & 0.72 & -1.07 & 1.56 & -2.19 & 3.07 & -3.95 \\ 0.15 & -0.42 & 0.68 & -0.87 & 0.87 & -0.57 & -0.16 & 1.87 & -3.28 & 5.21 \\ 0.29 & -0.68 & 0.78 & -0.46 & -0.27 & 1.07 & -1.28 & -0.23 & 2.63 & -6.24 \\ 0.43 & -0.8 & 0.46 & 0.4 & -0.94 & 0.3 & 1.22 & -1.56 & -1.15 & 6.78 \\ 0.57 & -0.74 & -0.13 & 0.82 & -0.06 & -1.14 & 0.3 & 2.27 & -0.68 & -6.8 \\ 0.69 & -0.51 & -0.63 & 0.35 & 0.92 & -0.04 & -1.46 & -1.41 & 2.3 & 6.3 \\ 0.8 & -0.14 & -0.74 & -0.49 & 0.4 & 1.15 & 0.88 & -0.4 & -3.21 & -5.31 \\ 0.89 & 0.28 & -0.37 & -0.78 & -0.75 & -0.22 & 0.77 & 2.14 & 3.13 & 3.92 \\ 0.95 & 0.67 & 0.3 & -0.13 & -0.57 & -1.01 & -1.41 & -1.73 & -2.02 & -2.17 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 15. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 1 – 10 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 19371.63 & -12066.64 & 4596.37 & -1165.22 & 295.5 & -74.97 & 19.02 & -4.81 & 1.16 & -0.19 \\ -12066.64 & 15330.51 & -11042.27 & 4336.61 & -1099.33 & 278.78 & -70.71 & 17.88 & -4.29 & 0.71 \\ 4596.37 & -11042.27 & 15070.76 & -10976.38 & 4319.89 & -1095.07 & 277.64 & -70.18 & 16.84 & -2.79 \\ -1165.22 & 4336.61 & -10976.38 & 15054.03 & -10972.12 & 4318.75 & -1094.55 & 276.59 & -66.34 & 10.99 \\ 295.5 & -1099.33 & 4319.89 & -10972.12 & 15052.89 & -10967.75 & 4317.71 & -1090.7 & 261.53 & -43.33 \\ -74.97 & 278.78 & -1095.07 & 4318.75 & -10971.6 & 15051.85 & -10967.75 & 4302.64 & -1031.38 & 170.88 \\ 19.02 & -70.71 & 277.64 & -1094.55 & 4317.71 & -10967.75 & 15036.78 & -10908.43 & 4068.92 & -674.09 \\ -4.81 & 17.88 & -70.18 & 276.59 & -1090.7 & 4302.64 & -10908.43 & 14803.06 & -9987.37 & 2660.18 \\ 1.16 & -4.29 & 16.84 & -66.34 & 261.53 & -1031.38 & 4068.92 & -9987.37 & 11171.98 & -4430.76 \\ -0.19 & 0.71 & -2.79 & 10.99 & -43.33 & 170.88 & -674.09 & 2660.18 & -4430.76 & 2308.37 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.544 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.329 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.04 \frac{1}{s}, T = 1.25 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 17.21 \frac{1}{s}, T = 0.37 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 34.76 \frac{1}{s}, T = 0.18 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 59.1 \frac{1}{s}, T = 0.11 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 90.53 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 128.66 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 172.1 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 217.61 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 259.1 \frac{1}{s}, T = 0.02 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 288.39 \frac{1}{s}, T = 0.02 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.14 & 0.27 & -0.46 & 0.72 & -1.07 & 1.55 & -2.18 & 3.05 & 3.93 \\ 0.15 & -0.42 & 0.68 & -0.86 & 0.87 & -0.57 & -0.17 & 1.86 & -3.26 & 5.18 \\ 0.29 & -0.68 & 0.78 & -0.46 & -0.27 & 1.06 & -1.28 & -0.24 & 2.62 & -6.21 \\ 0.43 & -0.8 & 0.45 & 0.41 & -0.94 & 0.3 & 1.22 & -1.55 & -1.15 & 6.75 \\ 0.57 & -0.74 & -0.13 & 0.82 & -0.06 & -1.14 & 0.3 & 2.26 & -0.67 & -6.77 \\ 0.69 & -0.5 & -0.63 & 0.35 & 0.92 & -0.03 & -1.46 & -1.41 & 2.29 & 6.27 \\ 0.8 & -0.14 & -0.74 & -0.5 & 0.39 & 1.15 & 0.88 & -0.4 & -3.2 & -5.29 \\ 0.89 & 0.28 & -0.37 & -0.78 & -0.76 & -0.22 & 0.76 & 2.13 & 3.12 & 3.91 \\ 0.95 & 0.68 & 0.3 & -0.12 & -0.57 & -1 & -1.41 & -1.73 & -2.01 & -2.17 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 16. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 1 – 7 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 7245.96 & -4423.33 & 1550.78 & -362.57 & 84.75 & -19.07 & 3.09 \\ -4423.33 & 5856.18 & -4098.46 & 1474.53 & -343.93 & 77.24 & -12.5 \\ 1550.78 & -4098.46 & 5779.93 & -4079.83 & 1467.02 & -328.91 & 53.2 \\ -362.57 & 1474.53 & -4079.83 & 5772.42 & -4064.81 & 1407.22 & -227.46 \\ 84.75 & -343.93 & 1467.02 & -4064.81 & 5712.62 & -3811.34 & 974.55 \\ -19.07 & 77.24 & -328.91 & 1407.22 & -3811.34 & 4632.21 & -1961.59 \\ 3.09 & -12.5 & 53.2 & -227.46 & 974.55 & -1961.59 & 1171.4 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.469 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.469 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.469 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.469 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.469 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.469 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.291 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 7.19 \frac{1}{s}, T = 0.87 s$$

$$\omega_2 = 24.03 \frac{1}{s}, T = 0.26 s$$

$$\omega_3 = 46.99 \frac{1}{s}, T = 0.13 s$$

$$\omega_4 = 77.31 \frac{1}{s}, T = 0.08 s$$

$$\omega_5 = 114.06 \frac{1}{s}, T = 0.06 s$$

$$\omega_6 = 152.7 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_7 = 183.25 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.09 & -0.28 & 0.51 & -0.84 & 1.36 & -2.15 & 3.12 \\ 0.28 & -0.69 & 0.86 & -0.67 & -0.12 & 1.76 & -4.01 \\ 0.48 & -0.84 & 0.32 & 0.7 & -1.17 & -0.47 & 4.45 \\ 0.67 & -0.61 & -0.56 & 0.7 & 1 & -1.11 & -4.23 \\ 0.82 & -0.08 & -0.78 & -0.65 & 0.43 & 2.05 & 3.41 \\ 0.93 & 0.52 & -0.05 & -0.67 & -1.26 & -1.75 & -2.05 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 17. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 1 – 7 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 7255.32 & -4423.72 & 1542.79 & -358.92 & 83.5 & -18.72 & 3.03 \\ -4423.72 & 5871.23 & -4101.79 & 1467.59 & -340.64 & 76.2 & -12.61 \\ 1542.79 & -4101.79 & 5796.03 & -4083.51 & 1460.28 & -236.03 & 52.64 \\ -358.92 & 1467.59 & -4083.51 & 5788.73 & -4068.89 & 1401.8 & -226.15 \\ 83.5 & -340.64 & 1460.28 & -4068.89 & 5730.24 & -3819.81 & 973.81 \\ -18.72 & 76.2 & -326.03 & 1401.8 & -3819.81 & 4663.42 & -1981.02 \\ 3.03 & -12.31 & 52.64 & -226.15 & 973.81 & -1981.02 & 1190.67 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.469 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.469 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.469 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.469 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.469 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.469 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.291 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 7.3 \frac{1}{s}, T = 0.86 s$$

$$\omega_2 = 24.33 \frac{1}{s}, T = 0.26 s$$

$$\omega_3 = 47.4 \frac{1}{s}, T = 0.13 s$$

$$\omega_4 = 77.74 \frac{1}{s}, T = 0.08 s$$

$$\omega_5 = 114.43 \frac{1}{s}, T = 0.05 s$$

$$\omega_6 = 152.92 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_7 = 183.31 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.09 & -0.28 & 0.51 & -0.84 & 1.36 & -2.13 & 3.09 \\ 0.28 & -0.69 & 0.86 & -0.66 & -0.13 & 1.75 & -3.98 \\ 0.49 & -0.85 & 0.32 & 0.7 & -1.16 & -0.47 & 4.42 \\ 0.68 & -0.61 & -0.56 & 0.69 & 1 & -1.09 & -4.21 \\ 0.83 & -0.08 & -0.78 & -0.65 & 0.42 & 2.03 & 3.39 \\ 0.93 & 0.53 & -0.04 & -0.67 & -1.26 & -1.74 & -2.04 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 18. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 1 – 4 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2002.25 & -1153.92 & 295.82 & -40.76 \\ -1153.92 & 1715.05 & -1078.44 & 225.79 \\ 295.82 & -1078.44 & 1564.09 & -730.96 \\ -40.76 & 225.79 & -730.96 & 538.9 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.412 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.412 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.412 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.263 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 11.58 \frac{1}{s}, T = 0.54 s$$

$$\omega_2 = 37.22 \frac{1}{s}, T = 0.17 s$$

$$\omega_3 = 66.79 \frac{1}{s}, T = 0.09 s$$

$$\omega_4 = 94.25 \frac{1}{s}, T = 0.07 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.24 & -0.65 & 1.11 & -1.81 \\ 0.59 & -0.84 & -0.13 & 2.13 \\ 0.86 & 0.01 & -0.97 & -1.7 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 19. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 1 – 4 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2006.98 & -1154.15 & 292.04 & -39.92 \\ -1154.15 & 1723.55 & -1081.42 & 224.28 \\ 292.04 & -1081.42 & 1578.08 & -739.51 \\ -39.92 & 224.28 & -739.51 & 548.35 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.412 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.412 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.412 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.263 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 11.72 \frac{1}{s}, T = 0.54 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 37.56 \frac{1}{s}, T = 0.17 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 67.14 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 94.39 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.24 & -0.66 & 1.11 & -1.78 \\ 0.59 & -0.84 & -0.13 & 2.11 \\ 0.86 & 0.02 & -0.96 & -1.69 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 20. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 2 – 10 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 28450.97 & -17699.84 & 6709.02 & -1692.59 & 427.2 & -107.86 & 27.24 & -6.86 & 1.64 & -0.27 \\ -17699.84 & 22545.11 & -16210.03 & 6333.05 & -1597.67 & 403.21 & -101.78 & 25.62 & -6.13 & 1.01 \\ 6709.02 & -16210.03 & 22169.14 & -16115.11 & 6309.07 & -1591.59 & 401.6 & -101.05 & 24.15 & -4 \\ -1692.59 & 6333.05 & -16115.11 & 22145.16 & -16109.03 & 6307.45 & -1590.86 & 400.13 & -95.61 & 15.83 \\ 427.2 & -1597.67 & 6309.07 & -16109.03 & 22143.54 & -16108.3 & 6305.98 & -1585.42 & 378.7 & -62.69 \\ -107.86 & 403.21 & -1591.59 & 6307.45 & -16108.3 & 22142.07 & -16102.85 & 6284.56 & -1500.69 & 248.39 \\ 27.24 & -101.78 & 401.6 & -1590.86 & 6305.98 & -16102.85 & 22120.65 & -16018.13 & 5949.24 & -984.62 \\ -6.86 & 25.62 & -101.05 & 400.13 & -1585.42 & 6284.56 & -16018.13 & 21785.33 & -14690.47 & 3904.65 \\ 1.64 & -6.13 & 24.15 & -95.61 & 378.7 & -1500.69 & 5949.24 & -14690.47 & 16526.37 & -6586.83 \\ -0.27 & 1.01 & -4 & 15.83 & -62.69 & 248.39 & -984.62 & 3904.65 & -6586.83 & 3468.45 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.454 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton. s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.38 \frac{1}{s}, T = 1.17 s$$

$$\omega_2 = 18.23 \frac{1}{s}, T = 0.34 s$$

$$\omega_3 = 36.5 \frac{1}{s}, T = 0.17 s$$

$$\omega_4 = 61.66 \frac{1}{s}, T = 0.1 s$$

$$\omega_5 = 94.07 \frac{1}{s}, T = 0.07 s$$

$$\omega_6 = 133.31 \frac{1}{s}, T = 0.05 s$$

$$\omega_7 = 177.97 \frac{1}{s}, T = 0.04 s$$

$$\omega_8 = 224.71 \frac{1}{s}, T = 0.03 s$$

$$\omega_9 = 267.27 \frac{1}{s}, T = 0.02 s$$

$$\omega_{10} = 297.3 \frac{1}{s}, T = 0.02 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.15 & 0.28 & -0.46 & 0.72 & -1.06 & 1.54 & -2.16 & 3.02 & -3.88 \\ 0.16 & -0.43 & 0.68 & -0.86 & 0.86 & -0.56 & -0.17 & 1.85 & -3.24 & 5.13 \\ 0.29 & -0.69 & 0.78 & -0.45 & -0.28 & 1.06 & -1.26 & -0.24 & 2.6 & -6.16 \\ 0.44 & -0.81 & 0.45 & 0.41 & -0.93 & 0.29 & 1.21 & -1.53 & -1.15 & 6.69 \\ 0.58 & -0.75 & -0.15 & 0.82 & -0.05 & -1.13 & 0.29 & 2.25 & -0.66 & -6.72 \\ 0.7 & -0.5 & -0.64 & 0.34 & 0.92 & -0.02 & -1.44 & -1.41 & 2.26 & 6.23 \\ 0.81 & -0.13 & -0.74 & -0.5 & 0.38 & 1.14 & 0.88 & -0.39 & -3.17 & -5.25 \\ 0.89 & 0.29 & -0.36 & -0.77 & -0.76 & -0.23 & 0.74 & 2.11 & 3.09 & 3.88 \\ 0.95 & 0.68 & 0.31 & -0.11 & -0.56 & -1 & -1.4 & -1.72 & -2 & -2.16 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 21. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 2 – 10 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 28480.42 & -17701.42 & 6684.78 & -1680.29 & 422.54 & -106.3 & 26.75 & -6.71 & 1.6 & -0.26 \\ -17701.42 & 22590.39 & -16221.06 & 6312.56 & -1586.66 & 398.97 & -100.34 & 25.17 & -6 & 0.99 \\ 6684.78 & -16221.06 & 22218.17 & -16127.43 & 6288.99 & -1580.7 & 397.39 & -99.63 & 23.75 & -3.93 \\ -1680.29 & 6312.56 & -16127.43 & 22194.61 & -16121.48 & 6287.41 & -1579.99 & 395.97 & -94.34 & 15.61 \\ 422.54 & -1586.66 & 6288.99 & -16121.48 & 22193.03 & -16120.76 & 6285.99 & -1574.7 & 375.05 & -62.04 \\ -106.3 & 398.97 & -1580.7 & 6287.41 & -16120.76 & 22191.6 & -16115.47 & 6265.08 & -1491.69 & 246.71 \\ 26.75 & -100.34 & 397.39 & -1579.99 & 6285.99 & -16115.47 & 22170.69 & -16032.47 & 5935.37 & -981.58 \\ -6.71 & 25.17 & -99.63 & 395.97 & -1574.7 & 6265.08 & -16032.47 & 21840.99 & -14722.25 & 3906.97 \\ 1.6 & -6 & 23.75 & -94.34 & 375.05 & -1491.69 & 5935.37 & -14722.25 & 16632.05 & -6653.16 \\ -0.26 & 0.99 & -3.93 & 15.61 & -62.04 & 246.71 & -981.58 & 3906.97 & -6653.16 & 3530.62 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.751 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.454 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.51 \frac{1}{s}, T = 1.14 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 18.58 \frac{1}{s}, T = 0.34 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 36.99 \frac{1}{s}, T = 0.17 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 62.22 \frac{1}{s}, T = 0.1 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 94.63 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 133.84 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 178.42 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 225.02 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 267.44 \frac{1}{s}, T = 0.02 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 297.34 \frac{1}{s}, T = 0.02 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.15 & 0.28 & -0.46 & 0.71 & -1.06 & 1.53 & -2.15 & 3 & -3.85 \\ 0.16 & -0.44 & 0.69 & -0.86 & 0.85 & -0.55 & -0.18 & 1.84 & -3.22 & 5.09 \\ 0.3 & -0.7 & 0.78 & -0.44 & -0.28 & 1.06 & -1.25 & -0.25 & 2.59 & -6.11 \\ 0.44 & -0.82 & 0.44 & 0.42 & -0.93 & 0.28 & 1.21 & -1.52 & -1.15 & 6.65 \\ 0.58 & -0.75 & -0.15 & 0.82 & -0.04 & -1.13 & 0.28 & 2.23 & -0.65 & -6.67 \\ 0.7 & -0.5 & -0.65 & 0.33 & 0.91 & -0.02 & -1.43 & -1.4 & 2.24 & 6.19 \\ 0.81 & -0.12 & -0.74 & -0.51 & 0.37 & 1.13 & 0.88 & -0.38 & -3.14 & -5.22 \\ 0.89 & 0.3 & -0.35 & -0.77 & -0.76 & -0.24 & 0.73 & 2.09 & 3.08 & 3.86 \\ 0.96 & 0.69 & 0.32 & -0.11 & -0.55 & -0.99 & -1.39 & -1.72 & -2 & -2.15 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 22. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 2 – 7 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 10672.05 & -6489.39 & 2236.39 & -514.33 & 118.35 & -26.28 & 4.23 \\ -6489.39 & 8660.81 & -6026.99 & 2129.59 & -488.68 & 108.26 & -17.41 \\ 2236.39 & -6026.99 & 8554.01 & -6001.34 & 2119.5 & -468.5 & 75.29 \\ -514.33 & 2129.59 & -6001.34 & 8543.91 & -5981.15 & 2037.92 & -327.18 \\ 118.35 & -488.68 & 2119.5 & -5981.15 & 8462.34 & -5630.05 & 1425.66 \\ -26.28 & 108.26 & -468.5 & 2037.92 & -5630.05 & 6942.13 & -2969.26 \\ 4.23 & -17.41 & 75.29 & -327.18 & 1425.66 & -2969.26 & 1809.61 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.64 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.64 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.64 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.64 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.64 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.64 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.399 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 7.8 \frac{1}{s}, T = 0.81 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 25.87 \frac{1}{s}, T = 0.24 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 50.03 \frac{1}{s}, T = 0.13 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 81.51 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 119.35 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 158.89 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 190.03 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.1 & -0.29 & 0.51 & -0.84 & 1.34 & -2.1 & 3.03 \\ 0.29 & -0.7 & 0.86 & -0.65 & -0.14 & 1.74 & -3.92 \\ 0.49 & -0.85 & 0.31 & 0.71 & -1.14 & -0.48 & 4.36 \\ 0.68 & -0.61 & -0.57 & 0.68 & 1 & -1.07 & -4.16 \\ 0.83 & -0.07 & -0.78 & -0.66 & 0.4 & 2 & 3.36 \\ 0.94 & 0.53 & -0.03 & -0.66 & -1.25 & -1.73 & -2.03 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 23. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 2 – 7 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 10695.28 & -6490.35 & 2216.58 & -505.24 & 115.25 & -25.4 & 4.08 \\ -6490.35 & 8698.11 & -6035.28 & 2112.42 & -480.47 & 105.63 & -16.93 \\ 2216.58 & -6035.28 & 8593.94 & -6010.51 & 2101.8 & -461.23 & 73.85 \\ -505.24 & 2112.42 & -6010.51 & 8584.32 & -5991.27 & 2024.4 & -323.83 \\ 115.25 & -480.47 & 8584.32 & -5991.27 & 8505.93 & -5650.93 & 1423.78 \\ -25.4 & 105.63 & -5991.27 & 2024.4 & -5650.93 & 7019.26 & -3017.28 \\ 4.08 & -16.93 & 2024.4 & -323.83 & 1423.78 & -3017.28 & 1857.22 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.64 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.64 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.64 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.64 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.64 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.64 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.399 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 7.98 \frac{1}{s}, T = 0.79 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 26.37 \frac{1}{s}, T = 0.24 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 50.72 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 82.25 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 119.98 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 159.26 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 190.13 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.1 & -0.29 & 0.52 & -0.84 & 1.33 & -2.07 & 2.98 \\ 0.29 & -0.71 & 0.86 & -0.64 & -0.15 & 1.73 & -3.86 \\ 0.5 & -0.86 & 0.3 & 0.71 & -1.13 & -0.49 & 4.3 \\ 0.68 & -0.61 & -0.58 & 0.67 & 1 & -1.05 & -4.11 \\ 0.83 & -0.07 & -0.78 & -0.67 & 0.39 & 1.98 & 3.33 \\ 0.94 & 0.54 & -0.03 & -0.65 & -1.24 & -1.72 & -2.02 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 24. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 2 – 4 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2957.68 & -1693.1 & 415.96 & -55.72 \\ -1693.1 & 2553.64 & -1593.09 & 322.55 \\ 415.96 & -1593.09 & 2353.62 & -1108.21 \\ -55.72 & 322.55 & -1108.21 & 832.11 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.558 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.558 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.558 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.358 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 12.49 \frac{1}{s}, T = 0.5 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 39.81 \frac{1}{s}, T = 0.16 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 70.59 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 98.52 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.24 & -0.67 & 1.11 & -1.75 \\ 0.59 & -0.85 & -0.15 & 2.09 \\ 0.86 & 0.03 & -0.96 & -1.69 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 25. Irregularidad Discontinuidades en el sistema de piso 2 – 4 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2968.42 & -1693.39 & 406.62 & -53.58 \\ -1693.39 & 2573.23 & -1598.58 & 317.83 \\ 406.62 & -1598.58 & 2383.6 & -1126.33 \\ -53.58 & 317.83 & -1126.33 & 853.35 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.558 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.558 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.558 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.358 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 12.71 \frac{1}{s}, T = 0.49 s$$

$$\omega_2 = 40.36 \frac{1}{s}, T = 0.16 s$$

$$\omega_3 = 71.13 \frac{1}{s}, T = 0.09 s$$

$$\omega_4 = 98.73 \frac{1}{s}, T = 0.06 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.25 & -0.68 & 1.11 & -1.71 \\ 0.6 & -0.84 & -0.16 & 2.06 \\ 0.86 & 0.03 & -0.95 & -1.67 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 26. Irregularidad Geométrica – 10 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 21840.63 & -13582.78 & 5141.6 & -1295.04 & 325.85 & -80.43 & 17.71 & -3.23 & 0.77 & -0.13 \\ -13582.78 & 17312.6 & -12442.15 & 4853.87 & -1221.06 & 301.4 & -66.45 & 12.18 & -2.92 & 0.48 \\ 5141.6 & -12442.15 & 17024.87 & -12368.17 & 4829.43 & -1192.14 & 263.17 & -48.45 & 11.59 & -1.92 \\ -1295.04 & 4853.87 & -12368.17 & 17000.43 & -12339.26 & 4732.76 & -1046.1 & 193.31 & -46.26 & 7.66 \\ 325.85 & -1221.06 & 4829.43 & -12339.26 & 16903.75 & -11963.69 & 4159.72 & -771.58 & 184.62 & -30.58 \\ -80.43 & 301.4 & -1192.14 & 4732.76 & -11963.69 & 15428.76 & -9710.65 & 3079.79 & -736.92 & 122.06 \\ 17.71 & -66.45 & 263.17 & -1046.1 & 4159.72 & -9710.65 & 11838.3 & -7910.07 & 2946.61 & -488.06 \\ -3.23 & 12.18 & -48.45 & 193.31 & -771.58 & 3079.79 & -7910.07 & 10775.31 & -7259.97 & 1931.94 \\ 0.77 & -2.92 & 11.59 & -46.26 & 184.62 & -736.92 & 2946.61 & -7259.97 & 8136.06 & -3233.42 \\ -0.13 & 0.48 & -1.92 & 7.66 & -30.58 & 122.06 & -488.06 & 1931.94 & -3233.42 & 1691.93 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.972 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.627 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.627 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.38 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.55 \frac{1}{s}, T = 1.38 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 14 \frac{1}{s}, T = 0.45 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 26.85 \frac{1}{s}, T = 0.23 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 46.56 \frac{1}{s}, T = 0.13 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 71.38 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 97.59 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 132.92 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 170.67 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 195.12 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 220.7 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.1 & 0.21 & -0.41 & 0.51 & -0.77 & 1.55 & -1.65 & 1.71 & -5.78 \\ 0.16 & -0.3 & 0.53 & -0.77 & 0.61 & -0.45 & -0.13 & 1.45 & -1.7 & 7.4 \\ 0.29 & -0.47 & 0.62 & -0.41 & -0.2 & 0.75 & -1.31 & -0.24 & 1.12 & -8.44 \\ 0.43 & -0.55 & 0.38 & 0.37 & -0.66 & 0.31 & 1.17 & -1.13 & -0.1 & 8.48 \\ 0.57 & -0.5 & -0.08 & 0.73 & -0.03 & -0.8 & 0.4 & 1.73 & -0.96 & -7.56 \\ 0.69 & -0.32 & -0.49 & 0.29 & 0.65 & -0.15 & -1.46 & -1.15 & 1.63 & 5.72 \\ 0.79 & -0.04 & -0.63 & -0.53 & 0.24 & 0.92 & 0.91 & -0.15 & -1.89 & -3.79 \\ 0.88 & 0.32 & -0.29 & -0.77 & -0.79 & -0.36 & 0.63 & 2.05 & 2.79 & 3.68 \\ 0.95 & 0.69 & 0.34 & -0.11 & -0.56 & -0.95 & -1.37 & -1.71 & -1.93 & -2.11 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 27. Irregularidad Geométrica – 10 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 26478.81 & -16513.94 & 6320.34 & -1609.71 & 409.74 & -102.84 & 23.77 & -4.88 & 1.18 & -0.2 \\ -16513.94 & 20928.71 & -15100.35 & 5959.85 & -1516.43 & 380.41 & -87.83 & 17.97 & -4.34 & 0.72 \\ 6320.34 & -15100.35 & 20568.21 & -15007.07 & 5930.52 & -1487.05 & 342.96 & -70.01 & 16.9 & -2.8 \\ -1609.71 & 5959.85 & -15007.07 & 20538.88 & -14977.69 & 5836.53 & -1344.61 & 273.8 & -66.06 & 10.96 \\ 409.74 & -1516.43 & 5930.52 & -14977.69 & 20444.89 & -14611.93 & 5274.88 & -1071.5 & 258.45 & -42.88 \\ -102.84 & 380.41 & -1487.05 & 5836.53 & -14611.93 & 19000.66 & -12391.51 & 4194.81 & -1011.51 & 167.8 \\ 23.77 & -87.83 & 342.96 & -1344.61 & 5274.88 & -12391.51 & 15431.79 & -10547.1 & 3960.3 & -656.96 \\ -4.88 & 17.97 & -70.01 & 273.8 & -1071.5 & 4194.81 & -10547.1 & 14262.74 & -9629.94 & 2572.92 \\ 1.18 & -4.34 & 16.9 & -66.06 & 258.45 & -1011.51 & 3960.3 & -9629.94 & 10674.44 & -4199.13 \\ -0.2 & 0.72 & -2.8 & 10.96 & -42.88 & 167.8 & -656.96 & 2572.92 & -4199.13 & 2149.51 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.01 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.972 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.627 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.627 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.38 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.67 \frac{1}{s}, T = 1.35 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 14.75 \frac{1}{s}, T = 0.43 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 28.98 \frac{1}{s}, T = 0.22 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 50.75 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 78.59 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 108.59 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 147.34 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 190.43 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 220.47 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 244.63 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.1 & 0.21 & -0.41 & 0.53 & -0.77 & 1.49 & -1.81 & 1.47 & -3.55 \\ 0.15 & -0.3 & 0.53 & -0.77 & 0.63 & -0.43 & -0.16 & 1.46 & -1.54 & 4.58 \\ 0.2 & -0.48 & 0.62 & -0.4 & -0.22 & 0.76 & -1.23 & -0.21 & 1.18 & -5.3 \\ 0.42 & -0.56 & 0.37 & 0.37 & -0.68 & 0.25 & 1.17 & -1.18 & -0.43 & 5.47 \\ 0.56 & -0.51 & -0.09 & 0.73 & 0 & -0.81 & 0.29 & 1.81 & -0.46 & -5.07 \\ 0.68 & -0.32 & -0.49 & 0.27 & 0.68 & -0.07 & -1.39 & -1.26 & 1.19 & 4.14 \\ 0.79 & -0.04 & -0.62 & -0.53 & 0.2 & 0.89 & 0.96 & -0.03 & -1.66 & -3.11 \\ 0.87 & 0.33 & -0.28 & -0.76 & -0.81 & -0.4 & 0.51 & 1.86 & 2.7 & 3.44 \\ 0.95 & 0.69 & 0.34 & -0.1 & -0.55 & -0.93 & -1.34 & -1.69 & -1.92 & -2.07 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 28. Irregularidad Geométrica – 7 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 9715.88 & -5932.63 & 2065.44 & -442.07 & 81.39 & -18.72 & 3.05 \\ -5932.63 & 7818.84 & -5388.6 & 1785.07 & -326.59 & 78.88 & -12.2 \\ 2065.44 & -5388.6 & 7273.88 & -4607.73 & 1381.84 & -316.01 & 51.46 \\ -442.07 & 1785.07 & -4607.73 & 5845.34 & -3806.87 & 1346.49 & -219.08 \\ 81.39 & -326.59 & 1381.84 & -3806.87 & 5325.32 & -3555.23 & 918.44 \\ -18.72 & 78.88 & -316.01 & 1346.49 & -3555.23 & 4222.86 & -1758.5 \\ 3.05 & -12.2 & 51.46 & -219.08 & 918.44 & -1758.5 & 1017.52 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.934 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.934 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.934 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.911 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.582 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.582 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.357 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 6.63 \frac{1}{s}, T = 0.95 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 18.78 \frac{1}{s}, T = 0.33 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 38.54 \frac{1}{s}, T = 0.16 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 62.96 \frac{1}{s}, T = 0.1 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 92.2 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 127.71 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 146.83 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.09 & -0.19 & 0.46 & -0.56 & 1.31 & -1.38 & 2.05 \\ 0.26 & -0.48 & 0.78 & -0.45 & -0.07 & 1.2 & -2.51 \\ 0.45 & -0.6 & 0.28 & 0.46 & -1.14 & -0.45 & 2.54 \\ 0.62 & -0.46 & -0.57 & 0.47 & 0.99 & -0.54 & -2.24 \\ 0.79 & -0.01 & -0.77 & -0.71 & 0.22 & 1.89 & 2.88 \\ 0.91 & 0.55 & -0.05 & -0.64 & -1.19 & -1.7 & -1.92 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 29. Irregularidad Geométrica – 7 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 14359.06 & -8864.88 & 3242.88 & -757.36 & 165.48 & -39.35 & 6.49 \\ -8864.88 & 11442.96 & -8055.72 & 2898.44 & -623.83 & 147.91 & -24.37 \\ 3242.88 & -8055.72 & 10846.76 & -7279.88 & 2490.33 & -588.69 & 96.89 \\ -757.36 & 2898.44 & -7279.88 & 9432.59 & -6442.6 & 2359.89 & -388.01 \\ 165.48 & -623.83 & 2490.33 & -6442.6 & 8816.67 & -5926.92 & 1559.99 \\ -39.35 & 147.91 & -588.69 & 2359.89 & -5926.92 & 6763.18 & -2725.34 \\ 6.49 & -24.37 & 96.89 & -388.01 & 1559.99 & -2725.34 & 1475.88 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.934 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.934 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.934 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.911 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.582 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.582 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.357 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 6.99 \frac{1}{s}, T = 0.9 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 20.91 \frac{1}{s}, T = 0.3 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 44.56 \frac{1}{s}, T = 0.14 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 75.54 \frac{1}{s}, T = 0.08 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 112.76 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 158.9 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 185.27 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.08 & -0.18 & 0.45 & -0.6 & 1.28 & -1.71 & 1.32 \\ 0.24 & -0.47 & 0.77 & -0.48 & -0.11 & 1.57 & -1.69 \\ 0.43 & -0.6 & 0.28 & 0.51 & -1.08 & -0.78 & 1.92 \\ 0.61 & -0.46 & -0.55 & 0.47 & 1.02 & -0.35 & -1.98 \\ 0.77 & -0.02 & -0.75 & -0.72 & 0.17 & 1.83 & 2.86 \\ 0.9 & 0.52 & -0.07 & -0.66 & -1.21 & -1.72 & -1.95 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 30. Irregularidad Geométrica – 4 niveles “X”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2570.39 & -1362.44 & 272.93 & -39.1 \\ -1362.44 & 1761.77 & -973.46 & 212.33 \\ 272.93 & -973.46 & 1381.11 & -632.47 \\ -39.1 & 212.33 & -632.47 & 452.24 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.857 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.846 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.528 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.33 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 10.46 \frac{1}{s}, T = 0.6 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 27.77 \frac{1}{s}, T = 0.23 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 54.46 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 72.27 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.22 & -0.47 & 0.95 & -1.1 \\ 0.53 & -0.66 & -0.2 & 1.21 \\ 0.82 & 0.12 & -0.96 & -1.54 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 31. Irregularidad Geométrica – 4 niveles “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 3499.83 & -1956.74 & 488.04 & 74.22 \\ 1946.74 & 252.99 & -1468.1 & 341.48 \\ 488.04 & -1468.1 & 1948.45 & -870.06 \\ -74.22 & 341.48 & -870.06 & 587.63 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.857 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.846 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.528 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.33 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 11.07 \frac{1}{s}, T = 0.57 s$$

$$\omega_2 = 30.95 \frac{1}{s}, T = 0.2 s$$

$$\omega_3 = 62.39 \frac{1}{s}, T = 0.1 s$$

$$\omega_4 = 86.85 \frac{1}{s}, T = 0.07 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.2 & -0.46 & 0.98 & -1.11 \\ 0.52 & -0.65 & -0.2 & 1.25 \\ 0.82 & 0.1 & -0.96 & -1.6 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 32. Irregularidad Distribución de Masa – 10 niveles “X” y “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 23261.71 & -14480.87 & 5502.8 & -1391.58 & 352.01 & -89.07 & 22.54 & -5.69 & 1.36 & -0.23 \\ -14480.87 & 18420.55 & -13256.7 & 5193.17 & -1313.23 & 332.17 & -84.03 & 21.19 & -5.08 & 0.84 \\ 5502.8 & -13256.7 & 18110.91 & -13178.36 & 5173.33 & -1308.2 & 330.83 & -83.42 & 19.97 & -3.31 \\ -1391.58 & 5193.17 & -13178.36 & 18091.08 & -13173.32 & 5171.99 & -1307.58 & 329.61 & -78.9 & 13.07 \\ 352.01 & -1313.23 & 5173.33 & -13173.32 & 18089.74 & -13172.71 & 5170.77 & -1303.06 & 311.83 & -51.65 \\ -89.07 & 332.17 & -1308.2 & 5171.99 & -13172.71 & 18088.51 & -13168.19 & 5152.99 & -1232.89 & 204.19 \\ 22.54 & -84.03 & 330.83 & -1307.58 & 5170.77 & -13168.19 & 18070.74 & -13098.01 & 4875.79 & -807.49 \\ -5.69 & 21.19 & -83.42 & 329.61 & -1303.06 & 5152.99 & -13098.01 & 17793.53 & -12002.67 & 3194.16 \\ 1.36 & -5.08 & 19.97 & -78.9 & 311.83 & -1232.89 & 4875.79 & -12002.67 & 13464.15 & -5353.26 \\ -0.23 & 0.84 & -3.31 & 13.07 & -51.65 & 204.19 & -807.49 & 3194.16 & -5353.26 & 2803.61 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.524 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.609 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 4.04 \frac{1}{s}, T = 1.55 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 13.48 \frac{1}{s}, T = 0.47 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 28.17 \frac{1}{s}, T = 0.22 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 45.87 \frac{1}{s}, T = 0.14 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 73.11 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 99.85 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 138.47 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 169.31 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 208.22 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 225.81 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.05 & -0.13 & 0.29 & -0.44 & 0.7 & -1.07 & 1.41 & -2.27 & 2.58 & -4.37 \\ 0.16 & -0.39 & 0.71 & -0.84 & 0.85 & -0.65 & -0.15 & 1.53 & -2.75 & 5.49 \\ 0.3 & -0.62 & 0.82 & -0.5 & -0.27 & 1.04 & -1.16 & 0.3 & 2.2 & -6.06 \\ 0.44 & -0.74 & 0.47 & 0.3 & -0.91 & 0.49 & 1.09 & -1.97 & -0.93 & 5.89 \\ 0.58 & -0.68 & -0.13 & 0.7 & -0.05 & -0.92 & 0.22 & 1.62 & -0.47 & -3.61 \\ 0.7 & -0.44 & -0.63 & 0.22 & 0.92 & 0.19 & -1.45 & -1.57 & 2.24 & 5.15 \\ 0.81 & -0.08 & -0.73 & -0.56 & 0.39 & 1.1 & 0.88 & -0.18 & -3.15 & -4.69 \\ 0.89 & 0.32 & -0.36 & -0.76 & -0.76 & -0.31 & 0.74 & 1.86 & 3.09 & 3.69 \\ 0.95 & 0.7 & 0.31 & -0.08 & -0.56 & -0.95 & -1.4 & -1.68 & -2 & -2.12 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 33. Irregularidad Distribución de Masa – 7 niveles “X” y “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 8719.74 & -5309.07 & 1840.12 & -425.3 & 98.29 & -21.9 & 3.53 \\ -5309.07 & 7066.53 & -4927.05 & 1751.5 & -403.92 & 89.83 & -14.48 \\ 1840.12 & -4927.05 & 6977.9 & -4905.67 & 1743.04 & -387.01 & 62.33 \\ -425.3 & 1751.5 & -4905.67 & 6969.44 & -4888.76 & 1674.91 & -269.58 \\ 98.29 & -403.92 & 1743.04 & -4888.76 & 6901.32 & -4596.62 & 1168.3 \\ -21.9 & 89.83 & -387.01 & 1674.91 & -4596.62 & 5641.63 & -2405.67 \\ 3.53 & -14.48 & 62.33 & -269.58 & 1168.3 & -2405.67 & 1456.35 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.906 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.906 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.434 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.906 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.906 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.906 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.564 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.71 \frac{1}{s}, T = 1.1 s$$

$$\omega_2 = 18.04 \frac{1}{s}, T = 0.35 s$$

$$\omega_3 = 37.36 \frac{1}{s}, T = 0.17 s$$

$$\omega_4 = 59.54 \frac{1}{s}, T = 0.11 s$$

$$\omega_5 = 86.66 \frac{1}{s}, T = 0.07 s$$

$$\omega_6 = 120.26 \frac{1}{s}, T = 0.05 s$$

$$\omega_7 = 138.26 \frac{1}{s}, T = 0.05 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.1 & -0.26 & 0.45 & -1.01 & 1.01 & -2.49 & 2.46 \\ 0.29 & -0.64 & 0.75 & -0.88 & 0.03 & 2.05 & -2.96 \\ 0.5 & -0.77 & 0.25 & 0.65 & -0.74 & -0.4 & 2.03 \\ 0.69 & -0.51 & -0.59 & 0.56 & 1.11 & -1.03 & -3.33 \\ 0.83 & 0.02 & -0.78 & -0.71 & 0.24 & 2 & 3.02 \\ 0.94 & 0.58 & -0.03 & -0.61 & -1.18 & -1.73 & -1.97 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 34. Irregularidad Distribución de Masa – 4 niveles “X” y “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 2114.95 & -1385.07 & 344.52 & -46.44 \\ -1385.07 & 2080.23 & -1300.81 & 266.03 \\ 344.52 & -1300.81 & 1911.7 & -898.28 \\ -46.44 & 266.03 & -898.28 & 670.9 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.85 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.261 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.85 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.531 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 8.68 \frac{1}{s}, T = 0.72 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 26.79 \frac{1}{s}, T = 0.23 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 51.56 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 67.47 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.25 & -0.53 & 1.18 & -1.52 \\ 0.61 & -0.68 & -0.13 & 1.18 \\ 0.87 & 0.15 & -0.92 & -1.51 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 35. Irregularidad Rigidez – 10 niveles “X” y “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 23258.17 & -14467.7 & 5450.97 & -1241.49 & 240.11 & -85.11 & 21.54 & -5.43 & 1.3 & -0.22 \\ -14467.7 & 18371.45 & -13063.41 & 4633.21 & -895.7 & 317.38 & -80.29 & 20.25 & -4.85 & 0.8 \\ 5450.97 & -13063.41 & 17349.71 & -10972.44 & 3528.23 & -1249.83 & 316.1 & -79.71 & 19.09 & -3.16 \\ -1241.49 & 4633.21 & -10972.44 & 11810.89 & -7340.72 & 3527.34 & -891.86 & 224.83 & -53.82 & 8.91 \\ 240.11 & -895.7 & 3528.23 & -7340.72 & 11809.79 & -10967.44 & 4613.24 & -1162.53 & 278.2 & -46.08 \\ -85.11 & 317.38 & -1249.83 & 3527.34 & -10967.44 & 17327.73 & -12975.78 & 5104.48 & -1221.27 & 202.26 \\ 21.54 & -80.29 & 316.1 & -891.86 & 4613.24 & -12975.78 & 18022.07 & -13085.73 & 4872.85 & -807 \\ -5.43 & 20.25 & -79.71 & 224.83 & -1162.53 & 5104.48 & -13085.73 & 17790.44 & -12001.93 & 3194.04 \\ 1.3 & -4.85 & 19.09 & -53.82 & 278.2 & -1221.27 & 4872.85 & -12001.93 & 13463.97 & -5353.23 \\ -0.22 & 0.8 & -3.16 & 8.91 & -46.08 & 202.26 & -807 & 3194.04 & -5353.23 & 2803.6 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.0055 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1.0055 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.008 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.609 & 0 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 3.85 \frac{1}{s}, T = 1.63 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 13.73 \frac{1}{s}, T = 0.46 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 26.05 \frac{1}{s}, T = 0.24 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 46 \frac{1}{s}, T = 0.14 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 68.79 \frac{1}{s}, T = 0.09 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 97.03 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 134.68 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

$$\omega_8 = 160.67 \frac{1}{s}, T = 0.04 \text{ s}$$

$$\omega_9 = 207.26 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

$$\omega_{10} = 217.97 \frac{1}{s}, T = 0.03 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\emptyset\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.04 & -0.15 & 0.27 & -0.38 & 0.87 & -0.71 & 2.13 & -1.54 & 3.65 & -2.9 \\ 0.14 & -0.44 & 0.68 & -0.72 & 1.14 & -0.47 & -0.09 & 0.7 & -3.85 & 3.4 \\ 0.27 & -0.71 & 0.82 & -0.42 & -0.19 & 0.65 & -1.86 & 0.66 & 2.99 & -3.33 \\ 0.4 & -0.85 & 0.55 & 0.32 & -1.18 & 0.34 & 1.53 & -1.35 & -1.21 & 2.4 \\ 0.6 & -0.75 & -0.28 & 0.82 & 0.14 & -1.07 & 0.11 & 1.8 & -0.52 & -2.53 \\ 0.72 & -0.49 & -0.69 & 0.26 & 0.91 & 0.28 & -1.33 & -1.71 & 2.09 & 3.72 \\ 0.82 & -0.11 & -0.7 & -0.55 & 0.23 & 1.04 & 0.98 & 0.06 & -3.08 & -3.99 \\ 0.9 & 0.3 & -0.28 & -0.76 & -0.79 & -0.38 & 0.63 & 1.67 & 3.006 & 3.42 \\ 0.96 & 0.69 & 0.36 & -0.08 & -0.49 & -0.91 & -1.36 & -1.78 & -2 & -2.07 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 36. Irregularidad Rigidez – 7 niveles “X” y “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 8461.33 & -4515.07 & 1223.64 & -395.69 & 91.49 & -20.4 & 3.29 \\ -4515.07 & 4649.94 & -2654.53 & 1165.97 & -269.03 & 59.86 & -9.65 \\ 1223.64 & -2654.53 & 4576.29 & -4154.26 & 1569.79 & -348.48 & 56.12 \\ -395.69 & 1165.97 & -4154.26 & 6736.66 & -4834.96 & 1662.93 & -267.65 \\ 91.49 & -269.03 & 1569.78 & -4834.96 & 6888.86 & -4593.84 & 1167.85 \\ -20.4 & 59.86 & -348.48 & 1662.93 & -4593.84 & 5641.01 & -2405.57 \\ 3.29 & -9.65 & 56.12 & -267.65 & 1167.85 & -2405.57 & 1456.33 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.918 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.946 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.946 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.918 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.918 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.918 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.564 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 5.21 \frac{1}{s}, T = 1.21 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 18.83 \frac{1}{s}, T = 0.33 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 35.19 \frac{1}{s}, T = 0.18 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 54.47 \frac{1}{s}, T = 0.12 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 86.63 \frac{1}{s}, T = 0.07 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 112.86 \frac{1}{s}, T = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 133.08 \frac{1}{s}, T = 0.05 \text{ s}$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.08 & -0.25 & 0.63 & -0.63 & 0.83 & 4.03 & 1.06 \\ 0.26 & -0.64 & 1.11 & -0.61 & -0.05 & 2.68 & -1.08 \\ 0.56 & -0.85 & 0.17 & 0.86 & -0.96 & -0.99 & 1.65 \\ 0.73 & -0.58 & -0.65 & 0.33 & 1.06 & -0.36 & -2.64 \\ 0.86 & -0.04 & -0.73 & -0.78 & 0.25 & 1.59 & 2.73 \\ 0.95 & 0.55 & 0.04 & -0.49 & -1.17 & -1.61 & -1.89 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Anexo 37. Irregularidad Rigidez – 4 niveles “X” y “Y”

Matriz rigidez

$$k = \begin{bmatrix} 1666.04 & -680.41 & 215.72 & -29.16 \\ -680.41 & 1376.12 & -1151.93 & 246 \\ 215.72 & -1151.93 & 1879.93 & -893.91 \\ -29.16 & 246 & -893.91 & 670.3 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Matriz inercia

$$m = \begin{bmatrix} 0.865 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.865 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.85 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.531 \end{bmatrix} \frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$$

Mediante valores propios $\omega^2 = \frac{k}{m}$ obtenemos frecuencias y periodos $T = \frac{2\pi}{\omega}$:

$$\omega_1 = 7.45 \frac{1}{s}, T = 0.84 s$$

$$\omega_2 = 28.44 \frac{1}{s}, T = 0.22 s$$

$$\omega_3 = 45.22 \frac{1}{s}, T = 0.14 s$$

$$\omega_4 = 63.9 \frac{1}{s}, T = 0.1 s$$

Los modos naturales de vibración se obtienen $[[k] - \omega^2 * [m]] * \{\phi\} = 0$, normalizada con respecto a la unidad en el nivel de la azotea. Obteniendo la matriz modal normalizada.

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 0.19 & -0.56 & 1.79 & -0.55 \\ 0.69 & -0.81 & -0.52 & 1.02 \\ 0.9 & 0.06 & -0.67 & -1.37 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$