

UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**UNIVERSIDAD NACIONAL
DE JAÉN**

**INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA
RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO GALILEA DE 5
NIVELES, JAÉN – 2025
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

Autores: Bach. Yeckson Camizan Herrera

Bach. Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero

Asesor: Dr. José Luis Piedra Tineo




Línea de Investigación: LI_IC_01 Estructuras

JAÉN-PERÚ

2025

Yeckson Camizan Herrera Elkin Nandito Yajahuanc...

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO GALILEA DE 5 NIVELES, JAEN - 20...

-  Quick Submit
-  Quick Submit
-  Universidad Nacional de Jaen

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3398286380

298 páginas

Fecha de entrega

4 nov 2025, 9:59 a.m. GMT-5

59.072 palabras

Fecha de descarga

4 nov 2025, 10:03 a.m. GMT-5

291.492 caracteres

Nombre del archivo

-YECKSON_CAMIZAN_HERRERA_Y_ELKIN_NANDITO_YAJAHUANCA_GUERRERO.pdf

Tamaño del archivo

4.9 MB

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN

Dr. Alexander Huamán Mera
Responsable de la Unidad de Investigación
de la Facultad de Ingeniería




15% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe


- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 15 palabras)

Fuentes principales

- 12%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 9%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

-  **Texto oculto**
1 caracteres sospechosos en N.º de página
El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN


Dr. Alexander Huamán Mera
Responsable de la Unidad de Investigación
de la Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN

Ley de Creación N° 29304

Universidad Licenciada con Resolución del Consejo Directivo N° 002-2018-SUNEDU/CD



FORMATO 03: ACTA DE SUSTENTACIÓN

En la ciudad de Jaén, el día 07 de noviembre del año 2025, siendo las 10:00 horas, se reunieron los integrantes del Jurado:

Presidente : Dr. Christiaan Zayed Apaza Panca

Secretario : Dr. Marco Antonio Martínez Serrano

Vocal : M.Sc, Marcos Antonio Gonzales Santisteban, para evaluar la Sustentación del **Informe**

Final:

() Trabajo de Investigación

(X) Tesis

() Trabajo de Suficiencia Profesional

Titulado: **INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO GALILEA DE 5 NIVELES, JAÉN-2025**, presentado por los bachilleres: **Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero** y **Yeckson Camizan Herrera** de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Jaén.


Después de la sustentación y defensa, el Jurado acuerda:

(X) Aprobar () Desaprobar (X) Unanimidad () Mayoría

Con la siguiente mención:

| | | |
|----------------|------------|--------|
| a) Excelente | 18, 19, 20 | () |
| b) Muy bueno | 16, 17 | () |
| c) Bueno | 14, 15 | (14) |
| d) Regular | 13 | () |
| e) Desaprobado | 12 ò menos | () |

Siendo las 11:00 horas del mismo día, el Jurado concluye el acto de sustentación confirmando su participación con la suscripción de la presente.



Dr. Christiaan Zayed Apaza Panca
Presidente



Dr. Marco Antonio Martínez Serrano
Secretario



M.Sc, Marcos Antonio Gonzales Santisteban
Vocal

“Año de la recuperación y consolidación de la economía peruana”

ANEXO N°06:

DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD Y DE NO PLAGIO DE LA TESIS (PREGRADO)

Yo, **Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero**, bachiller de la carrera Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Jaén, identificado (a) con DNI N° **75578032**.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy Autor del trabajo titulado:

“INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO GALILEA DE 5 NIVELES, JAÉN-2025”.

Asesorado por **Dr. José Luis Piedra Tineo**.

El mismo que presento bajo la modalidad de **Tesis** para optar; el Título Profesional de Ingeniero Civil.

2. El texto de mi trabajo final respeta y no vulnera los derechos de terceros, incluidos los derechos de propiedad intelectual. En el sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para la cual he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas.
3. El texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico.
4. La investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.
5. Declaro que mi trabajo final cumple con todas las normas de la Universidad Nacional de Jaén.
6. Soy consciente de que el hecho de no respetar los derechos de autor y hacer plagio, es objeto de sanciones universitarias y/o legales.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad Nacional de Jaén y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Fecha: Jaén, 12 de diciembre de 2025



Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero
DNI: 75578032

“Año de la recuperación y consolidación de la economía peruana”

ANEXO N°06:

DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD Y DE NO PLAGIO DE LA TESIS (PREGRADO)

Yo, **Yeckson Camizan Herrera**, bachiller de la carrera Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Jaén, identificado con DNI N° **60550889**.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy Autor del trabajo titulado:

“INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO GALILEA DE 5 NIVELES, JAÉN-2025”.

Asesorado por **Dr. José Luis Piedra Tineo**.

El mismo que presento bajo la modalidad de **Tesis** para optar; el Título Profesional de Ingeniero Civil.

2. El texto de mi trabajo final respeta y no vulnera los derechos de terceros, incluidos los derechos de propiedad intelectual. En el sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para la cual he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas.
3. El texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico.
4. La investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.
5. Declaro que mi trabajo final cumple con todas las normas de la Universidad Nacional de Jaén.
6. Soy consciente de que el hecho de no respetar los derechos de autor y hacer plagio, es objeto de sanciones universitarias y/o legales.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad Nacional de Jaén y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Fecha: Jaén, 12 de diciembre de 2025



Yeckson Camizan Herrera
DNI: 60550889

ÍNDICE

| | Pág. |
|---|-------------|
| ÍNDICE | ii |
| ÍNDICE DE TABLAS | v |
| ÍNDICE DE FIGURAS | xiii |
| ÍNDICE DE ANEXOS | xx |
| RESUMEN | xxi |
| ABSTRACT | xxii |
| | |
| I. INTRODUCCIÓN | 23 |
| 1.1. Realidad problemática | 23 |
| 1.2. Pregunta de investigación..... | 25 |
| 1.3. Justificación..... | 25 |
| 1.3.1. Justificación teórica..... | 25 |
| 1.3.2. Justificación social | 26 |
| 1.3.3. Justificación metodológica..... | 26 |
| 1.3.4. Justificación científica..... | 27 |
| 1.4. Hipótesis..... | 27 |
| | |
| II. OBJETIVOS | 28 |
| 2.1. Objetivo general | 28 |
| 2.2. Objetivos específicos..... | 28 |
| 2.3. Antecedentes | 28 |
| 2.3.1. A nivel internacional | 28 |
| 2.3.2. A nivel nacional | 34 |
| 2.3.3. A nivel Regional y/o Local | 38 |
| | |
| III. MATERIALES Y MÉTODOS | 43 |

| | |
|---|-----------|
| 3.1. Ubicación política y geográfica del Edificio en Estudio | 43 |
| 3.1.1. Ubicación política | 43 |
| 3.1.2. Especificaciones técnicas | 45 |
| 3.2. Población, muestra y muestreo | 47 |
| 3.2.1. Población..... | 47 |
| 3.2.2. Muestra..... | 48 |
| 3.2.3. Muestreo..... | 48 |
| 3.3. Método..... | 48 |
| 3.4. Análisis de datos..... | 49 |
| 3.5. Técnicas | 49 |
| 3.6. Instrumentos | 50 |
| 3.7. Procedimiento..... | 50 |
| 3.7.1. Características del edificio | 50 |
| 3.7.2. Modelamiento estructural del edificio | 57 |
| 3.7.3. Metrado de cargas para asignación | 64 |
| 3.7.4. Asignación de cargas..... | 71 |
| 3.7.5. Rigidez en los apoyos por el modelo dinámico A.E Sargsian | 72 |
| 3.7.6. Métodos de análisis sísmico..... | 76 |
| 3.7.7. Interacción dinámica suelo-estructura..... | 85 |
| IV. RESULTADOS | 90 |
| 4.1. Elaboración del modelado de la edificación..... | 90 |
| 4.2. Cálculo la rigidez mediante del modelo dinámico A.E Sargsian | 91 |
| 4.3. Análisis de cortantes, desplazamientos, asentamiento, presiones, esfuerzos y periodos | 91 |
| 4.3.1. Modelo 1: Análisis convencional..... | 92 |
| 4.3.2. Modelo 2: Análisis con base rígida..... | 132 |
| 4.3.3. Modelo 3: Análisis con base flexible (interacción suelo–estructura) | 173 |
| 4.3.4. Comparación de resultados | 216 |
| 4.4. Propuesta de alternativa de solución | 235 |

| | |
|--|------------|
| 4.4.1. Fundamentación Técnica | 235 |
| 4.4.2. Propuesta Constructiva..... | 235 |
| 4.4.3. Validación de la Solución | 236 |
| 4.5. Resultados de la alternativa implementada | 237 |
| 4.5.1. Modelo estructural con la solución implementada..... | 238 |
| 4.5.2. Resultados obtenidos..... | 239 |
| 4.5.3. Resumen de resultados..... | 246 |
| 4.5.4. Comparación de parámetros clave con modelos previos | 247 |
| V. DISCUSIÓN | 249 |
| VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 255 |
| 6.1. Conclusiones | 255 |
| 6.2. Recomendaciones..... | 257 |
| VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 260 |
| AGRADECIMIENTOS | 265 |
| DEDICATORIA | 266 |
| ANEXOS | 267 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1 <i>Ubicación geográfica del edificio Galilea en la ciudad de Jaén</i> | 43 |
| Tabla 2 <i>Áreas del edificio en estudio</i> | 45 |
| Tabla 3 <i>Coordenadas UTM del área en estudio</i> | 47 |
| Tabla 4 Columnas de la edificación..... | 52 |
| Tabla 5 Vigas principales y secundarias..... | 52 |
| Tabla 6 Características de losa aligerada $e=20\text{cm}$ | 53 |
| Tabla 7 Parámetros sísmicos de la edificación en dirección X | 56 |
| Tabla 8 Parámetros sísmicos de la edificación en dirección Y | 57 |
| Tabla 9 Distribución de cargas vivas mínimas repartidas | 64 |
| Tabla 10 Peso unitario de los materiales de los elementos estructurales. | 65 |
| Tabla 11 Fuerza por nivel debido al sismo estático en dirección de análisis X | 82 |
| Tabla 12 Fuerza cortante absorbida por las columnas debido a sismo en dirección X. | 82 |
| Tabla 13 Fuerza cortante absorbida por los muros estructurales debido a sismo en dirección X. | 83 |
| Tabla 14 Fuerza por nivel debido al sismo estático en dirección de análisis Y. | 83 |
| Tabla 15 Fuerza cortante absorbida por las columnas debido a sismo en dirección Y. | 84 |
| Tabla 16 Fuerza cortante absorbida por los muros estructurales debido a sismo en dirección Y. | 84 |
| Tabla 17 Verificación del Sistema Estructural según el Artículo 16.1. de la Norma E.030..... | 84 |
| Tabla 18 Propiedades de los resortes traslacionales y rotacionales..... | 91 |
| Tabla 19 Características de la edificación. | 92 |
| Tabla 20 Masa, peso, centro de masa, centro de rigidez y excentricidad por nivel. | 93 |
| Tabla 21 Modos de vibración-Análisis convencional | 93 |
| Tabla 22 Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X..... | 96 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 23 Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y..... | 96 |
| Tabla 24 Fuerzas cortantes en dirección X y Y..... | 97 |
| Tabla 25 Espectro de Pseudo - Aceleración en dirección horizontal. | 98 |
| Tabla 26 Desplazamiento por niveles y en el centro de masa | 100 |
| Tabla 27 Análisis en dirección X-X | 100 |
| Tabla 28 Análisis en Dirección Y-Y | 102 |
| Tabla 29 Fuerza Cortante por Nivel | 103 |
| Tabla 30 Verificación del Artículo 29.4. de la norma E.030..... | 104 |
| Tabla 31 Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa..... | 104 |
| Tabla 32 Análisis en Dirección X-X | 105 |
| Tabla 33 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 107 |
| Tabla 34 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 107 |
| Tabla 35 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 108 |
| Tabla 36 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 108 |
| Tabla 37 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 109 |
| Tabla 38 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 110 |
| Tabla 39 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 110 |
| Tabla 40 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 111 |
| Tabla 41 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 112 |
| Tabla 42 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 112 |
| Tabla 43 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 113 |
| Tabla 44 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 113 |
| Tabla 45 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 114 |
| Tabla 46 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 115 |
| Tabla 47 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 115 |
| Tabla 48 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 116 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 49 Irregularidad de Masa o Peso | 117 |
| Tabla 50 Irregularidad Geométrica Vertical X-X..... | 117 |
| Tabla 51 Irregularidad Geométrica Vertical Y-Y..... | 118 |
| Tabla 52 Irregularidad Torsional..... | 118 |
| Tabla 53 Irregularidad Torsional Extrema | 119 |
| Tabla 54 Irregularidad Torsional..... | 119 |
| Tabla 55 Irregularidad Torsional Extrema | 120 |
| Tabla 56 Irregularidad Torsional..... | 120 |
| Tabla 57 Irregularidad Torsional Extrema | 121 |
| Tabla 58 Irregularidad Torsional..... | 121 |
| Tabla 59 Irregularidad Torsional Extrema | 122 |
| Tabla 60 Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección X-X..... | 122 |
| Tabla 61 Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección Y-Y | 123 |
| Tabla 62 Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma | 123 |
| Tabla 63 Separación entre Edificios por análisis estático | 124 |
| Tabla 64 Separación entre Edificios por análisis dinámico..... | 125 |
| Tabla 65 Desplazamientos máximos por nivel en dirección de análisis X..... | 127 |
| Tabla 66 Fuerzas máximas de interacción suelo–estructura..... | 131 |
| Tabla 67 Masa, peso, centro de masa, centro de rigidez y excentricidad por nivel. ... | 132 |
| Tabla 68 Modos de vibración de la estructura..... | 133 |
| Tabla 69 Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X..... | 135 |
| Tabla 70 Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y..... | 135 |
| Tabla 71 Fuerzas cortantes en dirección X y Y..... | 136 |
| Tabla 72 Espectro de Pseudo - Aceleración en dirección horizontal. | 137 |
| Tabla 73 Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa..... | 139 |
| Tabla 74 Análisis en Dirección X-X | 140 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 75 Análisis en Dirección Y-Y | 141 |
| Tabla 76 Fuerza Cortante por Nivel | 143 |
| Tabla 77 Verificación del Artículo 29.4. de la E.030..... | 143 |
| Tabla 78 Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa..... | 144 |
| Tabla 79 Análisis en Dirección X-X | 144 |
| Tabla 80 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 146 |
| Tabla 81 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 146 |
| Tabla 82 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 147 |
| Tabla 83 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 147 |
| Tabla 84 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 148 |
| Tabla 85 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 149 |
| Tabla 86 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 149 |
| Tabla 87 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 150 |
| Tabla 88 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 151 |
| Tabla 89 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 151 |
| Tabla 90 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 152 |
| Tabla 91 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 152 |
| Tabla 92 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 153 |
| Tabla 93 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 154 |
| Tabla 94 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 154 |
| Tabla 95 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 155 |
| Tabla 96 Irregularidad de Masa o Peso | 155 |
| Tabla 97 Irregularidad Geométrica Vertical X-X..... | 156 |
| Tabla 98 Irregularidad Geométrica Vertical Y-Y..... | 156 |
| Tabla 99 Irregularidad Torsional..... | 157 |
| Tabla 100 Irregularidad Torsional Extrema | 157 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 101 Irregularidad Torsional | 158 |
| Tabla 102 Irregularidad Torsional Extrema | 158 |
| Tabla 103 Irregularidad Torsional | 159 |
| Tabla 104 Irregularidad Torsional Extrema | 159 |
| Tabla 105 Irregularidad Torsional | 160 |
| Tabla 106 Irregularidad Torsional Extrema | 160 |
| Tabla 107 Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección X-X | 161 |
| Tabla 108 Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección Y-Y | 161 |
| Tabla 109 Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma | 162 |
| Tabla 110 Separación entre Edificios por análisis estático | 162 |
| Tabla 111 Separación entre Edificios por análisis dinámico..... | 164 |
| Tabla 112 Desplazamientos máximos por nivel en dirección de análisis X | 165 |
| Tabla 113 Fuerzas máximas de interacción suelo–estructura..... | 169 |
| Tabla 114 Masa, peso, centro de masa, centro de rigidez y excentricidad por nivel. . | 174 |
| Tabla 115 Modos de vibración de la estructura..... | 174 |
| Tabla 116 Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X..... | 177 |
| Tabla 117 Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y..... | 177 |
| Tabla 118 Fuerzas cortantes en dirección X y Y..... | 178 |
| Tabla 119 Espectro de Pseudo - Aceleración en dirección horizontal. | 179 |
| Tabla 120 Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa..... | 181 |
| Tabla 121 Análisis en Dirección X-X | 182 |
| Tabla 122 Análisis en Dirección Y-Y | 183 |
| Tabla 123 Fuerza Cortante por Nivel | 185 |
| Tabla 124 Verificación del Artículo 29.4. de la E.030..... | 185 |
| Tabla 125 Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa..... | 186 |
| Tabla 126 Análisis en Dirección X-X | 186 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 127 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 188 |
| Tabla 128 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 188 |
| Tabla 129 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 189 |
| Tabla 130 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 189 |
| Tabla 131 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 190 |
| Tabla 132 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 191 |
| Tabla 133 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando | 191 |
| Tabla 134 Irregularidad Extrema de Rigidez..... | 192 |
| Tabla 135 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 193 |
| Tabla 136 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 193 |
| Tabla 137 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 194 |
| Tabla 138 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 194 |
| Tabla 139 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 195 |
| Tabla 140 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 195 |
| Tabla 141 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil | 196 |
| Tabla 142 Irregularidad Extrema de Resistencia..... | 196 |
| Tabla 143 Irregularidad de Masa o Peso | 197 |
| Tabla 144 Irregularidad Geométrica Vertical X-X..... | 198 |
| Tabla 145 Irregularidad Geométrica Vertical Y-Y..... | 198 |
| Tabla 146 Irregularidad Torsional..... | 199 |
| Tabla 147 Irregularidad Torsional Extrema | 199 |
| Tabla 148 Irregularidad Torsional..... | 200 |
| Tabla 149 Irregularidad Torsional Extrema | 200 |
| Tabla 150 Irregularidad Torsional..... | 201 |
| Tabla 151 Irregularidad Torsional Extrema | 201 |
| Tabla 152 Irregularidad Torsional..... | 202 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 153 Irregularidad Torsional Extrema | 202 |
| Tabla 154 Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección X-X | 203 |
| Tabla 155 Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección Y-Y | 203 |
| Tabla 156 Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma | 204 |
| Tabla 157 Separación entre Edificios por análisis estático | 204 |
| Tabla 158 Separación entre Edificios por análisis dinámico..... | 206 |
| Tabla 159 Desplazamientos máximos por nivel en dirección de análisis X | 207 |
| Tabla 160 Fuerzas máximas de interacción suelo–estructura..... | 210 |
| Tabla 161 Periodos en los 15 primeros modos..... | 216 |
| Tabla 162 Periodo fundamental de vibración en los tres modelos..... | 218 |
| Tabla 163 Cortantes por nivel - Análisis Estático en dirección X..... | 219 |
| Tabla 164 Cortantes por nivel-Análisis Estático en dirección Y..... | 220 |
| Tabla 165 Cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección X..... | 221 |
| Tabla 166 Cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y..... | 222 |
| Tabla 167 Cortantes máximos-Análisis Tiempo-Historia en direcciones X e Y..... | 223 |
| Tabla 168 Desplazamientos por nivel-Análisis Estático X..... | 224 |
| Tabla 169 Desplazamientos por nivel-Análisis Estático en dirección Y..... | 225 |
| Tabla 170 Desplazamientos por nivel-Análisis Modal Espectral dirección X..... | 226 |
| Tabla 171 Desplazamientos por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y..... | 227 |
| Tabla 172 Desplazamientos por nivel-Análisis Tiempo-Historia..... | 228 |
| Tabla 173 Variación de desplazamientos-Análisis Tiempo-Historia..... | 228 |
| Tabla 174 Distorsiones de entrepiso-Análisis Estático dirección X..... | 229 |
| Tabla 175 Distorsiones de entrepiso-Análisis Estático en dirección Y..... | 230 |
| Tabla 176 Distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral dirección X..... | 231 |
| Tabla 177 Distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral en dirección Y..... | 232 |
| Tabla 178 Distorsiones de entrepiso-Análisis Tiempo-Historia..... | 233 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 179 Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Tiempo-Historia..... | 233 |
| Tabla 180 Resultados estructurales de las reacciones del suelo. | 234 |
| Tabla 181 Resultados estructurales de la implementación. | 246 |
| Tabla 182 Comparativa del análisis con base rígida y la implementación..... | 247 |
| Tabla 183 Comparativa del análisis con base flexible y la implementación..... | 248 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 <i>Ubicación geográfica del proyecto</i> | 44 |
| Figura 2 Esquema de ubicación del Proyecto..... | 46 |
| Figura 3 Vista panorámica del edificio Galilea..... | 51 |
| Figura 4 Elevación Frontal del edificio Galile | 51 |
| Figura 5 Detalle de losa aligerada | 53 |
| Figura 6 Mapa de Zonificación Sísmica del Perú | 55 |
| Figura 7 Interfaz del software Robot Structural Analysis Professional 2025 | 58 |
| Figura 8 Configuración general para iniciar con el proyecto | 58 |
| Figura 9 Configuración de unidades | 59 |
| Figura 10 Definición de material concreto f_c 210 kg/cm ² | 59 |
| Figura 11 Creación de ejes en la dirección X e Y | 60 |
| Figura 12 Creación de las plantas del edificio..... | 60 |
| Figura 13 Creación de elementos estructurales columnas y vigas | 61 |
| Figura 14 Creación de losa aligerada con espesor 20cm..... | 61 |
| Figura 15 Creación de muros de corte..... | 62 |
| Figura 16 Modelamiento 3D | 62 |
| Figura 17 Creación de casos de cargas..... | 63 |
| Figura 18 Creación y asignación de diafragmas rígidos. | 63 |
| Figura 19 Mallado de losas y muros de corte..... | 64 |
| Figura 20 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 1-2. | 65 |
| Figura 21 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 2-3 | 66 |
| Figura 22 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 3-4 | 66 |
| Figura 23 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 4-5 | 67 |
| Figura 24 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 5-6 | 67 |

| | |
|---|----|
| Figura 25 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 1-2 | 68 |
| Figura 26 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 2-3 | 68 |
| Figura 27 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 4-5 | 69 |
| Figura 28 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 3-4 | 69 |
| Figura 29 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 5-6 | 70 |
| Figura 30 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en dirección X (eje 1-1) .. | 70 |
| Figura 31 Metrado de carga muerta de muro de albañilería en dirección X (eje 6-6) .. | 71 |
| Figura 32 Asignación de cargas a la estructura | 71 |
| Figura 33 Interacción Suelo Estructura en zapata | 72 |
| Figura 34 Creación del tipo de análisis Estático lineal. | 76 |
| Figura 35 Espectro de Pseudo-Aceleración en la dirección X-X..... | 77 |
| Figura 36 Espectro de Pseudo-Aceleración en la dirección Y-Y. | 77 |
| Figura 37 Sismo Dinámico modal espectral en la dirección X con excentricidad accidental del 5%..... | 78 |
| Figura 38 Sismo dinámico modal espectral en la dirección Y con excentricidad accidental del 5%..... | 79 |
| Figura 39 Acelerograma de movimiento del sismo registro Loma Prieta..... | 80 |
| Figura 40 Escalamiento del sismo Loma Prieta | 80 |
| Figura 41 Espectro para análisis Tiempo-Historia | 81 |
| Figura 42 Resumen resultados de laboratorio de mecánica de suelos..... | 86 |
| Figura 43 Perfil de suelo en Robot Structural | 86 |
| Figura 44 Representación en 3D | 88 |
| Figura 45 Cálculo del coeficiente K..... | 88 |
| Figura 46 Acoplamiento suelo-estructura. | 89 |
| Figura 47 Modelado tridimensional de la edificación. | 90 |
| Figura 48 Caso modal 1 y 2..... | 95 |

| | |
|---|-----|
| Figura 49 Fuerzas cortantes estáticas “V” | 97 |
| Figura 50 Espectro en dirección Horizontal | 99 |
| Figura 51 Desplazamiento absoluto y relativo | 101 |
| Figura 52 Distorsión de entrepiso | 101 |
| Figura 53 Desplazamiento absolutos y relativos en dirección Y-Y | 102 |
| Figura 54 Distorsión de entrepiso por análisis estático en dirección Y-Y | 103 |
| Figura 55 Desplazamiento absolutos en dirección X por análisis dinámico | 105 |
| Figura 56 Distorsión de entrepiso-Dirección X-X | 106 |
| Figura 57 Rigidez lateral de la estructura por sismo estático | 109 |
| Figura 58 Rigidez lateral de la estructura por sismo dinámico. | 111 |
| Figura 59 Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático | 124 |
| Figura 60 Separación de edificios en dirección Y-Y por análisis estático | 125 |
| Figura 61 Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático | 126 |
| Figura 62 Desplazamiento dinámico en Planta 1 | 128 |
| Figura 63 Desplazamiento dinámico en Planta 2 | 129 |
| Figura 64 Desplazamiento dinámico en Planta 3 | 129 |
| Figura 65 Desplazamiento dinámico en Planta 4 | 130 |
| Figura 66 Desplazamiento dinámico en Planta 5 | 130 |
| Figura 67 Caso modal 1 | 134 |
| Figura 68 Caso modal 2 | 134 |
| Figura 69 Fuerzas cortantes estáticas “V” | 136 |
| Figura 70 Espectro en dirección Horizontal | 139 |
| Figura 71 Desplazamiento absoluto y relativo | 140 |
| Figura 72 Distorsión de entrepiso | 141 |
| Figura 73 Desplazamiento absolutos y relativos en dirección Y-Y | 142 |
| Figura 74 Distorsión de entrepiso por análisis estático en dirección Y-Y | 142 |

| | |
|--|-----|
| Figura 75 Desplazamiento absolutos en dirección X por análisis dinámico | 145 |
| Figura 76 Distorsión de entrepiso-Dirección X-X | 145 |
| Figura 77 Rigidez lateral de la estructura por sismo estático | 148 |
| Figura 78 Rigidez lateral de la estructura por sismo dinámico. | 150 |
| Figura 79 Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático | 163 |
| Figura 80 Separación de edificios en dirección Y-Y por análisis estático | 163 |
| Figura 81 Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático | 164 |
| Figura 82 Desplazamiento dinámico en Planta 1 | 165 |
| Figura 83 Desplazamiento dinámico en Planta 2 | 166 |
| Figura 84 Desplazamiento dinámico en Planta 3 | 167 |
| Figura 85 Desplazamiento dinámico en Planta 4 | 167 |
| Figura 86 Desplazamiento dinámico en Planta 5 | 168 |
| Figura 87 Mapa de tensiones normales XX en la losa platea..... | 169 |
| Figura 88 Mapa de tensiones normales YY en la losa platea..... | 170 |
| Figura 89 Esfuerzos cortantes en dirección X-X en la losa de cimentación. | 170 |
| Figura 90 Esfuerzos cortantes en dirección Y-Y en la losa de cimentación. | 171 |
| Figura 91 Desplazamientos en Z - base rígida | 172 |
| Figura 92 Reacción del suelo bajo la losa platea..... | 172 |
| Figura 93 Caso modal 1..... | 176 |
| Figura 94 Caso modal 2..... | 176 |
| Figura 95 Fuerzas cortantes estáticas “V” | 178 |
| Figura 96 Espectro en dirección Horizontal..... | 181 |
| Figura 97 Desplazamiento absoluto y relativo | 182 |
| Figura 98 Distorsión de entrepiso | 183 |
| Figura 99 Desplazamiento absolutos y relativos en dirección Y-Y | 184 |
| Figura 100 Distorsión de entrepiso por análisis estático en dirección Y-Y | 184 |

| | |
|--|-----|
| Figura 101 Desplazamiento absolutos en dirección X por análisis dinámico | 187 |
| Figura 102 Distorsión de entrepiso-Dirección X-X | 187 |
| Figura 103 Rigidez lateral de la estructura por sismo estático | 190 |
| Figura 104 Rigidez lateral de la estructura por sismo dinámico. | 192 |
| Figura 105 Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático | 205 |
| Figura 106 Separación de edificios en dirección Y-Y por análisis estático | 205 |
| Figura 107 Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático | 206 |
| Figura 108 Desplazamiento dinámico en Planta 1 | 207 |
| Figura 109 Desplazamiento dinámico en Planta 2. | 208 |
| Figura 110 Desplazamiento dinámico en Planta 3. | 208 |
| Figura 111 Desplazamiento dinámico en Planta 4. | 209 |
| Figura 112 Desplazamiento dinámico en Planta 5. | 210 |
| Figura 113 Tensiones normales XX en la cimentación..... | 211 |
| Figura 114 Tensiones normales YY en la cimentación..... | 212 |
| Figura 115 Esfuerzos cortantes – Dirección X-X. | 213 |
| Figura 116 Esfuerzos cortantes – Dirección Y-Y. | 213 |
| Figura 117 Desplazamientos verticales – Asentamientos de la losa | 214 |
| Figura 118 Reacción del suelo – Dirección Z. | 215 |
| Figura 119 Variación del periodo en los 15 primeros modos. | 217 |
| Figura 120 Variación del periodo fundamental según condición de apoyo. | 218 |
| Figura 121 Variación de cortantes por nivel-Análisis Estático en dirección X. | 219 |
| Figura 122 Variación de cortantes por nivel-Análisis Estático en dirección Y. | 220 |
| Figura 123 Variación de cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección X. | 221 |
| Figura 124 Variación de cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y. | 222 |

| | |
|---|-----|
| Figura 125 Comparación de cortantes máximos-Análisis Tiempo-Historia..... | 223 |
| Figura 126 Variación de desplazamientos-Análisis Estático X. | 224 |
| Figura 127 Desplazamientos por nivel-Análisis Estático en dirección Y..... | 225 |
| Figura 128 Variación de desplazamientos-Análisis Modal Espectral..... | 226 |
| Figura 129 Variación de desplazamientos por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y. | 227 |
| Figura 130 Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Estático. | 229 |
| Figura 131 Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Estático en dirección Y. | 230 |
| Figura 132 Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral..... | 231 |
| Figura 133 Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral en dirección Y. | 232 |
| Figura 134 Modelo implementado | 239 |
| Figura 135 Tensiones X-X | 239 |
| Figura 136 Tensiones Y-Y | 240 |
| Figura 137 Esfuerzos cortantes X-X. | 240 |
| Figura 138 Esfuerzos cortantes Y-Y | 241 |
| Figura 139 Desplazamientos verticales | 241 |
| Figura 140 Reacción del suelo | 242 |
| Figura 141 Tensiones X-X | 242 |
| Figura 142 Tensiones Y-Y | 243 |
| Figura 143 Esfuerzos cortantes X-X | 243 |
| Figura 144 Esfuerzos cortantes Y-Y | 244 |
| Figura 145 Desplazamientos verticales | 244 |
| Figura 146 Reacción del suelo | 245 |
| Figura 147 Resumen de resultados de laboratorio de mecánica de suelos..... | 295 |

| | |
|---|-----|
| Figura 148 Características del suelo determinadas en laboratorio para establecer el perfil del suelo. | 295 |
| Figura 149 Características físicas y mecánicas de los suelos a nivel de cimentación. | 295 |
| Figura 150 Resumen de las condiciones de cimentación | 296 |

ÍNDICE DE ANEXOS

| | |
|---|-----|
| Anexo 1. Operacionalización de variables | 267 |
| Anexo 2. Diagrama del procedimiento de datos | 268 |
| Anexo 3. Matriz de consistencia. | 269 |
| Anexo 4. Panel fotográfico..... | 270 |
| Anexo 5. Ficha de observación de recolección de datos. | 273 |
| Anexo 6. Planos..... | 281 |
| Anexo 7. Datos importantes del estudio de mecánica de suelos. | 295 |

RESUMEN

La investigación tuvo como objetivo analizar la interacción suelo-estructura (ISE) en la respuesta dinámica del edificio Galilea de cinco niveles, Jaén – 2025. Se aplicó una metodología de tipo aplicada, con enfoque cuantitativo, alcance evaluativo y diseño no experimental. El estudio se desarrolló mediante el modelado estructural en el software Robot Structural Analysis Professional 2025, utilizando tres enfoques: base empotrada, base rígida y base flexible, esta última incorporando la ISE a través del modelo dinámico A.E. Sargsian. Se realizó un análisis sísmico estático, modal espectral y de tiempo historia, en un perfil de suelo S3, contemplado a la Norma Técnica E.030. Posteriormente, se propuso una solución estructural comparando los modelos con y sin ISE. Los resultados evidenciaron que el periodo de vibración aumentó en 154.47%, mientras que las fuerzas cortantes en la base disminuyeron en un 25.8% en la dirección XX y 22.2% en YY. Los desplazamientos laterales máximos se incrementaron en 8.7%, pasando de 2.3 cm a 3.2 cm. La solución propuesta redujo los desplazamientos verticales en 54.53% y los esfuerzos cortantes en 81.05%. Se concluye que la incorporación de la ISE reduce las cortantes bases y que el uso de vigas de cimentación mejora el desempeño estructural del edificio.

Palabras clave: Interacción suelo-estructura, Respuesta dinámica, Robot Structural Analysis, modelo A.E. Sargsian, Jaén.

ABSTRACT

The objective of the research was to analyze the soil-structure interaction (SSI) in the dynamic response of the five-story Galilea building, Jaén – 2025. An applied methodology was used, with a quantitative approach, evaluative scope, and non-experimental design. The study was developed using structural modeling in Robot Structural Analysis Professional 2025 software, using three approaches: embedded base, rigid base, and flexible base, the latter incorporating ISE through the A.E. Sargsian dynamic model. A static seismic analysis, spectral modal analysis, and time history analysis were performed on an S3 soil profile, in accordance with Technical Standard E.030. Subsequently, a structural solution was proposed by comparing the models with and without ISE. The results showed that the vibration period increased by 154.47%, while the shear forces at the base decreased by 25.8% in the XX direction and 22.2% in the YY direction. The maximum lateral displacements increased by 8.7%, from 2.3 cm to 3.2 cm. The proposed solution reduced vertical displacements by 54.53% and shear forces by 81.05%. It is concluded that the incorporation of ISE reduces base shear forces and that the use of foundation beams improves the structural performance of the building.

Keywords: Soil-structure interaction, dynamic response, Robot Structural Analysis, A.E. Sargsian model, Jaén.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

Márquez (2018) señala que, en Nicaragua, las construcciones han incorporado los más recientes progresos tecnológicos y analíticos en diseño estructural y sísmico. La "Interacción Suelo-Estructura" (ISE) es uno de los temas emergentes que ha sido el foco de numerosos libros e investigaciones científicas en las últimas dos décadas. De acuerdo con (Bustamante Moreno, 2021), proyectos que consideran el diseño de cimientos empotrados actualmente no están autorizados en ciertos países como Rusia, Japón, Bolivia, entre otros. Dado que es muy restringido; y actualmente hay programas lo suficientemente eficaces para un análisis exhaustivo de la estructura.

Nuestro país se encuentra expuesto a eventos sísmicos, ya que se localiza, entre las placas: la sudamericana y la de nazca, por lo cual hemos sido vulnerables ante eventos sísmicos de grandes magnitudes, como lo ocurrido en Ica en el año 2007, teniendo como consecuencia desastres imponentes en viviendas, carreteras, hospitales, etc. (Arquiñego & Velásquez, 2020, pág. 16.) Gracias a la norma técnica peruana E 030, cuyo objetivo principal es diseñar estructuras seguras a fin de disminuir los daños en una edificación, eludir las pérdidas humanas por colapso de estructuras, etc. La Normativa Peruana no proporciona datos adecuados sobre las consideraciones para llevar a cabo un análisis de ISE. En el Artículo 30 "Análisis dinámico Tiempo-Historia" de la Norma E.030, (2018), se describe los aspectos importantes del modelo para el análisis, y en uno de sus numerales se plantea como una alternativa, considerar la flexibilidad del suelo si fuese pertinente. (Ccama y López, 2022).

En el departamento de Cajamarca, la mayoría de construcciones son informales y las que son formales solo han tomado en cuenta el análisis sismorresistente de la norma

E.030, y lo han hecho únicamente para satisfacer los requisitos requeridos para conseguir la certificación de licencia de edificación.

En la ciudad de Jaén, con el desarrollo de esta investigación, considerará el estudio de Mecánica de Suelos y diseño sismorresistente estático y dinámico. Sin embargo, se consideró la interacción dinámica suelo estructura al momento del diseño estructural, lo que podría provocar alteraciones en los desplazamientos, infringiendo variaciones en las solicitaciones y variaciones en los desplazamientos. Es crucial conseguir que el terreno de cimentación interactúe de manera recíproca con la estructura, debido a que nos brinda la posibilidad de obtener impactos más concretos del comportamiento de esta ante nosotros un suceso sísmológico.

En los últimos años el problema de la ISE, está siendo estudiada de manera importante, en un sentido general, este problema se puede plantear como el contacto dinámico entre la base y la estructura (Ccalluchi, 2022). Asimismo, es provocada por las cargas dinámicas que actúan sobre el edificio, tales como sismos, vientos fuertes, o impactos. Estas fuerzas ocasionan deformaciones tanto en el suelo como en la estructura, lo que provoca que ambos sistemas interactúen entre sí. La rigidez del suelo, su capacidad de absorción de energía y la frecuencia de resonancia de la estructura son factores clave en esa interacción. Si se presenta un suelo flexible, esta interacción se ve acentuada, puesto que el movimiento del suelo afecta directamente las vibraciones de la estructura.

En estudios recientes destacan que la ISE se altera la respuesta dinámica de un edificio al inducir deformaciones tanto en el suelo y la estructura. Estas deformaciones mutuas generan efectos como el aumento del periodo fundamental de vibración, cambios en el amortiguamiento, la modificación de la demanda de ductilidad estructural es producidos por la interacción inercial debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad

del sistema acoplado, por tanto, si el cimiento es suficientemente rígido, se reducen los movimientos de traslación de la cimentación, así como el cabeceo y torción de esta (Braña et al., 2022).

El presente trabajo busca identificar los efectos en la respuesta estructural del edificio galilea de 5 niveles con sistema estructural dual, a partir de la consideración de la interacción dinámica suelo estructura en el análisis. Se incorpora la ISE mediante las formulaciones del modelo dinámico A.E Sargsian para luego compararla con el modelo convencional (base empotrada). Se establece, además, el tipo de suelo del área en estudio.

1.2. Pregunta de investigación

¿Cuáles son los efectos de considerar la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de la edificación galilea de 5 niveles, jaen-2025?

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación teórica

El presente proyecto de investigación justifica la aplicación de dos variables: interacción suelo- estructura y respuesta dinámica de la estructura. Su finalidad es conocer el comportamiento de la estructura de los edificios en estudio con la interacción del suelo en que se cimienta. Si bien es cierto, durante la última década se han manifestado diferentes problemas ocasionados por la excitación sísmica, lo que perjudica drásticamente la estabilidad y durabilidad de las edificaciones en la ciudad.

El estudio de la interacción dinámica suelo-estructura en edificios que presenten un sistema Dual, es importante para entender la respuesta estructural de este tipo de estructuras ante eventos dinámicos como terremotos, vientos, entre otros. Esta interacción puede influir significativamente en la respuesta estructural, debido a la transferencia de

energía entre la estructura y el suelo. El análisis de la interacción dinámica suelo estructura puede ayudar a determinar las fuerzas y desplazamientos máximos que se pueden presentar en una estructura durante un evento dinámico, lo que es fundamental para el diseño adecuado de la estructura.

1.3.2. Justificación social

El presente proyecto de estudio, enfatiza la idea de que el Perú es un país sísmicamente susceptible debido a la alta frecuencia de eventos sísmicos en Latinoamérica. Por lo que, en su análisis y diseño estructural, todas las estructuras deben tener en cuenta las acciones sísmicas y las condiciones de ISE. De esta manera, en caso de un sismo, las estructuras podrán proteger con mayor eficacia a sus residentes, reduciendo las pérdidas económicas y humanas.

Bajo ese enfoque, el edificio Galilea actúa como una edificación representativa de la ciudad de Jaén, utilizada como modelo de análisis que permite identificar vulnerabilidades estructurales vinculadas con la interacción dinámica suelo estructura. Esto aportaría significativamente en la seguridad estructural y el bienestar social en un contexto urbano que enfrenta crecientes desafíos sísmicos.

1.3.3. Justificación metodológica

El presente proyecto de investigación brinda un aporte para el diseño y construcción de edificaciones de concreto armado, así mismo tiene importancias metodológicas en la medida que, el procedimiento de cálculo y los resultados logrados beneficiaran a estudiantes, egresados e ingenieros civiles que participen en el diseño de edificaciones multifamiliares, mediante la creación de una metodología de diseño de edificación similar.

1.3.4. Justificación científica

Este proyecto de investigación se justifica científicamente porque desarrolla un modelo analítico detallado que integra adecuadamente la respuesta dinámica del suelo y la estructura. Representa una oportunidad para que se analice estas interacciones y sus implicaciones en el diseño y la construcción moderna, proponiendo soluciones que optimicen su respuesta estructural, asegurando su estabilidad y seguridad a largo plazo. Asimismo, contribuye significativamente a la ingeniería civil, al fortalecer la formación técnica y analítica del futuro profesional mediante la incorporación de conceptos avanzados de dinámica estructural, mecánica de suelos y modelación computacional. Este enfoque permite a los ingenieros comprender el comportamiento real de las estructuras frente a eventos sísmicos, superando las limitaciones de los modelos simplificados tradicionalmente empleados.

1.4. Hipótesis

El efecto que genera la interacción suelo estructura, evaluado por el modelo dinámico A.E Sargsian y considerando un suelo blando, genera mayores desplazamientos de la estructura del edificio galilea de 5 niveles de la ciudad de jaén.

II. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

- Analizar la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio galilea de 5 niveles, jaén 2025.

2.2. Objetivos específicos

- Elaborar el modelado de la edificación actual basado en su análisis estático.
- Calcular la rigidez del apoyo de la estructura por medio del Modelo dinámico A.E Sargsian, para el esquema de la interacción suelo-estructura.
- Analizar las cortantes, desplazamientos, asentamiento, presiones, esfuerzos y periodos del edificio generada por la interacción suelo estructura.
- Proponer alternativa de solución en términos de eficacia y viabilidad estructural en base a los resultados.

2.3. Antecedentes

2.3.1. *A nivel internacional*

Acuña & Molina, (2023), en su investigación “Efectos de la interacción suelo estructura (ISE) en una edificación de 5 pisos tipo pórtico en concreto reforzado sobre suelo blando (arcilla) típico en la ciudad de Montería – Córdoba”. Determinaron los efectos de la Interacción Suelo Estructura (ISE) en una edificación de 5 pisos tipo pórtico, teniendo en cuenta un tipo de suelo blando (arcilla). Los investigadores a través del software de Robot Structural Analysis, realizaron una comparación a través del modelamiento de la estructura con base empotra y con base Flexible. En este estudio se demostró que el periodo de la estructura se incrementa significativamente en los primeros

tres modos de vibración, la reducción del amortiguamiento del 5% inicial estimada, y las derivas de entrepiso se incrementan considerando los efectos ISE. Obteniendo como conclusión que, los periodos de vibración de la estructura con base flexible se incrementan en un promedio del 34% en comparación con la base empotrada.

De acuerdo con Fernández et. al, (2023) en su artículo de investigación denominado “Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificios de 100 metros de altura”, tiene por objetivo evaluar la interacción suelo estructura en condiciones estáticas en las fuerzas interiores, los desplazamientos horizontales y modo de oscilación de un edificio cuando actúa la carga del viento. Para tal propósito, se realizará el modelado una edificación de 100 mts de altura mediante el software Midas GTS NX, basado en el método de elementos finitos, se aplicaron cargas gravitatorias y de viento con enfoque estático, a través del método Factor Efecto de Ráfaga (RFE). Los resultados muestran que la influencia de la ISE disminuye la frecuencia de oscilación de la edificación, en los dos primeros modos, la reducción fue de un 16% y 26% respectivamente. El autor concluyó que la disminución de rigidez del suelo hace que disminuyan los valores de frecuencia de oscilación, cuando es considerada la ISE, y que aumentan los desplazamientos horizontales.

Oliveira et al., (2023), en su investigación “Dynamic response of piled structures including pile-soil-pile interaction”, desarrollada en Brasil. Presenta un modelo numérico y análisis de la respuesta dinámica de estructuras sustentadas por grupos de pilotes. El modelo utiliza una discretización de elementos finitos para representar estructuras de formas arbitrarias y un esquema de elementos de límite finito acoplados para representar el grupo de pilotes incrustados. Se utiliza un esquema para representar el problema, en el que se utilizan elementos finitos de diferentes tipos para modelar la estructura y los

pilotes, y su interacción con el suelo se modela mediante una discretización de elementos de contorno. Los resultados que se obtuvieron muestran que el modelo propuesto produce resultados físicamente coherentes, y que las aproximaciones para el diseño de estructuras sobre pilotes que no tienen en cuenta la flexibilidad del suelo y los cimientos pueden incurrir en errores de cálculo, y pueden falsear significativamente su comportamiento.

Según lo expresado por Oliveros et al., (2023), a través de su estudio “Análisis comparativo en la respuesta lineal de sistemas estructurales Muro-Pórtico representativos de Bucaramanga incorporando interacción suelo estructura” tiene por objetivo investigar la influencia del número de piso y tipos de suelo de fundación en la respuesta estructural de sistemas de muro-pórtico localizados en amenaza sísmica alta integrando la ISE. Para ello, se utilizó la metodología basada en el diseño de experimentos factoriales 2², creando nueve edificios artificiales con diferentes tipos de suelo y número de pisos. Estos edificios fueron diseñados y detallados bajo la idealización de base fija con enfoque de subestructura propuesta por Winkler. Uno de sus resultados los modelos de edificios ED2 Y ED3 que se cimentan sobre suelos más flexible con $V_s \leq 271.11$ m/s, muestra mayor alargamiento del periodo en comparación con edificios ED1 y ED4 que tiene velocidades de onda cercanas a los 360 m/s. Obteniendo como conclusión que los sistemas estructurales de altura menor a 15 pisos tiene un mayor impacto en la respuesta de la deriva cuando están cimentados en suelos más flexibles, en comparación con los que se construyen sobre suelos más rígidos.

Braña et al., (2022), en su investigación “Influencia de la altura en la consideración de la interacción dinámica suelo-estructura en edificaciones con tipología mixta ubicadas en zonas de alto peligro sísmico”, desarrollada en la provincia de Santiago de Cuba, catalogada como de alto peligro sísmico según la NC 46: 2017; determinaron la

influencia de la altura en la respuesta estructural de edificaciones de tipología mixta de hormigón armado bajo la acción de carga sísmica a partir de la consideración de la IDSE. Los investigadores consideraron una muestra conformada por tres edificios de 5, 10 y 15 niveles ubicados sobre un suelo tipo D, a quienes se les aplicó un modelamiento en el software ETABS V17. Como resultado de la investigación, se evidencia que la incorporación de la IDSE en el estudio de edificaciones de hormigón armado con tipología mixta situados en áreas de alto riesgo sísmico con terrenos de tipo D, provocan un aumento en los periodos de oscilación, el desplazamiento máximo en el tope y las zonas de riesgo sísmico elevado.

Por su parte Izaguirre et.al, (2022), en su investigación “Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado”, tuvo como objetivo identificar las modificaciones que tiene lugar en el mecanismo de colapso y en el nivel de desempeño alcanzado por una edificación de hormigón armado con tipología mixta de 10 niveles, a partir de la consideración de la IDSE en el análisis bajo la acción de carga sísmica. Para este propósito, se utilizó el método estático no lineal Push-over implementado en el software ETABS V17, integrando la (IDSE) a través de los modelos de País & Kausel y Sargsian, considerando dos tipos de suelos: rígidos y arcilla blanda. Uno de sus resultados revela que los mayores incrementos en el desplazamiento máximo obtenido tienen lugar en el suelo de arcilla blanda, alcanzando un 70.72% y un 71.48% al incorporar la IDSE mediante los modelos de País & Kausel y de Sargsian respectivamente. Concluyendo que la IDSE influye en la respuesta estructural sometida a cargas sísmica, esto se evidencia en el incremento que tiene lugar en los desplazamientos en el tope de la edificación y derivas de piso.

En este orden Castro & Gómez, (2021), en su investigación “Interacción Suelo Estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado”, plantearon como objetivo determinar la influencia que tiene el considerar la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico de edificios regulares de concreto armado de diferentes alturas. Para tal propósito, las estructuras se modelan mediante el Software ETABS, evaluándolas bajo dos condiciones: una de rigidez infinita (apoyos empotrados) y otra de rigidez finita, considerando suelos de arena blanda de arcilla, que luego los resultados obtenidos mediante la condición de rigidez finita se comparan con aquellos obtenidos mediante los cinco métodos que incorporan la interacción suelo estructura entre ellas Pais y kausel, Gazetas, Barkan, Norma Rusa, FEMA 440. Este estudio de investigación tuvo como resultados un aumento en el periodo de vibración para cada caso, obteniendo un porcentaje de 2.10% para un edificio de 4 niveles cimentado en arena densa hasta un 125.83% de densidad para la construcción de 12 niveles sostenida en arcilla blanda. El autor concluyó que la comparación de los métodos empleados, indica que el mayor efecto se da en los propuestos por los métodos país y kausel, Gazetas y Mylonakis y un menor efecto en el método de Barkan y Norma Rusa.

En la misma idea Castro et al., (2021) en su investigación “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación” tiene por objetivo el cálculo de edificaciones con muros de ductilidad limitada considerando la flexibilidad de la base de fundación (Interacción suelo estructura). Para tal propósito, se emplean modelos adecuados para plateas de cimentación, como el modelo dinámico de la Norma rusa SNIP 2.02.05-87 y modelo BARKAN D.D – SAVINOV O.A, diseñados para abordar el accionar de la interacción suelo-estructura. A través del software SAP200, se modela la estructura, lo que permite analizar la interacción suelo estructura. En unos de sus resultados se muestra que la

consideración del ISE en comparación del modelo empotrado los desplazamientos laterales máximos de entrepisos aumenten en un 35%. Se concluyó que mediante el uso de los modelos dinámicos de interacción suelo estructura nos permiten indicar, que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo.

De acuerdo con Fernández et al., (2021), a través de su estudio “Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en Torre Auto soportada sometida a carga dinámica de viento” tiene por objetivo determinar la influencia que tiene la ISE en una torre auto soportada de 60 metros de altura sobre suelo de alta compresibilidad. Para este propósito, se analiza la acción de la carga de viento mediante dos métodos: el Factor Efecto de Ráfaga (FER) y el de Dominio de Tiempo (MDT). Posteriormente, se compararon los resultados obtenidos con el primer método utilizando el modelo dinámico de Sargsyan, y en una segunda variante se simuló un empotramiento perfecto entre el cimiento y el suelo. Uno de los hallazgos más destacados reveló que, en la altura máxima de la torre, los desplazamientos aumentaron un 75% al aplicar el FER, mientras que con el MDT el incremento fue del 65%. De la investigación se concluyó, que, para ambos métodos de análisis dinámico de viento, los desplazamientos en la altura máxima de la torre aumentaron en más del 60% cuando se tuvo en cuenta el efecto de la Interacción Suelo-Estructura.

Wang & Zhang, (2021), en su investigación “Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: Influence on dynamic response”, investiga numéricamente la interacción estructura-suelo-estructura (SSSI) entre edificios de gran altura. El sistema investigado se compone de una o más estructuras de armazón comunes de varios pisos, que están cimentadas sobre grupos de

pilotes de cabeza fija embebidos en una capa de suelo homogénea y distribuida tridimensionalmente. Teniendo en cuenta que este estudio es general, la estructura y el suelo se derivan de un ejemplo representativo y luego se simplifican. simplificados. Tras el análisis se concluyó que los principales factores que influyen en la interacción entre dos rascacielos son la frecuencia de excitación de una onda armónica o los componentes de frecuencia de una onda sísmica, la dirección de sacudida de la onda excitadora y la dirección de la disposición de la estructura. Otro factor de influencia importante es la posición del pilote.

2.3.2. A nivel nacional

De acuerdo con Curo, (2025), en su investigación “Influencia de la interacción suelo-estructura en respuesta sísmica de edificaciones de concreto armado, en Pichari – Cusco”, desarrollada en la Universidad Peruana Unión, evaluó la incidencia de la interacción suelo-estructura (ISE) en edificaciones de 5, 10, 15 y 20 pisos construidas sobre suelos tipo S2, según la norma técnica peruana E.030. El estudio utilizó el software ETABS v21 y comparó modelos con base empotrada frente a modelos que incorporan la flexibilidad del suelo mediante los enfoques de Barkan-Savinov, la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y el código ASCE/SEI 41-17/7-22. Los resultados mostraron que la inclusión de la ISE incrementa los periodos de vibración hasta en 24.57 %, genera mayores desplazamientos laterales —particularmente en edificaciones de 15 y 20 pisos— y reduce las fuerzas internas en columnas y vigas, lo que evidencia un comportamiento más flexible y realista de las estructuras frente a eventos sísmicos. El autor concluyó que considerar la ISE permite obtener análisis más confiables para el diseño sismorresistente en zonas de alta peligrosidad sísmica como Pichari, Cusco

Ccalluchi (2022), en su investigación “Influencia de la interacción suelo—Estructura en la respuesta estructural de un edificio de concreto armado”, determinó la variación en la respuesta estructural con y sin interacción suelo – estructura en un edificio de concreto armado, Cerro Colorado, Arequipa. Se estudian los edificios con Sistema Dual para Oficinas de 04 pisos. Se emplea la técnica de observación directa del fenómeno en estudio, utilizando simulaciones a través de modelos numéricos. Además, se llevará a cabo un análisis detallado de los resultados obtenidos de dicho modelo numérico de la edificación. Se obtuvo el análisis sísmico dinámico modal espectral considerando la interacción suelo - estructura con el modelo dinámico de D.D Barkan – O.A. Savinov, muestra incrementos en el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos laterales haciendo que el edificio sea más flexible.

Ccama & López, (2022), en su investigación “Optimización del diseño estructural de una edificación aplicando la interacción Suelo-Estructura en la ciudad de Arequipa y su impacto en los costos de la edificación”, plantearon como objetivo a optimizar el diseño estructural de una edificación aplicando la Interacción Suelo-Estructura en la ciudad de Arequipa y determinar su impacto en los costos. Para ello, aplicó una comparativa entre el modelado convencional de la edificación basada en los parámetros de los reglamentos Nacionales, con el modelado empleando el análisis de Interacción Suelo-Estructura. En ambos modelamientos se apoyaron del Software Etabs. Tras el análisis concluyeron que al optimizar el diseño aplicando la Interacción Suelo-Estructura, se refleja una disminución del acero de refuerzo en un 3.6% del total (1570.60kg) respecto al modelo convencional, generando con ello la reducción de costos de edificación.

De la Cruz Vega et. al, (2022), en su investigación “Interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación para uso de oficinas con zapatas aisladas en

suelo blando e intermedio de la región de Ica”, tiene por objetivo cuantificar las variantes de la respuesta sísmica de una oficina típica de concreto armado con 5 niveles, afectada por la flexibilidad del sistema suelo-estructura para suelo blando e intermedio de la región Ica. Para tal propósito, el autor planteó un método científico del tipo aplicado, que consiste en modelar la edificación en el software ETABS. Para ello, se emplea los modelados establecidos de la Norma SNIP 2.02.05-87 (Rusia) y de D.D Barkan -O. A Savinov para una base flexible, así como el modelo convencional para una base empotrada, considerando dos tipos de suelo en ambos casos. En sus resultados muestra que al considerar el fenómeno de la interacción suelo estructura para perfil de suelo blando hay reducción de hasta 55.60% de la fuerza Axial ($F_{m\acute{a}x}$) y de hasta 18.66% de los momentos flectores ($M_{m\acute{a}x}$), con una amplificación de hasta 45.87% de la fuerza cortante ($V_{m\acute{a}x}$) con respecto al modelo de base empotrada. El autor concluyó, que la alteración de las fuerzas internas máximas en el comportamiento sismorresistente de la oficina, se presenta primeramente para la fuerza cortante sobre el suelo blando con un incremento promedio de hasta 45.87%.

Valdivia, (2021), en su investigación “Evaluación de la influencia de la interacción suelo-estructura en el margen de seguridad estructural de un pórtico 2D sobre zapatas superficiales en arenas”, desarrollada en la ciudad de Lima, determinó el impacto de la ISE en el margen de seguridad de los elementos estructurales de un pórtico de CA de 4 niveles, diseñado mediante la metodología convencional de la Norma E.060. Se aplicó el proceso sistematizado y la progresión de distorsiones angulares. Tras el análisis se concluyó que, la ISE tiene un impacto más notable en vigas situadas a menor altura, cercanas al nivel de 0 m. A medida que se incrementa la altura, este impacto tiende a disminuir. De manera similar, el efecto de la ISE sobre la variación del parámetro de seguridad RM sigue un patrón exponencial a lo largo de su progresión.

En la investigación realizada por Araca et al., (2020), titulada “Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca”, se analizó cómo la interacción suelo-estructura afecta el comportamiento de las viviendas aporticadas en Juliaca, Perú. Los investigadores incorporaron la flexibilidad del suelo conforme a las recomendaciones de la FEMA 356/440 y evaluaron el desempeño y las respuestas sísmicas de modelos con bases empotradas y bases flexibles en distintos puntos de estudio, centrándose en edificios con planta cuadrada de 2 y 3 pisos. Los resultados mostraron que, en edificios de 2 pisos, los desplazamientos aumentan hasta un 23%, en edificios de 3 pisos, el incremento alcanza un 41%, en edificios de 4 pisos, el aumento no supera el 46.50%, y en edificios de 5 pisos, el incremento es más pronunciado, llegando hasta un 75.72% debido a la flexibilidad de la base de fundación. El análisis concluyó que las edificaciones cumplen con las normativas sobre fuerzas cortantes mínimas, ya que las cortantes dinámicas superan el 80% de las cortantes estáticas. Al aplicar la interacción suelo-estructura en modelos tradicionales, las fuerzas cortantes no exceden el 1%, lo que indica que las estructuras son lo suficientemente rígidas y no alteran las resistencias iniciales de los edificios.

Arquiñejo & Velasquez, (2020), en su investigación “Evaluación de la interacción suelo estructura en una edificación de 4 pisos, en el distrito de Cercado de Lima”, determinó la magnitud de influencia de los esfuerzos sísmicos a la estructura modelo de edificación de 4 niveles, con zapatas aisladas, aplicando la interacción Suelo Estructura con el modelo dinámico de Barkan. Para ello, aplicó una comparativa entre el modelado convencional de la edificación basada en la basa empotrada según la NTP E030-2018, con el modelado considerando la flexibilidad de la cimentación para el tipo de interacción suelo-estructura. En ambos modelamientos se apoyaron del Software ETABS 2016.2.1.

Los resultados indicaron que las derivas máximas de entrepiso en ambas direcciones (X-X y Y-Y) fueron mayores en el primer piso, alcanzando 0.0071 y 0.00563 respectivamente para el modelo Barkan y la base empotrada en el eje (X-X), y 0.0031 y 0.00252 respectivamente en el eje (Y-Y). Obteniendo como conclusión, que al analizar la interacción suelo estructura en edificaciones de periodo corto, si bien el cortante es menor por el incremento del periodo, los desplazamientos de entrepiso se incrementan en mayor proporción, por lo que podría considerarse oportuno esta revisión para verificar si se seguirá cumpliendo con las exigencias de derivas máximas de entrepiso de la norma E-030.

Villarreal, (2020), en su libro “Interacción Sísmica Suelo- Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas”, describe los diferentes modelos dinámicos de interacción suelo – estructura entre ellos, el modelo en estudio D.D. Barkan-O.A. Savinov, que se vienen utilizando para modelar estructuras y llevar a cabo análisis en los que se considera el comportamiento flexible del suelo de fundación. De los planteamientos del autor, podemos concluir que la aplicación de múltiples modelos dinámicos en el análisis y modelado mediante software especializado es fundamental. Estos enfoques tienen en cuenta la flexibilidad de la base del suelo y resaltan la necesidad de incorporar estos análisis en la normativa peruana, con el fin de mejorar el control en el diseño de estos elementos frente a posibles eventos sísmicos.

2.3.3. A nivel Regional y/o Local

Benel & Rodríguez, (2025), en su investigación “Análisis del comportamiento estructural considerando interacción suelo estructura en el pabellón de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Jaén, 2023”, evaluaron los efectos al incorporar la interacción Suelo estructura (ISE) en el comportamiento estructural, mediante el modelamiento

sismorresistente en etabs.v.20.3.0 del pabellón de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Jaén. Emplearon una metodología descriptiva, no experimental de enfoque cuantitativo, aplicando el modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov al modelo de base empotrada. Como resultado, identificaron un incremento promedio de varios parámetros estructurales de los bloques como son: periodo 2.20% en el eje X-X y 2.86% en el eje Y-Y, fuerza en la base 2.02% en el eje X-X y 1.41% en eje Y-Y, las derivas en el eje X-X en 3.88% y en el eje Y-Y en 6.33% siendo la más significativa “losa 03” entre todos los bloques analizados. Los autores concluyeron que existen variaciones significativas al considerar la flexibilidad del suelo de fundación frente al modelo tradicional de base rígida.

Rodríguez (2024), en su investigación titulada “Comparación de la respuesta estructural de los pabellones E y F del SENATI Cajamarca usando diferentes modelos dinámicos de interacción suelo-estructura”, tuvo como objetivo analizar la respuesta estructural de los bloques E y F aplicando diversos modelos dinámicos de interacción suelo-estructura (ISE), entre ellos Barkan, la norma rusa SNIP 2.02, Ilichev, Sargsian y Winkler. Utilizó una metodología de análisis documental con un enfoque aplicativo y un diseño no experimental. Sus resultados mostraron que la respuesta estructural varía según el modelo de ISE empleado; en suelos de mayor rigidez, los valores tienden a coincidir con los obtenidos mediante la norma rusa, mientras que el modelo de Sargsian presentó incrementos significativos en esfuerzos axiales, torsión y desplazamientos, superando el límite permisible de deriva (0.007). El autor concluyó que los modelos de Barkan, Ilichev, Sargsian y la norma rusa incrementan la respuesta estructural en comparación con un sistema de empotramiento; sin embargo, las derivas obtenidas con los modelos de Sargsian e Ilichev no cumplen con los requisitos establecidos para los niveles 1 y 3, al exceder el límite máximo de deriva permitido.

Condorluicho, (2023), en su investigación “Influencia de la Interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de un edificio aporticado en Cajamarca”, determinó el modelo dinámico que tiene una mayor influencia de interacción suelo estructura en la respuesta dinámica de un edificio aporticado, para los modelos de Barkan y de la Norma Rusa. El investigador considero un edificio con un sistema estructural aporticado de cinco pisos, empleando información recopilada dada por el expediente técnico. En sus resultados muestran que el periodo fundamental se incrementó hasta 17%, la cortante basal se incrementó hasta 20%, así también, los desplazamientos y las derivas se incrementaron en hasta 60% y 46% respectivamente.

Por su parte Tapia, (2022), en su investigación titulada “Variación del comportamiento sísmico de un edificio de trece pisos con muros estructurales y platea de cimentación al incorporar la interacción Suelo–Estructuras en la Av. Tacabamba. Chota”, determino las variaciones en la respuesta estructural con y sin Interacción Suelo Estructura de una edificación con platea de cimentación para un tipo de suelo flexible. Su metodología es aplicada, de nivel descriptivo, diseño no experimental – transversal, con enfoque cuantitativo. El investigador empleo el software ETABS v18 para el modelado y los métodos de análisis estático, dinámico modal espectral y tiempo historia, para la inclusión de la interacción suelos-estructura aplico los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, A.E. Sargsian y N.G. Shariya. En sus resultados mostraron un incremento en las derivas de los modelos dinámicos (Barkan-Savinov, Norma Rusa, Sargsian y Shariya) frente al modelo empotrado en X e Y, y son: 254.76%, 152.90%, 365.86%, 346.43% y 92.27%, 50.71%, 297.72%, 258.03%, respectivamente; en el desplazamiento se obtuvo para X e Y un incremento del modelo empotrado frente a los dinámicos de 76.59%, 75.47%, 77.43%, 89.03% y 71.48%, 48.10%, 85.03%, 79.89%, respectivamente. Concluyendo que al realizar el análisis de

ISE, se aprecia que disminuyen las fuerzas internas de los elementos estructurales, aumentando los periodos, desplazamientos y derivas.

Pérez & Chugden, (2022), en su investigación “Análisis de interacción estática suelo-estructura mediante el modelamiento estructural sismorresistente de una edificación de 6 niveles, en la ciudad de Jaén-2022”, cuyo objetivo principal fue analizar la interacción estática suelo estructura mediante el modelamiento estructural sismorresistente en Etabs de una edificación de 6 niveles donde utilizaron la metodología básica descriptiva, la que permitió evaluar y fundamentar sistemáticamente los efectos de la interacción estática suelo estructura de una edificación de 6 niveles. Aplicando el modelo de Winkler evaluaron: los esfuerzos máximos, presiones máximas y asentamiento máximo. Se llegó a la conclusión de que la interacción entre el suelo y la estructura es fundamental en el proceso de evaluación y diseño estructural, es importante reconocer que ningún edificio puede separarse del suelo de fundación que lo sostiene. El modelo logró mejor redistribución de los esfuerzos en el interior del edificio y la cimentación, es decir, impacta directamente en el comportamiento estructural de la edificación, debido a que las derivas se maximizaron en los primeros pisos, evidenciando el impacto directo que tiene considerar un modelo sin empotramiento en la base en su dinámica estructural.

Bustamante, (2021), en su investigación “Comparación de los métodos de cálculo de Interacción suelo estructura con la NTP E-0.30. 2018, al determinar la respuesta estructural de la Torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca”, buscó comparar los modelos de cálculo Interacción Suelo Estructura con la Norma Técnica E. 030, al determinar qué modelo genera la mayor respuesta estructural en la Torre II de la Clínica Limatambo S.A.C Cajamarca. El investigador empleó el software ETABS v18 para el modelado y los métodos de análisis estático, dinámico modal espectral y tiempo historia,

para la inclusión de la interacción suelos-estructura aplico los modelos dinámicos D.D. Barkan-O.A. Savinov, Norma Rusa y la ASCE/SEI 41-17. En sus resultados mostraron que al incluir la interacción suelo estructura, en las columnas disminuyo la carga axial, se redujo la corte basal, los desplazamientos y los periodos de vibración aumentaron, y las derivas aumentaron, superando los parámetros establecidos por la norma E.030. Se concluyó que al comparar los modelos Interacción Suelo Estructura con la Norma técnica E.030 2018 el modelo que genera la mayor respuesta estructural, es el Modelo A.E Sargsian.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación política y geográfica del Edificio en Estudio

3.1.1. Ubicación política

| | | |
|--------------|---|---|
| Departamento | : | Cajamarca |
| Provincia | : | Jaén |
| Distrito | : | Jaén |
| Dirección | : | Calle Bracamoros, de la Hab. Urbanización “Pakamuros I”, Manzana “B” Lote N°05 con partida electrónica N°11033279 |

Tabla 1

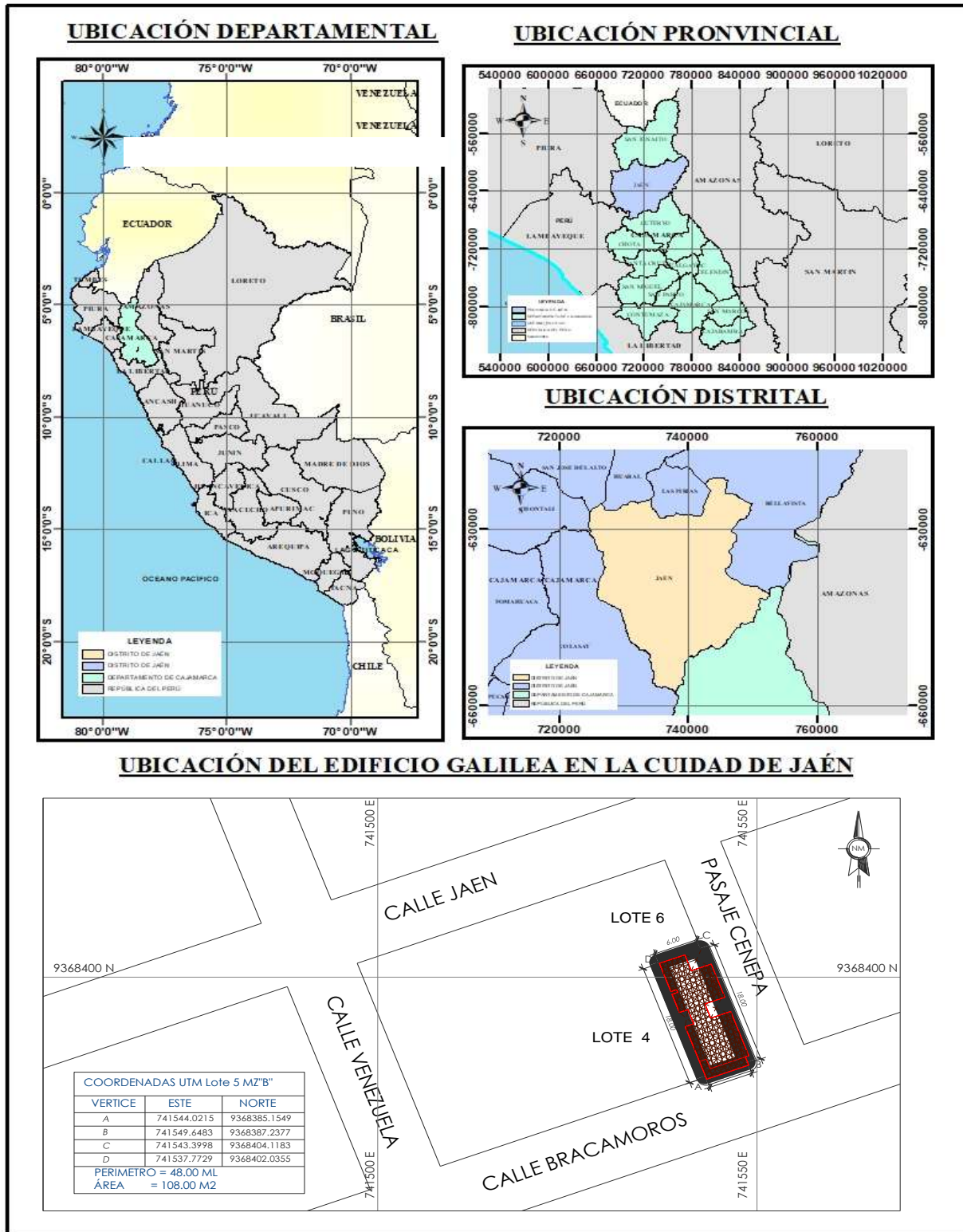
Ubicación geográfica del edificio Galilea en la ciudad de Jaén

| Cuidad | Coordenadas WGS 84 / UTM Zona 17S | | |
|--------|-----------------------------------|-------------|--------------|
| | Vértice | Este (m) | Norte (m) |
| Jaén | A | 741544.0215 | 9368385.1549 |
| | B | 741549.6483 | 9368387.2377 |
| | C | 741543.3998 | 9368404.1183 |
| | D | 741537.7729 | 9368402.0355 |

Nota. Esta tabla muestra los vértices y las coordenadas WGS 84 / UTM del edificio Galilea en la ciudad de Jaén.

Figura 1

Ubicación geográfica del proyecto



Nota. El edificio en estudio se encuentra ubicado en el distrito de Jaén, provincia Jaén, departamento Cajamarca en la calle Bracamoros y Pasaje Cenepa.

PRIMER NIVEL: Se ubica un ingreso, un jardín, un hall, una escalera, una sala, un comedor, una cocina, dos patios, una circulación, una lavandería, dos 3/4 de baño, dos dormitorios simples y un dormitorio principal.

SEGUNDO NIVEL: Se ubica una escalera, un hall, una terraza, una sala, un comedor, una cocina, una circulación, una lavandería, dos 3/4 de baño, dos dormitorios simples y un dormitorio principal.

TERCER, CUARTO Y QUINTO NIVEL: Se ubica una escalera, un hall, una terraza, una sala, un comedor, una cocina, cuatro jardineras, una circulación, una lavandería, dos 3/4 de baño, dos dormitorios simples y un dormitorio principal.

3.1.2. Especificaciones técnicas

La edificación tiene muros de ladrillo King Kong, colocados en aparejos de soga; columnas, vigas de concreto armado, tarrajeo frotachado, con un esfuerzo de concreto de 210 Kg/cm², techo aligerado, piso parquet de primera loseta, baños completos nacionales con mayólica o cerámica de color, puertas y ventanas de fierro, instalaciones eléctricas y sanitarias empotradas.

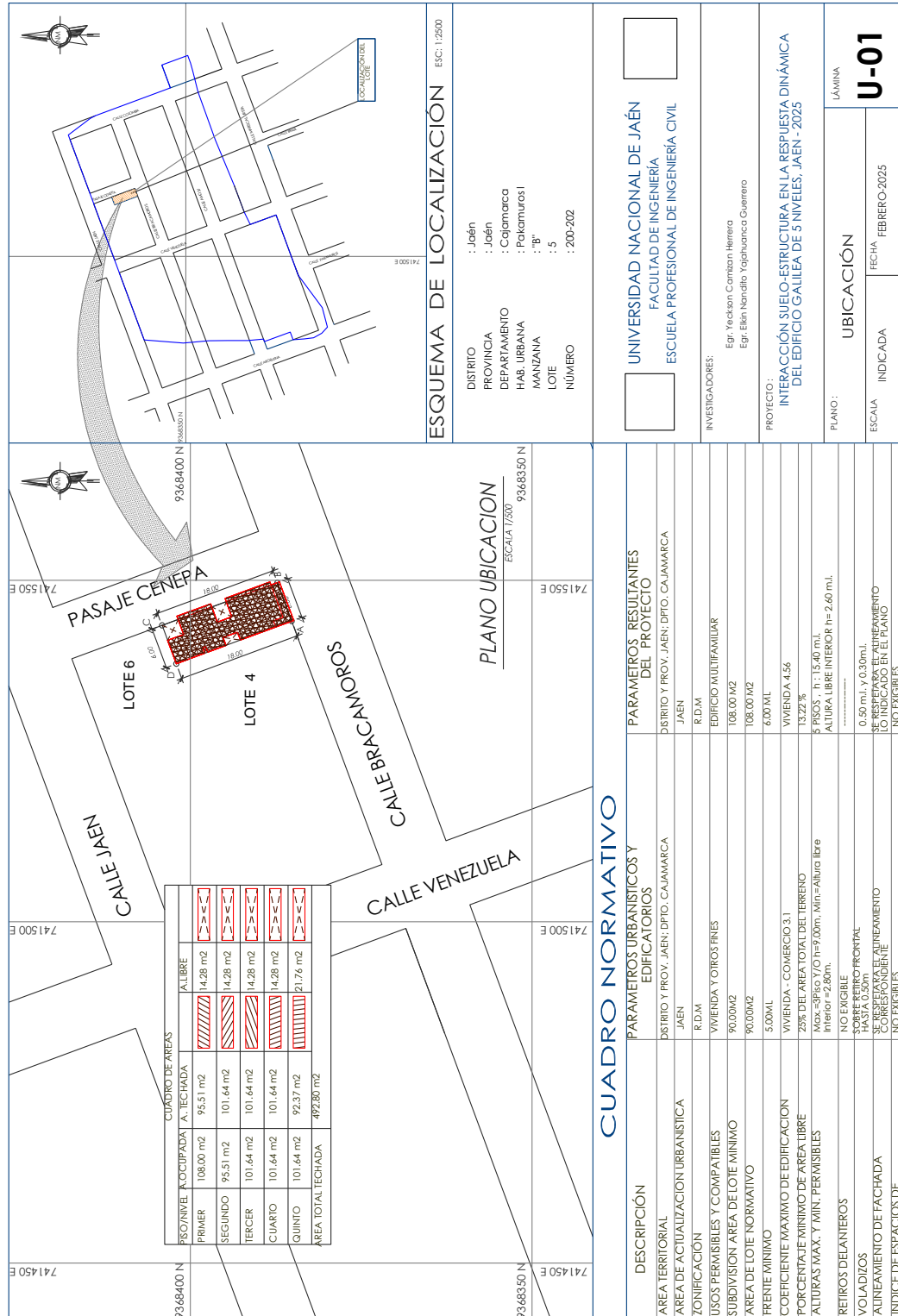
Tabla 2

Áreas del edificio en estudio

| Áreas de análisis descripción | Área |
|--|-----------------------------|
| Área del lote | 108.00 m ² |
| Primer nivel | 95.51 m ² |
| Segundo nivel | 101.64 m ² |
| Tercer nivel | 101.64 m ² |
| Cuarto nivel | 101.64 m ² |
| Quinto nivel | 92.37 m ² |
| Azotea | 108.00 m ² |
| Área total techada | 600.80 m² |

Nota. En la tabla se presenta las áreas del edificio por nivel, área de lote y área total techada

Figura 2
Esquema de ubicación del Proyecto



Nota. En la figura se puede apreciar el plano de ubicación y localización del edificio Galilea en la Ciudad de Jaén.

A continuación, se muestra las coordenadas UTM en el sistema WGS84 ubicado en la zona 17S. Con un área de 108 m² y un perímetro de 48 m.

Tabla 3

Coordenadas UTM del área en estudio

| COORDENADAS UTM LOTE 5 MZ "B" | | |
|--------------------------------------|-------------|--------------|
| VÉRTICE | ESTE | NORTE |
| A | 741544.0215 | 9368385.1549 |
| B | 741549.6483 | 9368387.2377 |
| C | 741543.3998 | 9368404.1183 |
| D | 741537.7729 | 9368402.0355 |
| PERIMETRO | 48.00 ML | |
| ÁREA | 108.00 M2 | |

Nota. Se presenta el perímetro, área y vértices del edificio en estudio.

3.2. Población, muestra y muestreo

3.2.1. Población

La población de una investigación es definida por (Carrasco, 2008) como “el conjunto de persona y lugar en donde se pondrá en práctica todos los instrumentos para poder obtener la información relevante y así llevar a cabo un mejor desarrollo del trabajo de investigación”.

En tal sentido en la presente investigación considera como población a los edificios de cinco niveles que presentan un sistema estructural Dual, ubicados en la urbanización de “Monterrico” de la ciudad de Jaén, los cuales tienen características similares en planta y altura. Se escoge esta urbanización residencial, porque en los últimos años se evidencian las múltiples construcciones de edificios de gran interés para futuras edificaciones en nuestra ciudad de Jaén.

3.2.2. Muestra

La muestra es definida por (Carrasco, 2008) como “Aquella fracción o proporción obtenida de un conglomerado o conjunto poblacional, con descripciones importantes con fines objetivos para la obtención de conclusiones y resultados positivos de la investigación y asimismo con la opción de poder generalizarse en toda la población que lo conforma”.

La muestra corresponde a los 5 niveles del edificio multifamiliar “Galilea” que presenta un Sistema estructural Dual, ubicado en la Calle Bracamoros, de la Hab. Urbana residencial “Pakamuros I”, Manzana “B” Lote N°05, sector Monterrico del distrito Jaén- provincia Jaén- departamento Cajamarca.

3.2.3. Muestreo

El muestreo de la presente investigación es de tipo no probabilístico por conveniencia, que es definido por Otzen y Manterola (2017) como aquel muestreo que “posibilita elegir casos característicos de una población restringiendo la muestra solo a estos casos”.

En tal sentido se seleccionará el edificio Galilea, debido a que presenta características que la diferencian de los otros edificios, tales como el número de niveles, teniendo un total de 5 niveles, lo cual ocasiona unas modificaciones en sus elementos estructurales; siendo estos aspectos claves para el desarrollo de nuestra investigación.

Tipo de investigación

3.3. Método

En esta investigación se empleará una investigación no experimental, de diseño cuantitativo, con alcance aplicativa – evaluativa. No experimental debido a que los datos

se tomarán de la realidad, para después analizarlos; cuantitativamente puesto que los datos se recopilaran y analizaran por medio de un modelado matemático; aplicativa-evaluativa, en base a que se buscará resolver un problema a través de conocimiento e información previa midiendo la eficacia de los resultados en relación a los objetivos que se ha planteado

3.4. Análisis de datos

Para el análisis de datos de este trabajo de investigación, se realiza el diseño de la edificación en el software Robot Structural Analysis teniendo en cuenta la normativa peruana E.030 Diseño Sismorresistente en tres enfoques analíticos: el modelo de base empotrada emplea el método convencional, el modelo de base rígida, y el modelo de base flexible. Y este último va incorporar a interacción suelo estructura., a través del modelo dinámico A.E Sargsien, que sus los valores de rigideces equivalentes en cuyo calculo intervienen factores propios de la cimentación y del suelo

Por medio de estos modelados se procesa los datos en el software Robot Structural Analysis, que al obtener los resultados en el software Excel se va verificando que cumpla con los objetivos planteados.

3.5. Técnicas

- Observación: A partir de la inspección de lugar, se procederá a la recolección de datos y registro fotográfico necesarios para la evaluación correspondiente.
- Modelamiento estructural: Se realizó el modelado mediante el software Robot Structural Analysis Professional 2025.

3.6. Instrumentos

- Software Robot Structural Analysis Professional 2025.
- Planos del Edificio.
- Microsoft Excel.
- NTE E.020 “Cargas”
- NTE E.030 “Diseño sismorresistente”.
- Ficha de observación de recolección de datos.

3.7. Procedimiento

Antes del análisis, se efectuó la validación del modelo estructural con el objetivo de asegurar la correspondencia entre el comportamiento numérico y las condiciones reales de la edificación. La geometría, secciones, materiales y condiciones de borde fueron verificadas con los planos estructurales originales del edificio Galilea.

3.7.1. Características del edificio

De acuerdo con la visita de campo, se ha recopilado información relevante sobre las principales características de sus elementos estructurales. Esto ha permitido verificar las dimensiones y cuantías en relación con lo establecido en los planos, asegurando la correspondencia entre el diseño original y la construcción ejecutadas.

Figura 3

Vista panorámica del edificio Galilea



Nota. Se aprecia la fachada lateral del edificio Galilea, ubicado en la ciudad de Jaén.

Figura 4

Elevación Frontal del edificio Galile



Nota. La figura presenta una vista frontal de la edificación destacando su altura y su configuración estructural.

a) Columnas

En el proyecto contempla en el primer y segundo nivel dos tipos de columnas rectangulares, así como también del tercer al quinto nivel se tiene el mismo tipo de columnas con diferente cuantía de aceros; esto se registra a continuación:

Tabla 4

Columnas de la edificación

| Tipo | Sección | Descripción | Ubicación |
|-------------|----------------|--------------------|------------------------|
| C1 | 35x65cm | Esquinada | 1-A;6-B |
| C2 | 35x60cm | Excéntricas | 2-B;3-A;3-B;4-A;5-A;5B |

Nota. Se identificaron 2 tipos de columnas principales, de 35x65cm y de 35x60cm, así como su respectiva ubicación en los ejes.

b) Vigas

Estos elementos estructurales lineales diseñado principalmente para resistir esfuerzos de flexión y corte, transmitiendo las cargas de los elementos que sostiene (losas, muros, entre otros) hacia los apoyos.

Tabla 5

Vigas principales y secundarias

| Tipo | Sección | Ubicación |
|-------------|----------------|------------------------------------|
| VA | 15x20cm | Eje 1'-1'; |
| VP 101 | 30x50cm | Eje 1-1; 2-2; 3-3; 4-4; 5-5; 6-6 |
| VP 102 | 25X45cm | Eje A-A; B-B |
| VP 103 | 30x35cm | Al centro entre los ejes 1-1 y 2-2 |
| VP 104 | 25x30cm | Al centro entre los ejes 1-2 |
| VCH 01 | 20x20cm | Al centro entre los ejes 3-3 y 4-4 |

Nota. Se puede evidenciar el tipo de vigas encontradas en la construcción del edificio Galilea, así como también se especifica las sección, ubicación y denominación de las mismas a lo largo de la estructura.

c) Losa Aligerada

Elemento estructural bidimensional, se caracteriza por reducir su peso propio mediante la inclusión de elementos de aligeramiento, sin comprometer su capacidad estructural.

Tabla 6

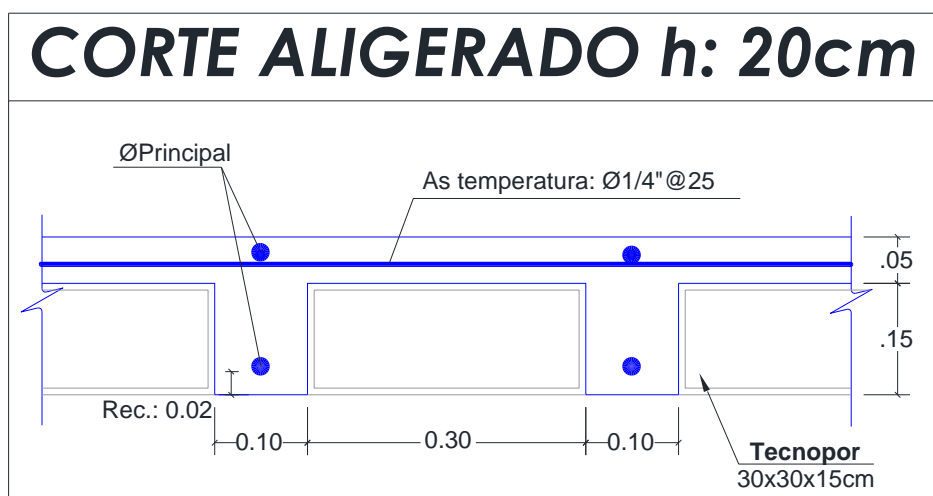
Características de losa aligerada e=20cm

| Tipo | Sección |
|-----------------|------------|
| Bloque Tecnopor | 30x30x15cm |
| Viguetas | 10x15cm |
| Losa | 5cm |

Nota. Se muestra los elementos que conforman la losa aligerada del proyecto.

Figura 5

Detalle de losa aligerada



Nota. Se muestra la representación gráfica de la losa aligerada con bloque de Tecnopor.

d) Parámetros Sísmicos

Se basa en una serie de parámetros que permiten evaluar su comportamiento ante movimientos sísmicos, asegurando su estabilidad y seguridad estructural. Estos parámetros son definidos por normativas sísmicas nacionales e internacionales y varían según la ubicación geográfica y las características del suelo y la estructura.

La norma E.030-2018 divide al territorio peruano en zonas sísmicas basadas en la actividad tectónica de cada región. La ciudad de Jaén se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, lo que implica la aplicación de factores de diseño más riguroso para garantizar la resistencia estructural de los edificios. Esta zonificación tiene como objetivo minimizar los efectos devastadores de los sismos en áreas vulnerables, incrementando el nivel de exigencia en edificaciones para reducir posibles daños estructurales (Quiñones et al., 2021)

- Zonificación Sísmica (Z)
- Clasificación del Suelo (S)
- Factor de Amplificación del Suelo (S)
- Factor de Uso o Importancia (U)
- Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R)
- Período Fundamental de la Estructura (T)
- Fuerza Cortante en la Base (V)
- Distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura

Figura 6*Mapa de Zonificación Sísmica del Perú*

Nota. En la Figura se puede apreciar el mapa de Zonificación Sísmica del Perú.

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 06. El Edificio en estudio se encuentra ubicado en el distrito de Jaén, provincia Jaén, departamento Cajamarca, por lo tanto, el factor de zona Z es igual a 2.

De acuerdo al EMS, donde se realizaron dos calicatas hasta una profundidad de 3.5m, a nivel de cimentación propuesta $d_f > 1.20m$ predominan suelos areno arcillosos a areno limosos tipo SM-SC de consistencia media con densidad de 1.6 a 1.9 gr/cm, ángulo de fricción 26 a 29°, cohesión de 0.05 a 0.07Kg/cm³, resistencia al corte de 0.49, Índice de Plasticidad de 10, estos suelos corresponden a un perfil de suelo tipo S3.

La capacidad de carga del terreno se ha determinado para las profundidades de cimentación (Df) de 1.00; 1.50 y 2.00m, y ancho de zapata (B) de 0.50; 0.75 1.00m. Para cimientos continuos y (B) de 1.00; 2.00 y 3.00m para cimientos cuadrados y para el caso de platea de cimentación, largo 18m, ancho 6.0m y profundidad df de 0.80m.

Las cargas admisibles determinadas varían de 0.68 a 1.10 Kg/cm para cimientos continuos y de 0.79 a 1.35 Kg/cm² en cimientos cuadrados, y en platea de cimentación 3.33Kg/cm².

Tabla 7

Parámetros sísmicos de la edificación en dirección X

| Parámetros Sísmicos - Dirección X-X | | |
|--|-----------|--------|
| Zonificación | Zona | 2 |
| | Z | 0.25 |
| | Suelo | S3 |
| Parámetros de Sitio | S | 1.40 |
| | Tp (seg) | 1.00 |
| | TL (seg) | 1.60 |
| | Tx (seg) | 0.470 |
| | C | 2.500 |
| Factor de Amplificación Sísmica | Categoría | C |
| | U | 1.00 |
| Uso | Dual | |
| | Ro | 7 |
| | Ia | 1.00 |
| Factor de Reducción Sísmica | Ip | 0.90 |
| | R | 6.30 |
| | ZUCS/R | 0.1389 |

Nota. Se muestra los parámetros de análisis en la dirección X.

Tabla 8*Parámetros sísmicos de la edificación en dirección Y*

| Parámetros Sísmicos - Dirección Y-Y | | |
|--|-----------|--------|
| Zonificación | Zona | 2 |
| | Z | 0.25 |
| | Suelo | S3 |
| Parámetros de Sitio | S | 1.40 |
| | Tp (seg) | 1.00 |
| | TL (seg) | 1.60 |
| | Ty (seg) | 0.59 |
| | C | 2.500 |
| Factor de Amplificación Sísmica | Categoría | C |
| | Uso | U |
| Factor de Reducción Sísmica | Dual | |
| | Ro | 7 |
| | Ia | 1.00 |
| | Ip | 0.90 |
| | R | 6.30 |
| ZUCS/R | | 0.1389 |

Nota. Se muestra los parámetros de análisis en la dirección Y.

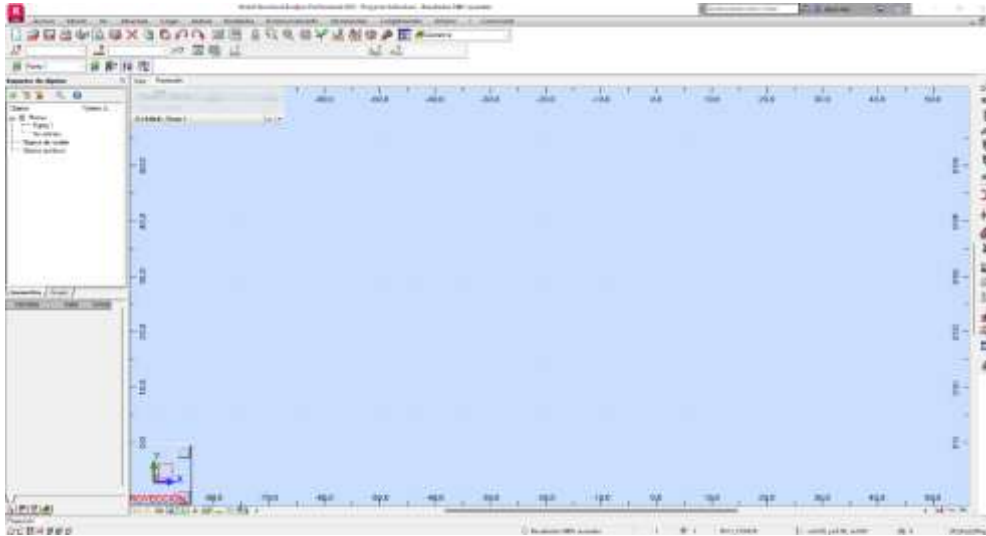
3.7.2. Modelamiento estructural del edificio

3.7.2.1. Interfaz Robot Structural Analysis Professional 2025

Autodesk Robot Structural Analysis Professional es un software de análisis y diseño estructural avanzado. Permite evaluar el comportamiento de edificaciones y obras civiles bajo cargas estáticas y dinámicas, incluyendo cargas sísmicas y de viento.

Figura 7

Interfaz del software Robot Structural Analysis Professional 2025

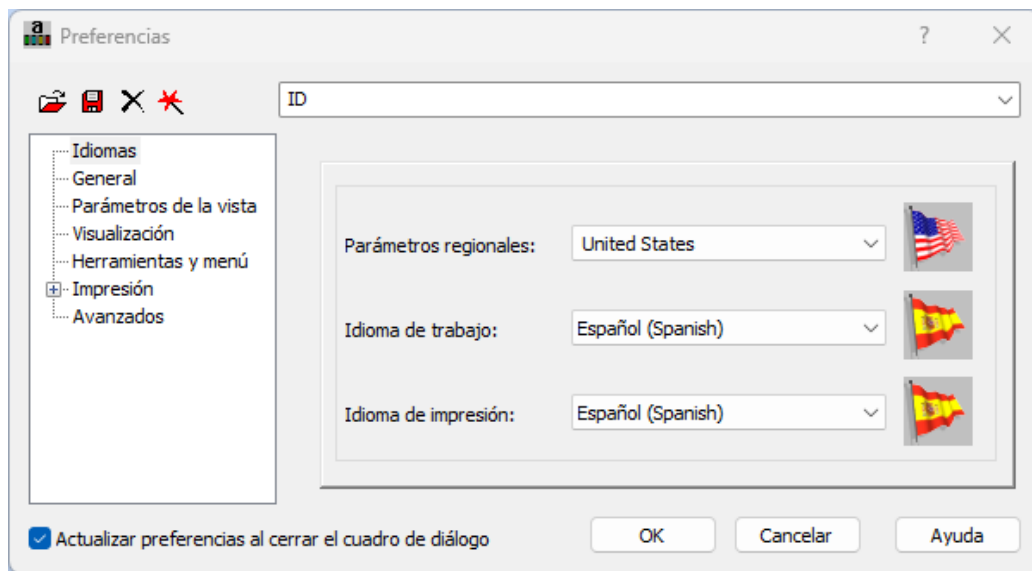


Nota. La figura muestra el entorno de la ventana del software de diseño.

3.7.2.2. Configuración de idioma del modelo

Figura 8

Configuración general para iniciar con el proyecto

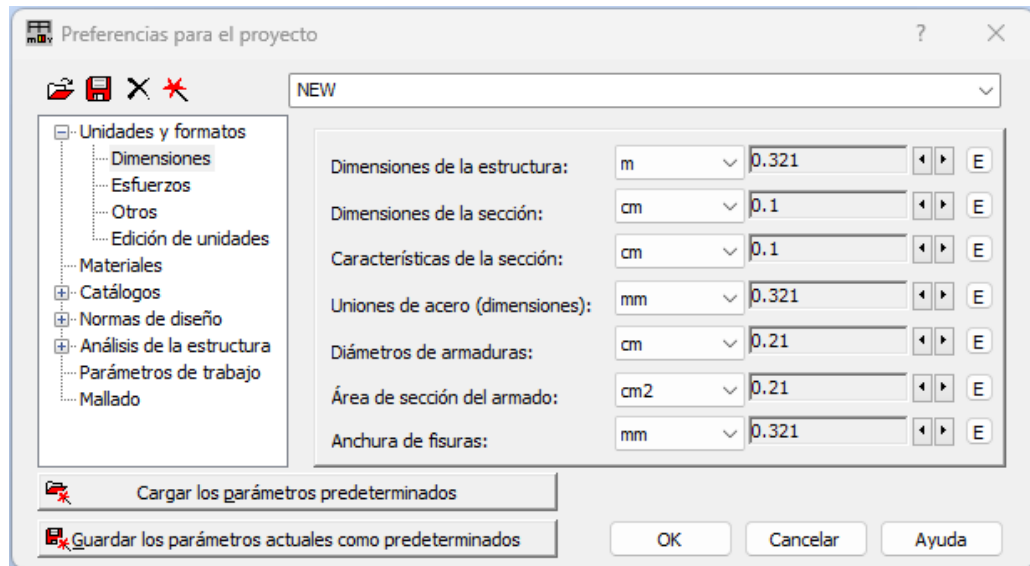


Nota. La figura evidencia el cambio de parámetros, así como el idioma de trabajo e impresión.

3.7.2.3. Configuración de unidades

Figura 9

Configuración de unidades



Nota. Se muestra el cambio de unidades por defecto del software a unidades locales, en el cual se evidencia la precisión de los datos de entrada de dos y tres decimales.

3.7.2.4. Creación de materiales

Figura 10

Definición de material concreto f_c 210 kg/cm²

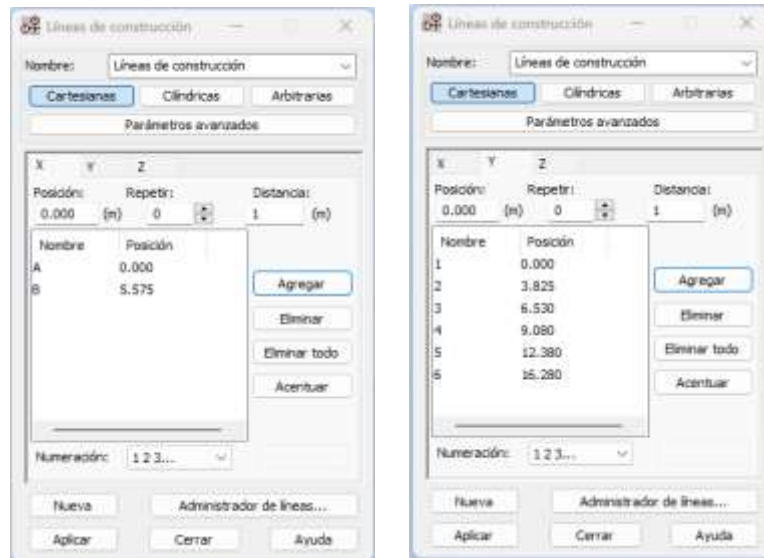


Nota. Se muestra la creación del material de concreto con resistencia 210 kg/cm², el módulo de elasticidad del concreto, módulo de Young, entre otros en los que se ingresaron los datos con una precisión de dos decimales.

3.7.2.5. Creación de ejes

Figura 11

Creación de ejes en la dirección X e Y



Nota. Se muestra la creación del material de concreto con resistencia 210 kg/cm²

3.7.2.6. Creación de plantas

Figura 12

Creación de las plantas del edificio

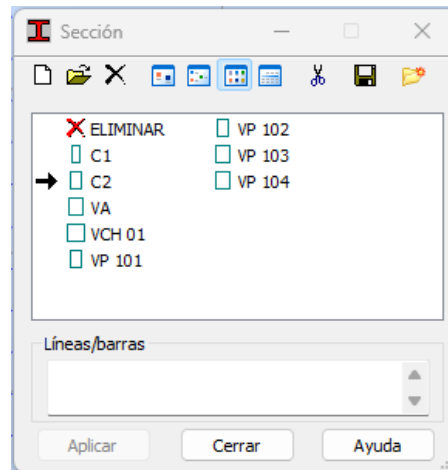


Nota. La figura muestra la configuración vertical de los 5 niveles del edificio ubicado en la ciudad de Jaén.

3.7.2.7. Creación de secciones (columnas y vigas)

Figura 13

Creación de elementos estructurales columnas y vigas

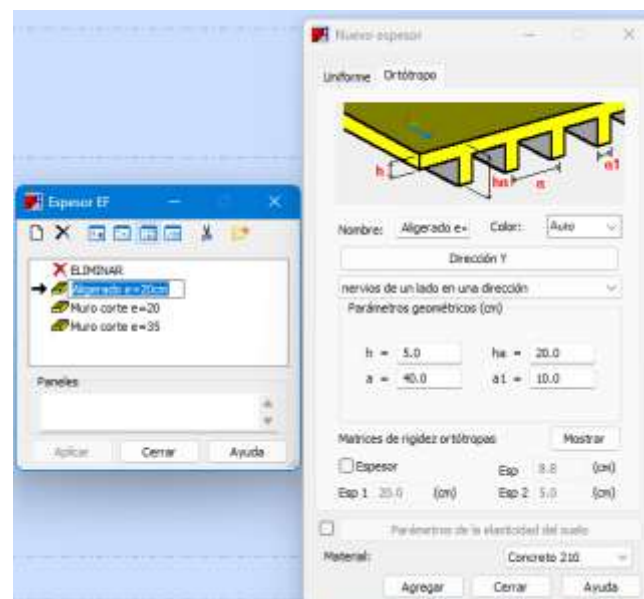


Nota. Se muestra la creación de elementos estructurales correspondientes a las vigas principales, secundarias y aleras, además de las columnas y muros de corte.

3.7.2.8. Creación de losa aligerada

Figura 14

Creación de losa aligerada con espesor 20cm

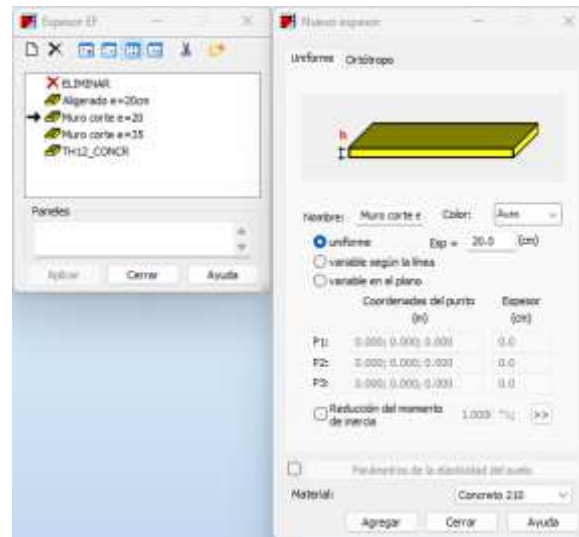


Nota. Se muestra las características geométricas de losa aligerada que tiene un peralte de 20cm y resistencia a la compresión de 210 kg/cm².

3.7.2.9. Creación de muro de concreto armado

Figura 15

Creación de muros de corte

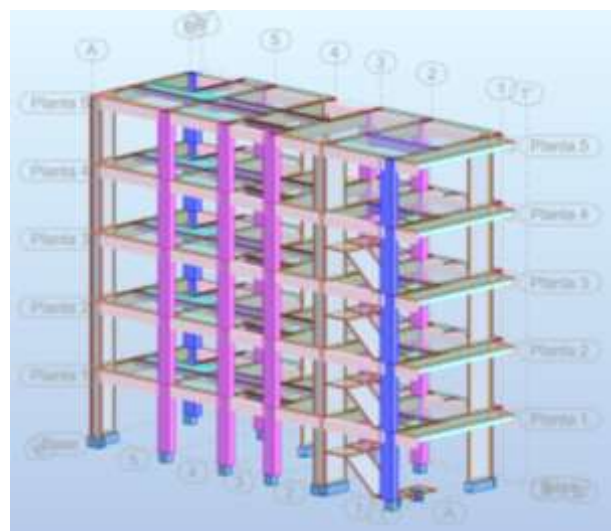


Nota. Se muestra el procedimiento para la creación de los muros de corte de o placas del proyecto.

3.7.2.10. Modelamiento de la edificación

Figura 16

Modelamiento 3D



Nota. Se muestra la idealización de la edificación en base al sistema dual en el eje X y pórticos en el eje Y, según los planos estructurales y las especificaciones técnicas.

3.7.2.11. Creación de los casos de cargas

Figura 17

Creación de casos de cargas.

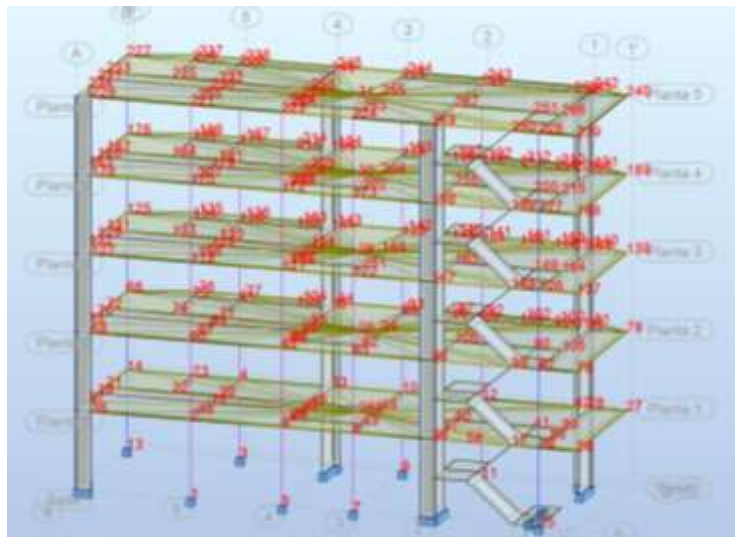


Nota. Se muestra la ventana de definición de casos de carga del software estructural: PP (peso propio), CM (carga muerta adicional), CV (carga viva) y Modal, cada uno con su tipo y método de análisis correspondiente.

3.7.2.12. Asignación de diafragmas rígidos

Figura 18

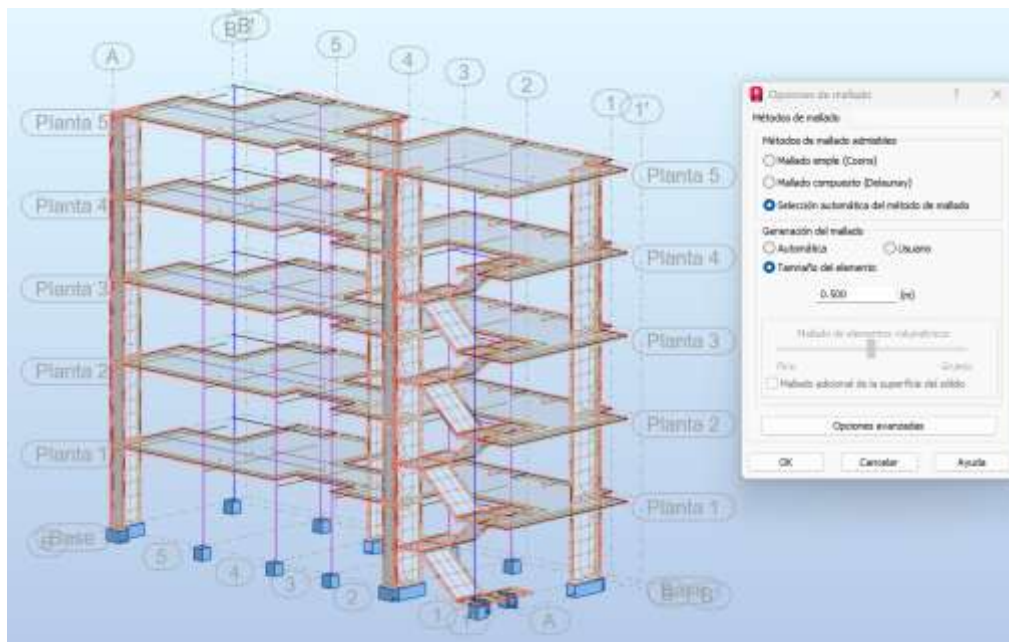
Creación y asignación de diafragmas rígidos.



Nota. Se muestra el modelo estructural 3D donde se realiza la creación y asignación de diafragmas rígidos en cada nivel, garantizando el comportamiento uniforme de los pisos ante cargas laterales.

Figura 19

Mallado de losas y muros de corte.



Nota. Se muestra el mallado de losas y muros de corte para generar una correcta discretización de elementos y mejorar la precisión del análisis estructural.

3.7.3. *Metrado de cargas para asignación*

- a. Metrado de carga viva

Tabla 9

Distribución de cargas vivas mínimas repartidas

| OCUPACIÓN O USO | CARGAS REPARTIDAS |
|------------------------|--|
| | kPa (Kgf/m ²) |
| Viviendas | 2,0 (200) |
| Corredores y escaleras | 2,0 (200) |
| Carga de techo | Techo < 3° de inclinación 1,0 kPa (100) |
| Barandas escalera | 0.30 (30) |

Nota. Se muestra los valores de las cargas vivas mínimas repartidas a asignar a la edificación estructurada.

b. Medrado de carga muerta

Tabla 10

Peso unitario de los materiales de los elementos estructurales.

| Material o elemento | Peso Unitario |
|-----------------------------------|--|
| Concreto Armado | 2.40 tn/m ³ |
| Losa Aligerada(h=cm) | 0.20 tn/m ² |
| Piso Terminado(e=5cm) | 0.10 tn/m ² |
| Tabiquería (Unidad Hueca Tubular) | 14kg(m ² xcm ²) |
| Tabiquería móvil | 0.10 tn/m ² |
| Agua dulce | 1.00 tn/m ³ |
| Tierra | 1.19 tn/m ³ |

Nota. Se muestra los valores de peso unitario de los materiales para el medrado de cargas y posteriormente asignarlo a la estructura.

– **EJE “A”:**

Figura 20

Medrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 1-2.

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS EJE: 1-2 | | | |
|--|---|------------------------|-------------------|
| V (25X45) | | | |
| Espesor | = | 0.15 m | |
| Altura | = | 2.35 m | |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ | |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m | |
| | | 0.476 tonf/m | |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 | m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 | kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 | kg/m |
| Carga a Asignar | = | 548 kg/m | |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al medrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x0.45 m en el eje 1-2.

Figura 21

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 2-3

| MURO DE ALBAÑILERÍA SOBRE VIGAS PERALTADAS EJE: 2-3 | | | |
|--|---|------------------------|-------------------|
| V (25X45) | | | |
| Espesor | = | 0.15 m | |
| Altura | = | 2.35 m | |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ | |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m | |
| | | 0.476 tonf/m | |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 | m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 | kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 | kg/m |
| Carga a Asignar | = | 548 kg/m | |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x.0.45 m en el eje 2-3.

Figura 22

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 3-4

| MURO DE ALBAÑILERÍA SOBRE VIGAS PERALTADAS EJE: 3-4 | | | |
|--|---|------------------------|-------------------|
| V (25X45) | | | |
| Espesor | = | 0.15 m | |
| Altura | = | 2.35 m | |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ | |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m | |
| | | 0.476 tonf/m | |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 | m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 | kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 | kg/m |
| Carga a Asignar | = | 548 kg/m | |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x.0.45 m.

Figura 23

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 4-5

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 4 - 5 |
|---|---|----------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 2.35 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m 0.476 tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 kg/m |
| Carga a Asignar | = | 548 kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x0.45 m.

Figura 24

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 5-6

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 5-6 |
|---|---|----------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 2.35 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m 0.476 tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 kg/m |
| Carga a Asignar | = | 548 kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x0.45 m.

– EJE “B”:

Figura 25

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 1-2

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 1 - 2 |
|---|---|----------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 0.90 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 182 kg/m 0.182 tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 kg/m |
| Carga a Asignar | = | 254 kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x0.45 m.

Figura 26

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 2-3

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 2 - 3 |
|---|---|----------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 0.90 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 182 kg/m 0.182 tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 kg/m |
| Carga a Asignar | = | 254 kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x0.45 m.

Figura 27

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 4-5

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 4 - 5 |
|---|---|----------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 2.35 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m 0.476 tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 kg/m |
| Muro de ventana baja | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 0.90 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 182 kg/m 0.182 tonf/m |
| Carga Asignar | = | 730 Kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x.0.45 m.

Figura 28

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 3-4

| MURO DE ALBAÑILERIA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 3 - 4 |
|---|---|------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 0.90 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 182 kg/m |
| Carga a Asignar | = | 182 kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x.0.45 m.

Figura 29

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en el eje A y eje 5-6

| MURO DE ALBAÑILERÍA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 5 - 6 |
|---|---|------------------------|
| V (25X45) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 2.35 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 476 kg/m |
| Muro de celosía de ladrillo | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 0.90 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 182 kg/m |
| | | 0.182 tonf/m |
| Carga Asignar | = | 658 Kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.25x.0.45 m.

Figura 30

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en dirección X (eje 1-1)

| MURO DE ALBAÑILERÍA SOBRE VIGAS PERALTADAS | | EJE: 1 - 1 |
|---|---|----------------------------|
| V (30x50) | | |
| Espesor | = | 0.15 m |
| Altura | = | 2.30 m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 466 kg/m |
| | | 0.466 tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 kg/m |
| Carga a Asignar | = | 538 kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.30x.0.50 m.

Figura 31

Metrado de carga muerta de muro de albañilería en dirección X (eje 6-6)

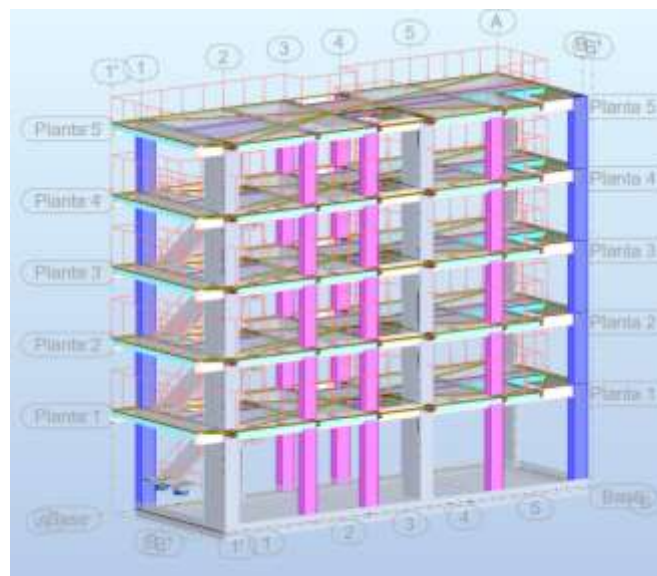
| MURO DE ALBAÑILERÍA SOBRE VIGAS PERALTADAS EJE: 6 -6 | | | |
|---|---|-------------|-------------------|
| V (30x50) | | | |
| Espesor | = | 0.15 | m |
| Altura | = | 2.30 | m |
| Peso Esp. De Albañilería | = | 1350 | Kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 466 | kg/m |
| | | 0.466 | tonf/m |
| COLUMNA DE CONFINAMIENTO | | | |
| Sección de col. | = | 0.15 x 0.20 | m ² |
| Peso Unitario del concreto | = | 2400 | kg/m ³ |
| Carga Distribuida | = | 72 | kg/m |
| Carga a Asignar | = | 538 | kg/m |

Nota. Se muestra la carga lineal a asignar correspondiente al metrado de muro de albañilería sobre la viga peraltada de 0.30x0.50 m.

3.7.4. Asignación de cargas

Figura 32

Asignación de cargas a la estructura



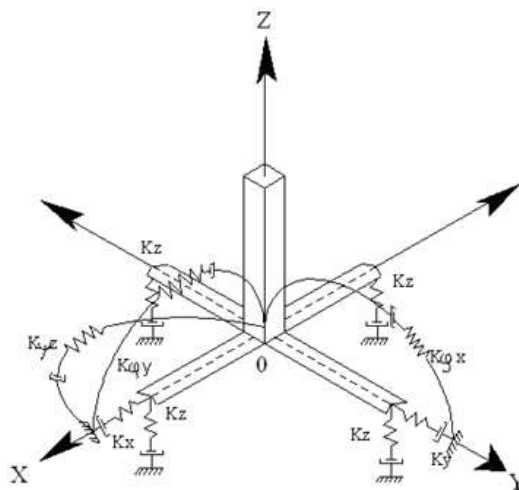
Nota. Se muestra el modelado estructural con asignación de cargas lineales y superficiales aplicadas sobre losas de entrepiso y la escalera, representando las acciones de peso propio y sobrecargas de uso para el análisis estructural.

3.7.5. Rigidez en los apoyos por el modelo dinámico A.E Sargsian

De acuerdo al libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” del Ph.D. Genner Villarreal Castro.

Figura 33

Interacción Suelo Estructura en zapata



Nota. Se muestra el modelo dinámico de interacción sísmica suelo-cimentación superficial-superestructura.

Calculamos las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales por la fórmula 2.15 de la pag. 36 del libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” del Ph.D. Genner Villarreal Castro.

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu_s) E_s}{(1 + \mu_s)(1 - 2\mu_s) \rho_s}$$

$$C_2^2 = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s) \rho_s}$$

Donde:

C_1 = velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación

C_2 = velocidad de propagación de las ondas transversales

E_s = módulo de elasticidad de la base de fundación

μ_s = coeficiente de Poisson del suelo

ρ_s = densidad del suelo

A través de la fórmula 2.14 de la pág. 36 del mismo libro, calculamos los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z , kN/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x , kN/m (T/m); compresión elástica no uniforme, K_{φ} , kN.m (T.m).

$$K_x = K_y = \frac{28.8 (1 - \mu_s^2) \cdot \rho_s \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi(7 - 8\mu_s)}$$

$$K_z = \frac{\rho_s \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\emptyset(1 - \mu_s^2)}$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8.52 \cdot \rho_s \cdot C_2^2 \cdot I_x}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{A}}$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8.52 \cdot \rho_s \cdot C_2^2 \cdot I_y}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{A}}$$

Donde:

K_x = coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme en X

K_y = coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme en Y

K_z = coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme

$K_{\varphi x}$ = coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme alrededor del eje

X

$K_{\phi y}$ = coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme alrededor del eje

Y

$$\phi = 0,833$$

A = área de la base de la cimentación (A.B)

$$I_x = \text{momento de inercia alrededor del eje X} = \frac{a.b^3}{12}$$

$$I_y = \text{momento de inercia alrededor del eje Y} = \frac{b.a^3}{12}$$

Velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales

Por presentar un suelo de perfil S_3 $\mu_s = 0.20$

$$\text{Módulo de elasticidad del suelo } E_s = 1000 \frac{Tn}{m^2} = 9.8 * 10^6 \frac{kg}{m.s^2}$$

$$\text{Densidad del suelo de fundación } \rho_s = 1.60 \frac{Tn}{m^3}$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - \mu_s)E_s}{(1 + \mu_s)(1 - 2\mu_s) \rho_s}}$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0.20)9.8 * 10^6 \frac{kg}{m.s^2}}{(1 + 0.20)(1 - 2 * 0.20)1.60 \frac{Tn}{m^3}}}$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0.20)9.8 * 10^3 m^2}{(1 + 0.20)(1 - 2 * 0.20)1.60 s^2}}$$

$$C_1 = 82.49 \text{ m/s}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{E_s}{2(1 + \mu_s) \rho_s}}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{9.8 * 10^6 \frac{kg}{m \cdot s^2}}{2(1 + 0.20)1.60 \frac{Tn}{m^3}}}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{9.8 * 10^3 m^2}{2(1 + 0.20)1.60 s^2}}$$

$$C_2 = 50.51 m/s$$

Coefficientes de rigidez **K_x**, **K_y**, **K_z**, **K_{φx}**, **K_{φy}**:

$$K_x = K_y = \frac{28.8 (1 - \mu_s^2) \cdot \rho_s \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi(7 - 8\mu_s)}$$

$$K_x = K_y = \frac{28.8 (1 - 0.20^2) * 1.60 * (50.51)^2 \cdot \sqrt{108}}{\pi(7 - 8 * 0.20)}$$

$$K_x = K_y = 69136.38 Tn/m$$

$$K_z = \frac{\rho_s \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\phi(1 - \mu_s^2)}$$

$$K_z = \frac{1.60(82.49)^2 \cdot \sqrt{6 * 18}}{0.833(1 - 0.20^2)}$$

$$K_z = 141487.55 Tn/m$$

$$K_{\phi x} = \frac{8.52 \cdot \rho_s \cdot C_2^2 \cdot I_x}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{A}}$$

$$K_{\phi x} = \frac{8.52 * 1.60 \cdot (50.51)^2 \cdot 2916}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - 0.20) \cdot \sqrt{6 * 18}}$$

$$K_{\phi x} = 6882164.25 Tn \cdot m$$

$$K_{\phi y} = \frac{8.52 \cdot \rho_s \cdot C_2^2 \cdot I_y}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{A}}$$

$$K_{\phi y} = \frac{8.52 * 1.60 * (50.51)^2 * 324}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.20) * \sqrt{6} * 18}$$

$$K_{\phi y} = 764684.92 \text{ Tn. m}$$

3.7.6. Métodos de análisis sísmico

3.7.6.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

En las tablas 4 y 5 se muestra los parámetros de la Norma E 0.30 del 2018 de “Diseño sismorresistente”, teniendo en cuenta que Jaén está ubicado en la Zona 2.

Del análisis modal hecho en Robot Structural, se obtuvo los periodos fundamentales para cada dirección de análisis, “X, Y”:

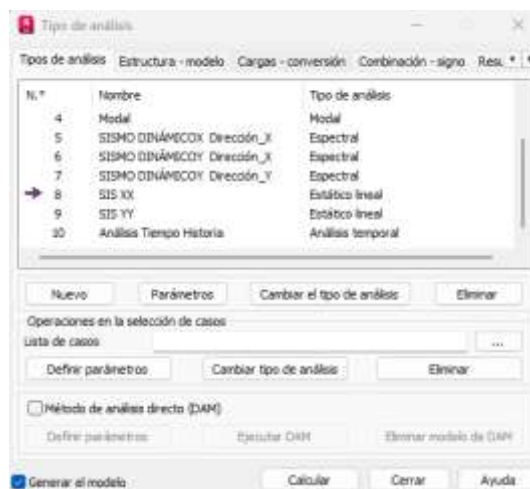
$$T_x = 0.485 \text{ segundos}$$

$$T_y = 0.485 \text{ segundos}$$

Se asignan los casos de carga para los sismos estáticos en X y en Y, donde por defecto asigna la masa sísmica definida previamente.

Figura 34

Creación del tipo de análisis Estático lineal.



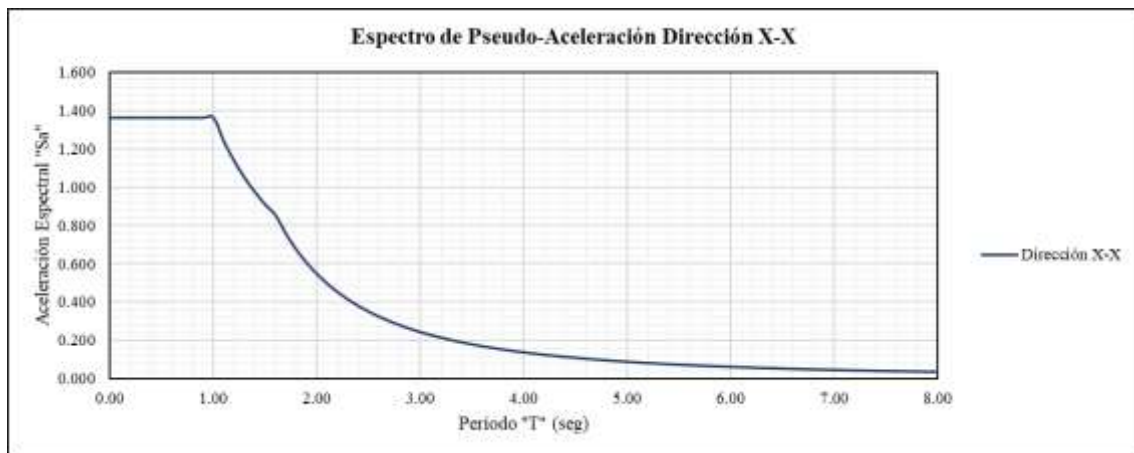
Nota. En la imagen se muestra la creación de los casos de análisis 8 y 9 correspondientes análisis estático.

3.7.6.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

Se construyó el espectro de Pseudo aceleraciones, teniendo como base los parámetros presentados las tablas N°4 y N°5, puesto que estamos analizando la estructura tanto en la dirección X y Y.

Figura 35

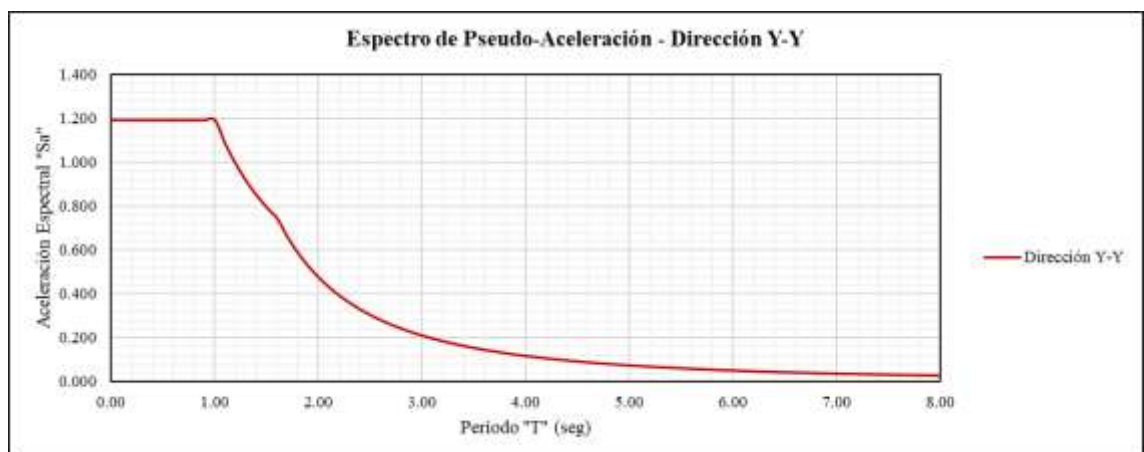
Espectro de Pseudo-Aceleración en la dirección X-X



Nota. Nota. Se muestra la gráfica correspondiente a los valores tabulados de parámetros sísmicos.

Figura 36

Espectro de Pseudo-Aceleración en la dirección Y-Y.



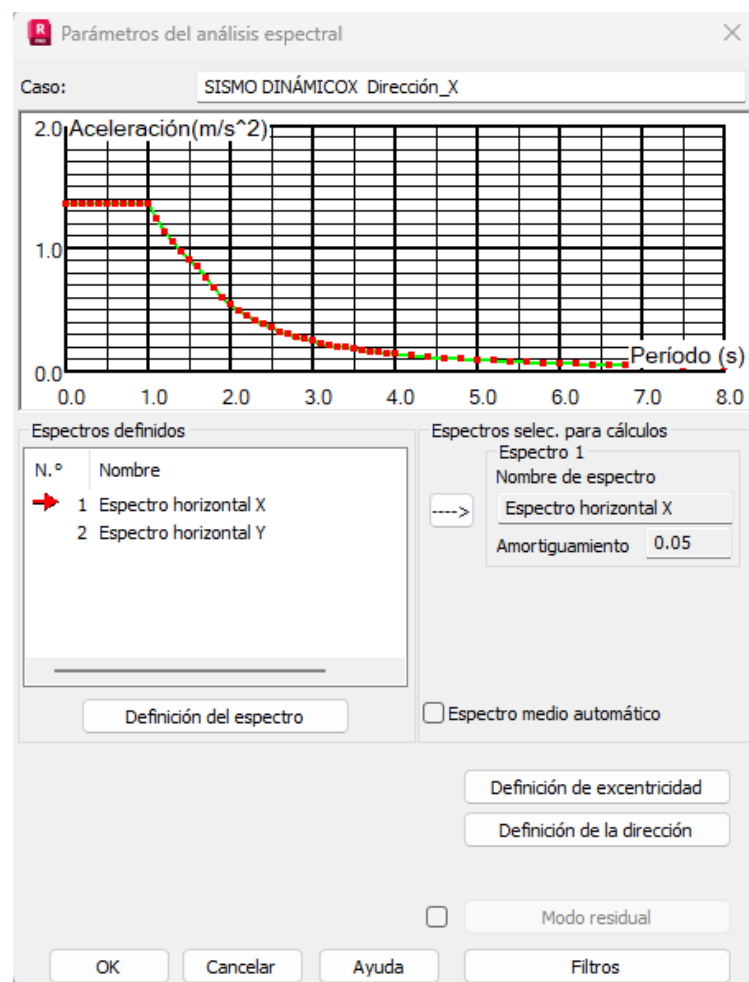
Nota. Se muestra la gráfica correspondiente a los valores tabulados de parámetros sísmicos en la dirección Y-Y. Donde se observa que la aceleración espectral es constante

de aproximadamente 1.200 cm/s² desde 0 hasta 1 segundo, Luego hay un descenso pronunciado en la aceleración conforme aumenta el periodo.

Con base a los datos del espectro de diseño, se procede a definir dicha función del sismo dinámico modal espectral (SDME) para los sentidos X, Y, teniendo en cuenta una excentricidad accidental del 5%.

Figura 37

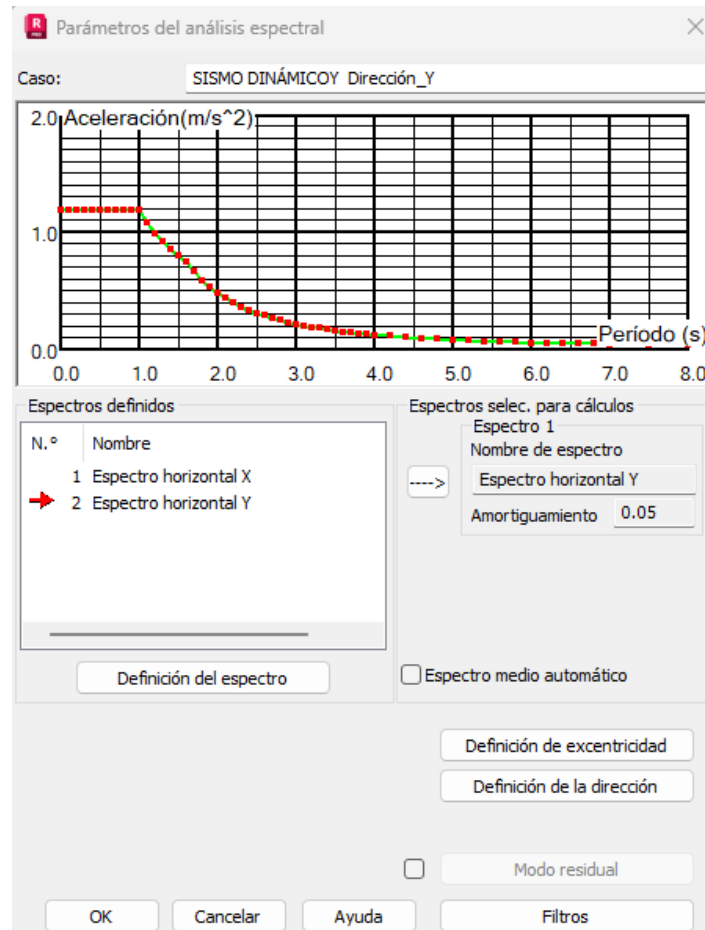
Sismo Dinámico modal espectral en la dirección X con excentricidad accidental del 5%.



Nota. Se muestra los datos correspondientes a la inserción del espectro escalado para realizar el análisis Dinámico.

Figura 38

Sismo dinámico modal espectral en la dirección Y con excentricidad accidental del 5%.



Nota. Se muestra los datos correspondientes a la inserción del espectro escalado para realizar el análisis Dinámico.

De esta manera ya tenemos el análisis dinámico modal espectral, los resultados se muestran en el ítem 4.

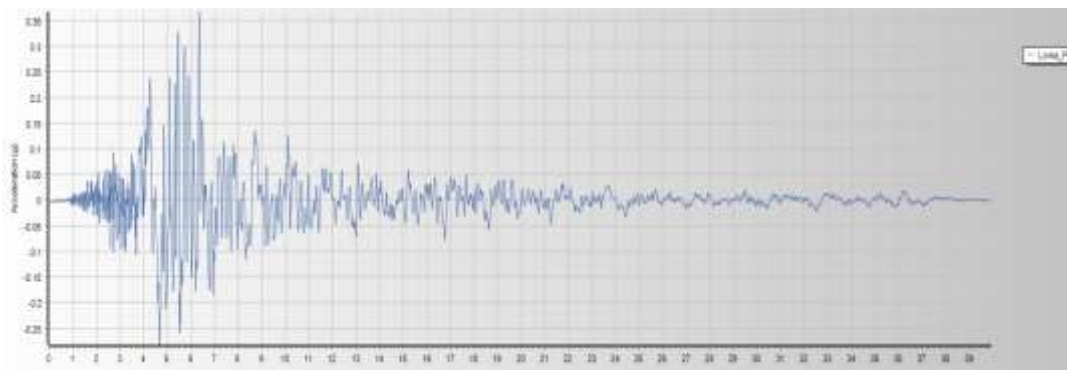
3.7.6.3. Análisis Dinámico Tiempo-Historia

Para este análisis se usó el registro sísmico del terremoto de Loma Prieta ocurrido el 17 de octubre de 1989 en California, EE. UU.

Primeramente, los datos fueron tratados para ser corregidos por línea base para luego ser escalados al espectro objetivo (Espectro elástico de pseudo aceleraciones) para lo cual se usó el programa SeismoMatch.

Figura 39

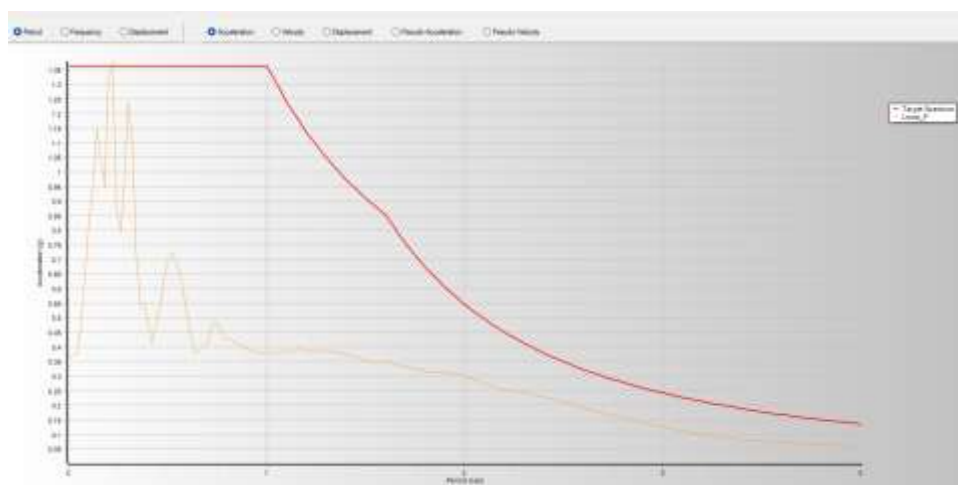
Acelerograma de movimiento del sismo registro Loma Prieta



Nota. Se muestra el acelerograma de movimiento del sismo registrado a usar.

Figura 40

Escalamiento del sismo Loma Prieta

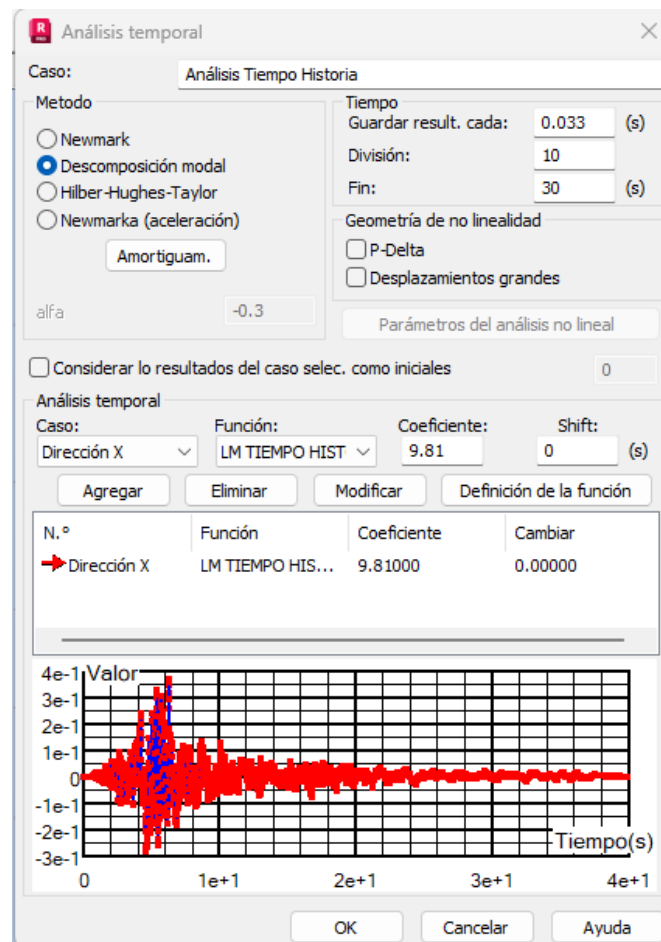


Nota. Se observa el escalamiento del acelerograma (sismo Loma Prieta) al espectro Pseudo aceleración de la edificación con valor de amortiguamiento del 5%.

Seguidamente se define la función para el análisis Tiempo Historia, para esto usamos el registro sísmico en la dirección X.

Figura 41

Espectro para análisis Tiempo-Historia



Nota. Se muestra la creación del tipo de análisis tiempo historia mediante descomposición modal usando la dirección más desfavorable para el análisis.

3.7.6.4. Verificación del sistema estructural según norma E-030.

Se verifica el sistema estructural teniendo en cuenta el artículo 16.1 de la norma E.030.

Sistema de Pórticos → $V_{columnas} > 80\%$

Sistema Dual → $20\% < V_{muros} < 70\%$

Sistema de Muros Estructurales → $V_{muros} > 70\%$

Ejecutado el primer análisis se verifica la cantidad de fuerza cortante absorbida por nuestros elementos estructurales (columnas y muros estructurales)

Tabla 11

Fuerza por nivel debido al sismo estático en dirección de análisis X

| Caso/Planta | FX (tf) | FY (tf) | FX para los pilares (tf) | FX para los muros (tf) | FY para los pilares (tf) | FY para los muros (tf) |
|--------------------|----------------|----------------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 144.10 | 0.00 | 18.51 | 125.60 | -1.28 | 1.28 |
| 2 | 133.36 | 0.00 | 47.66 | 85.70 | -0.30 | 0.30 |
| 3 | 114.15 | 0.00 | 46.80 | 67.35 | 0.75 | -0.75 |
| 4 | 85.24 | 0.00 | 42.14 | 43.10 | 1.77 | -1.77 |
| 5 | 46.40 | 0.00 | 43.85 | 2.55 | 1.82 | -1.82 |

Nota. Se muestra las fuerzas sísmicas por nivel a causa del sismo estático en la dirección X. En el primer nivel se obtiene una fuerza total de 144 tf.

Del análisis sísmico en dirección X, se calcula la cantidad de fuerza cortante absorbida por cada entrepiso tanto para columnas, así como para muros estructurales.

Tabla 12

Fuerza cortante absorbida por las columnas debido a sismo en dirección X.

| PISO | FX | VX |
|-------------|-----------|-----------|
| 5 | 43.85 | 43.85 |
| 4 | 42.14 | 85.99 |
| 3 | 46.80 | 132.79 |
| 2 | 47.66 | 180.45 |
| 1 | 18.51 | 198.96 |

Nota. Se muestra la sumatoria de fuerzas cortantes actuantes en cada nivel de la estructura debido a la actuación del sismo estático en dirección de análisis X, siendo el primer piso donde se concentra la mayor cantidad correspondiente a 198.96 tf.

Tabla 13

Fuerza cortante absorbida por los muros estructurales debido a sismo en dirección X.

| PISO | FX | VX |
|-------------|-----------|-----------|
| 5 | 2.55 | 2.55 |
| 4 | 43.10 | 45.65 |
| 3 | 67.35 | 113.00 |
| 2 | 85.70 | 198.69 |
| 1 | 125.60 | 324.29 |

Nota. Se muestra la sumatoria de fuerzas cortantes actuantes en los muros en cada nivel debido al sismo estático en dirección de análisis X, siendo el primer piso donde se concentra la mayor cantidad correspondiente a 324.29 tf.

Tabla 14

Fuerza por nivel debido al sismo estático en dirección de análisis Y.

| Caso/Planta | FX (tf) | FY (tf) | FX para los pilares (tf) | FX para los muros (tf) | FY para los pilares (tf) | FY para los muros (tf) |
|--------------------|----------------|----------------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 0.00 | 144.10 | -0.85 | 0.85 | 82.65 | 61.46 |
| 2 | 0.00 | 133.36 | -0.77 | 0.77 | 90.62 | 42.74 |
| 3 | 0.00 | 114.15 | -0.34 | 0.34 | 73.72 | 40.43 |
| 4 | 0.00 | 85.24 | 0.03 | -0.03 | 55.88 | 29.35 |
| 5 | 0.00 | 46.40 | 0.36 | -0.36 | 36.88 | 9.53 |

Nota. Se muestra las fuerzas sísmicas por nivel a causa del sismo estático en la dirección Y, tanto para columnas, así como para los muros estructurales.

Tabla 15

Fuerza cortante absorbida por las columnas debido a sismo en dirección Y.

| PISO | FY | VY |
|------|-------|--------|
| 5 | 36.88 | 36.88 |
| 4 | 55.88 | 92.76 |
| 3 | 73.72 | 166.48 |
| 2 | 90.62 | 257.09 |
| 1 | 82.65 | 339.74 |

Nota. Se muestra la sumatoria de fuerzas cortantes actuantes en cada nivel de la estructura debido a la actuación del sismo estático en dirección de análisis Y, siendo el primer piso donde se concentra la mayor cantidad correspondiente a 339.74 tf.

Tabla 16

Fuerza cortante absorbida por los muros estructurales debido a sismo en dirección Y.

| PISO | FY | VY |
|------|-------|--------|
| 5 | 9.53 | 9.53 |
| 4 | 29.35 | 38.88 |
| 3 | 40.43 | 79.31 |
| 2 | 42.74 | 122.05 |
| 1 | 61.46 | 183.51 |

Nota. Se muestra le total de fuerzas cortantes actuantes en los muros en cada nivel debido al sismo estático en dirección de análisis Y, siendo el primer piso donde se concentra la mayor cantidad correspondiente a 183.51 tf.

Tabla 17

Verificación del Sistema Estructural según el Artículo 16.1. de la Norma E.030

| Elemento Estructural | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|----------------------|-----------------|--------|-----------------|--------|
| | Vx Total (Tonf) | Vx (%) | Vy Total (Tonf) | Vy (%) |
| Columnas | 198.955 | 38.0% | 339.74 | 64.9% |
| Placas | 324.29 | 62.0% | 183.51 | 35.1% |
| Total | 523.25 | 100.0% | 523.25 | 100.0% |

Nota. Se muestra la fuerza cortante total absorbida por cada elemento estructural, de donde se tiene que el porcentaje absorbido por las placas o muros en dirección X es de 62.0% estando en un rango de mayor al 20% y menor al 70% siendo de esta manera identificado como un sistema dual, por otro lado, se tiene que en dirección Y la mayor fuerza es de las columnas con un total de 64.9% estando en un rango mayor al 20% y menor al 70% siendo identificado como un sistema dual.

3.7.7. *Interacción dinámica suelo-estructura*

Este es el fenómeno mediante el cual la respuesta sísmica de una estructura se ve influenciada por las propiedades dinámicas del suelo que la sustenta, y viceversa. Este acoplamiento bidireccional cobra especial relevancia ante cargas sísmicas, donde la flexibilidad del terreno, la rigidez de la cimentación y la masa de la superestructura interactúan alterando la distribución de fuerzas, desplazamientos y aceleraciones en comparación con un análisis convencional de base fija. Considerar adecuadamente la IDSE permite obtener resultados más realistas y seguros para el diseño estructural y geotécnico. Por lo anterior mencionado se debe seguir una secuencia de pasos para el correcto análisis

3.7.7.1. Datos geotécnicos

Del estudio de mecánica de suelos se obtienen el perfil estratigráfico del suelo a cimentar, con ello se tiene una serie de propiedades del suelo a tener en cuenta.

Figura 42

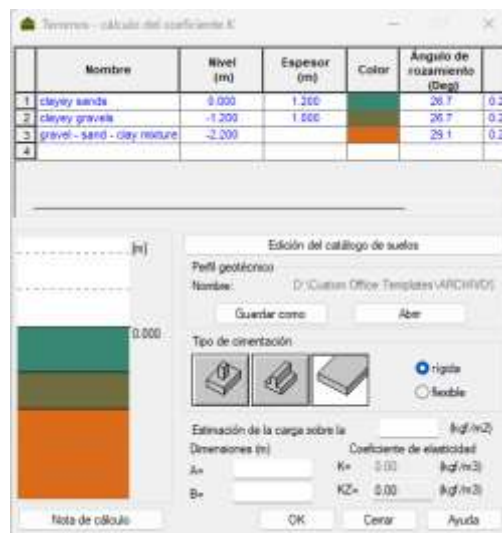
Resumen resultados de laboratorio de mecánica de suelos.

| CALICATA / ESTRATO | Prof. (°) de Muestreo (m) | Granulometría (%) < 3" | | | Límites de Atterberg | | | Humedad Natural (%) | Proctor | | CBR | | Densidades | | Ang. Fricc. (°) | Cohesión (Kg/cm ²) | Clasificación SUCS |
|--------------------|---------------------------|------------------------|-------|-------|----------------------|------|-------|---------------------|---------|-----|------|------|--------------------|--------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------|
| | | Grava | Arena | Finos | LL | LP | IP | | MDS | OCH | 100% | 95% | Húmeda | Seca | | | |
| | | | | | | | | | | | | | gr/cm ³ | gr/cm ³ | | | |
| C-01 - E1 | 0.00-1.20 | 45.27 | 27.25 | 27.48 | 33.2 | 24.4 | 8.80 | 8.22 | | | | | | | | | GC |
| C-01 - E2 | 1.20-2.20 | 30.02 | 51.50 | 18.48 | 30.7 | 23.4 | 7.30 | 9.12 | | | | 1.74 | 1.60 | 26.69 | 0.07 | | SC |
| C-01 - E3 | 2.20-3.50 | 6.36 | 30.31 | 63.33 | 38.8 | 28.5 | 10.30 | 17.61 | | | | 1.68 | 1.43 | | | | CL |
| C-02 - E1 | 0.00-1.10 | 20.41 | 43.21 | 36.38 | 33.2 | 25.5 | 7.70 | 8.12 | 2.18 | 6.4 | 6.14 | 3.62 | | | | | SM |
| C-02 - E2 | 1.10-3.20 | 32.49 | 51.46 | 16.05 | 29.4 | 22.9 | 6.50 | 8.55 | | | | 2.08 | 1.92 | 29.13 | 0.052 | | SM-SC |

Nota. Se muestra el resumen de resultados de laboratorio del EMS para las 2 exploraciones realizadas; la exploración I se tiene: de 0.00 a 1.20m. suelos tipo GC; de 1.20 a 2.20m. Suelos tipo SC, del ensayo de corte directo se obtuvo valores de ángulo de fricción $\phi = 26.69$ y cohesión $C = 0.07 \text{Kg/cm}^2$. De 2.20 a 3.50m. Suelos tipo CL conformados por mezcla de arcilla con arena y escasa grava. En la exploración II, De 0.00 a 1.10m. Suelos tipo SM; de 1.10 a 3.20m. Suelos tipo SM-SC. A 1.10m de profundidad se obtuvo una muestra de suelo, al realizar el ensayo de corte directo se obtuvo valores de ángulo de fricción $\phi = 29.13$ y cohesión $C = 0.052 \text{Kg/cm}^2$.

Figura 43

Perfil de suelo en Robot Structural



Nota. Se muestra el perfil de suelo generado con las características que estipula el Estudio de Mecánica de Suelos, tal como su profundidad, ángulo de fricción, coeficiente de consolidación, así como también su respectiva denominación del tipo de suelo en cada espesor.

3.7.7.2. Datos sísmicos

El registro acelerográfico a usar es del sismo de Loma Prieta, un evento sísmico significativo tanto por sus efectos destructivos como por las lecciones que dejó en el campo de la ingeniería sísmica y la interacción suelo-estructura.

a) Datos generales:

- Fecha y hora: 17 de octubre de 1989, a las 17:04 hora local.
- Magnitud: 6.9
- Epicentro: Cerca de Loma Prieta, en la Sierra de Santa Cruz, California, EE.UU.
- Profundidad: Aproximadamente 18 km.
- Duración del sismo: Entre 10 y 15 segundos de fuerte sacudida.

b) Importancia para la ingeniería:

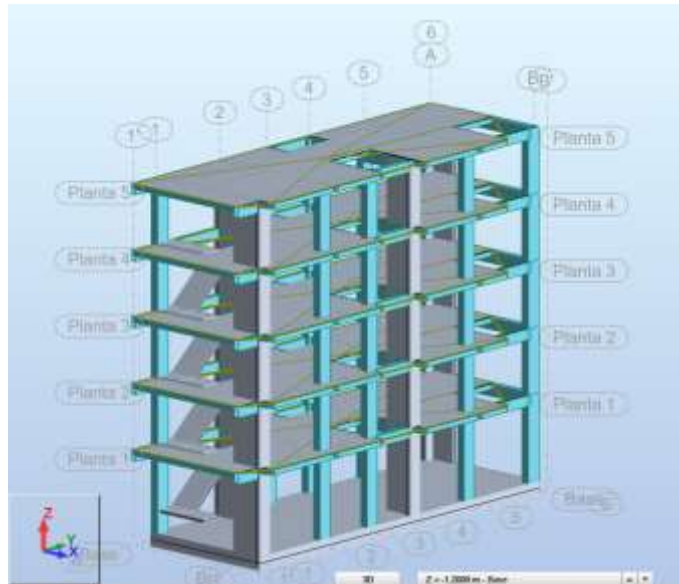
El sismo de Loma Prieta fue un caso clave para el estudio de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura, debido a que:

Se observaron efectos amplificados en zonas con suelos blandos, como rellenos y arcillas saturadas. Las estructuras sobre suelo rígido resistieron mejor en comparación con las ubicadas sobre depósitos poco competentes. Se reforzó la importancia del análisis de sitio específico y la caracterización dinámica del suelo.

3.7.7.3. Modelado de la estructura

Figura 44

Representación en 3D

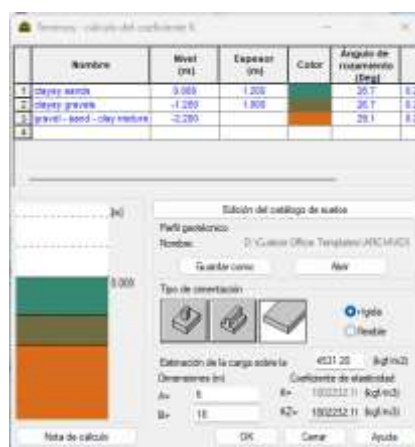


Nota. Se muestra el perfil 3D de la edificación, donde identificamos los elementos losas, muros, escalera, columnas y la combinación ellos (Pórticos).

3.7.7.4. Modelado del suelo

Figura 45

Cálculo del coeficiente K



Nota. Se muestra el cálculo del coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme K_z en la forma de cimentación platea tipo rígida.

Figura 46

Acoplamiento suelo-estructura.



Nota. Se muestra el acoplamiento suelo estructura y la asignación de los coeficientes de rigidez en contacto con la cimentación superficial.

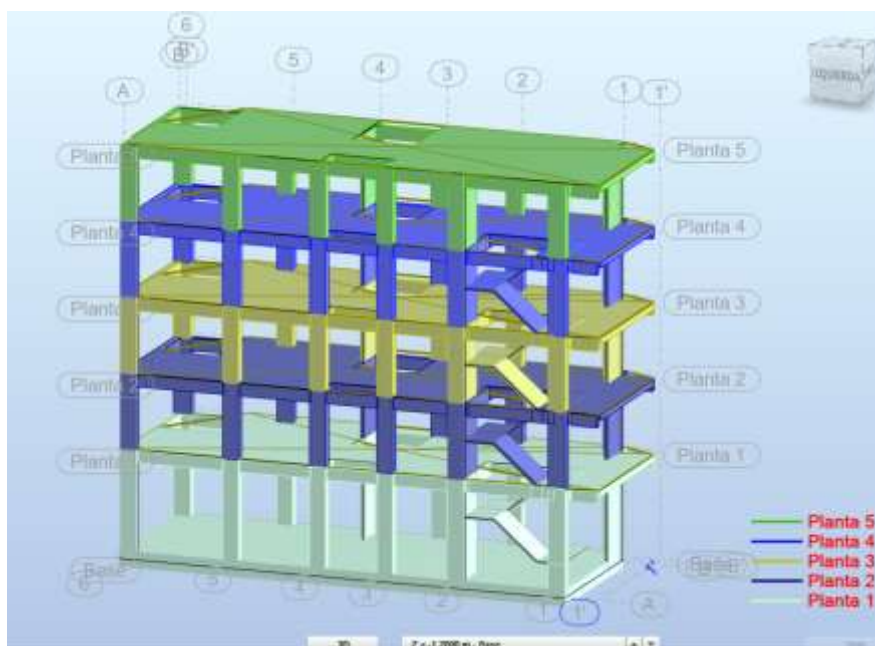
IV. RESULTADOS

4.1. Elaboración del modelado de la edificación

El modelado de la edificación consiste en la representación matemática y tridimensional de la estructura, mediante el uso de software especializado Robot Structural, con el fin de analizar su comportamiento ante diferentes tipos de cargas. Este proceso incluye la definición de la geometría, propiedades de los materiales, condiciones de soporte, cargas gravitacionales y laterales, así como la interacción entre elementos estructurales, permitiendo evaluar la respuesta de la edificación y optimizar su diseño conforme a las normativas vigentes.

Figura 47

Modelado tridimensional de la edificación.



Nota. Se muestra el modelo tridimensional de la edificación de cinco niveles, elaborado en un software de análisis Robot. La estructura está compuesta por marcos de concreto armado, con elementos verticales, horizontales y diagonales. En la parte inferior podemos evidenciar la losa platea de cimentación como una de nuestras alternativas de desarrollo.

4.2. Cálculo la rigidez mediante del modelo dinámico A.E Sargsian

Se calculan las propiedades de los resortes traslacionales y rotacionales aplicando el método dinámico de A.E. Sargsian.

Los resultados son presentados en la tabla 18, la metodología a usar para dichos cálculos se efectúa en el ítem 3.7.5 de este proyecto.

Tabla 18

Propiedades de los resortes traslacionales y rotacionales.

| Plata | | C_1 | C_2 | $K_x = K_y$ | KZ | $K_{\phi x}$ | $K_{\phi y}$ |
|-------|------|-------|-------|-------------|-----------|--------------|--------------|
| a (m) | b(m) | m/s | m/s | Tn/m | Tn/m | Tn.m | Tn.m |
| 6 | 18 | 82.49 | 50.51 | 69136.38 | 141487.55 | 6882164.25 | 764684.92 |

Nota. Se presenta los coeficientes a asignar para estimar el comportamiento de la interacción suelo-estructura.

4.3. Análisis de cortantes, desplazamientos, asentamiento, presiones, esfuerzos y periodos

Con el objetivo de evaluar el comportamiento estructural de la edificación ante cargas sísmicas, se realizó un análisis comparativo considerando tres modelos distintos: uno con base fija (análisis convencional), otro con base rígida y un tercero con base flexible (considerando la interacción dinámica suelo–estructura). En cada caso, se analizaron variables fundamentales como las fuerzas cortantes en pisos, los desplazamientos laterales, los asentamientos en la base, las presiones transmitidas al suelo, los esfuerzos internos en elementos estructurales y los periodos fundamentales de vibración. Esta comparación permite identificar el efecto que tiene la modelación del suelo en la respuesta global de la estructura, así como determinar cuál modelo representa de manera más realista el comportamiento dinámico de la edificación.

4.3.1. Modelo 1: Análisis convencional

Este modelo asume que la base de la estructura está completamente empotrada al suelo, es decir, no se permite ningún tipo de movimiento relativo entre la cimentación y el terreno. Bajo esta condición, se considera que la edificación se encuentra sobre un suelo infinitamente rígido, lo que simplifica el análisis estructural. Es un enfoque comúnmente utilizado en la práctica debido a su simplicidad, aunque no siempre representa con precisión el comportamiento real de la edificación frente a cargas dinámicas, especialmente en suelos blandos o de baja capacidad portante.

4.3.1.1. Datos generales

Tabla 19

Características de la edificación.

| Nivel | Altura Total "H" (m) | Longitud de Eje | | Área Total "A" (m ²) |
|---------|-------------------------|-----------------|-------|-------------------------------------|
| | | Lx(m) | Ly(m) | |
| Piso 05 | 2.80 | 6.00 | 18.00 | 92.37 |
| Piso 04 | 2.80 | 6.00 | 18.00 | 101.64 |
| Piso 03 | 2.80 | 6.00 | 18.00 | 101.64 |
| Piso 02 | 2.80 | 6.00 | 18.00 | 101.64 |
| Piso 01 | 2.80 | 6.00 | 18.00 | 95.51 |

Nota. Se muestra las características de la edificación correspondientes a su altura de entrepiso, longitud en X y Y así como también el área techada por piso.

Tabla 20

Masa, peso, centro de masa, centro de rigidez y excentricidad por nivel.

| Nivel | Diafragma por Nivel | Masa (Ton- s ² /m) | Peso (Ton) | Centro de Masa(m) | | Centro de Rigidez(m) | | Excentricid ad(m) | |
|---------|------------------------|-------------------------------------|---------------|----------------------|-------|-------------------------|-------|----------------------|-----------|
| | | | | Xcm | Ycm | Xcr | Ycr | ex | ey |
| Piso 05 | Diafragma D5 | 19.833 | 194.557 | 6.55 | 18.15 | 6.52 | 18.09 | 0.03 3 | 0.05 6 |
| Piso 04 | Diafragma D4 | 20.818 | 204.223 | 6.38 | 18.10 | 6.34 | 17.78 | 0.03 1 | 0.32 4 |
| Piso 03 | Diafragma D3 | 20.756 | 203.617 | 6.38 | 18.10 | 6.35 | 17.80 | 0.02 3 | 0.29 6 |
| Piso 02 | Diafragma D2 | 20.818 | 204.223 | 6.38 | 18.10 | 6.35 | 17.78 | 0.02 8 | 0.32 4 |
| Piso 01 | Diafragma D1 | 23.540 | 230.928 | 6.38 | 18.10 | 6.34 | 17.98 | 0.03 6 | 0.11 9 |

Nota. Se muestra le peso por nivel, así como la excentricidad respectiva, datos que son necesarios para los cálculos de las fuerzas de entre piso.

4.3.1.2. Resultados modales

Tabla 21

Modos de vibración-Análisis convencional

| Mod os | Periodo "T" (seg) | Frecu encia "W" (cyc/se g) | Masa Participativa | | | | | Sum Uz |
|-----------|-------------------------|--|--------------------|--------|-------|---------|---------|-----------|
| | | | Ux | Uy | Uz | Sum Ux | Sum Uy | |
| 1 | 0.593 | 1.69 | 74.671 | 2.335 | 0.026 | 74.671 | 2.335 | 0.026 |
| 2 | 0.545 | 1.84 | 76.628 | 85.924 | 0.029 | 151.299 | 88.260 | 0.055 |
| 3 | 0.505 | 1.98 | 76.649 | 86.715 | 0.033 | 227.948 | 174.975 | 0.089 |
| 4 | 0.197 | 5.06 | 76.700 | 86.835 | 0.533 | 304.648 | 261.810 | 0.622 |

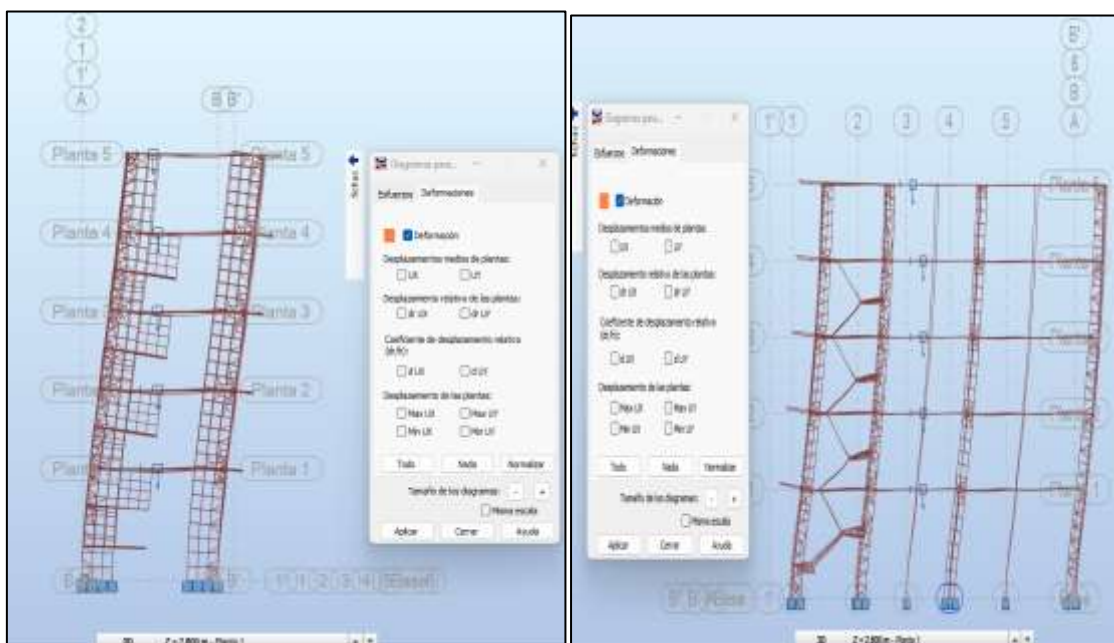
| | | | | | | | | |
|----|-------|-------|--------|--------|--------|----------|----------|---------|
| 5 | 0.174 | 5.75 | 77.178 | 94.334 | 0.540 | 381.826 | 356.143 | 1.162 |
| 6 | 0.157 | 6.35 | 91.450 | 94.702 | 0.598 | 473.276 | 450.845 | 1.760 |
| 7 | 0.137 | 7.29 | 91.464 | 94.730 | 0.615 | 564.741 | 545.575 | 2.375 |
| 8 | 0.095 | 10.50 | 91.473 | 95.540 | 4.985 | 656.214 | 641.116 | 7.360 |
| 9 | 0.094 | 10.66 | 91.545 | 96.883 | 5.399 | 747.759 | 737.999 | 12.759 |
| 10 | 0.088 | 11.31 | 91.546 | 96.884 | 11.934 | 839.304 | 834.883 | 24.693 |
| 11 | 0.079 | 12.62 | 91.561 | 96.925 | 31.144 | 930.865 | 931.808 | 55.838 |
| 12 | 0.077 | 12.92 | 91.561 | 96.926 | 41.294 | 1022.427 | 1028.734 | 97.132 |
| 13 | 0.073 | 13.67 | 91.561 | 96.926 | 41.407 | 1113.988 | 1125.660 | 138.539 |
| 14 | 0.072 | 13.97 | 91.594 | 96.927 | 41.422 | 1205.582 | 1222.586 | 179.961 |
| 15 | 0.071 | 14.17 | 92.433 | 96.931 | 41.500 | 1298.015 | 1319.517 | 221.461 |

| M od os | Periodo "T" (seg) | Frecu encia "W" (cyc/se g) | Masa | | | Sum Rx | Sum Ry | Sum Rz |
|---------------|-------------------------|--|---------------|--------|--------|-----------|-----------|-----------|
| | | | Participativa | | | | | |
| | | | Rx | Ry | Rz | | | |
| 1 | 0.593 | 1.69 | 74.671 | 2.335 | 0.026 | 74.671 | 2.335 | 0.026 |
| 2 | 0.545 | 1.84 | 1.958 | 83.589 | 0.003 | 76.628 | 85.924 | 0.029 |
| 3 | 0.505 | 1.98 | 0.020 | 0.791 | 0.004 | 76.649 | 86.715 | 0.034 |
| 4 | 0.197 | 5.06 | 0.051 | 0.120 | 0.500 | 76.700 | 86.835 | 0.533 |
| 5 | 0.174 | 5.75 | 0.478 | 7.499 | 0.007 | 77.178 | 94.334 | 0.540 |
| 6 | 0.157 | 6.35 | 14.272 | 0.369 | 0.058 | 91.450 | 94.702 | 0.598 |
| 7 | 0.137 | 7.29 | 0.014 | 0.028 | 0.017 | 91.464 | 94.730 | 0.615 |
| 8 | 0.095 | 10.50 | 0.009 | 0.810 | 4.370 | 91.473 | 95.540 | 4.985 |
| 9 | 0.094 | 10.66 | 0.071 | 1.343 | 0.415 | 91.545 | 96.883 | 5.399 |
| 10 | 0.088 | 11.31 | 0.001 | 0.001 | 6.535 | 91.546 | 96.884 | 11.934 |
| 11 | 0.079 | 12.62 | 0.015 | 0.041 | 19.211 | 91.561 | 96.925 | 31.145 |
| 12 | 0.077 | 12.92 | 0.000 | 0.001 | 10.150 | 91.561 | 96.926 | 41.294 |
| 13 | 0.073 | 13.67 | 0.000 | 0.000 | 0.113 | 91.561 | 96.926 | 41.407 |
| 14 | 0.072 | 13.97 | 0.033 | 0.001 | 0.014 | 91.594 | 96.927 | 41.422 |
| 15 | 0.071 | 14.17 | 0.839 | 0.005 | 0.079 | 92.433 | 96.931 | 41.500 |

Nota. Se muestra los periodos o modos de vibración de la estructura, en dirección X se tiene el modo 3 con un periodo de 0.505s y una masa participativa del 76.648%, para la dirección Y se tiene el modo 3 con un periodo de 0.505 y masa participativa del 86.715%, además, se observa que, al incluir hasta el modo 12, la masa participativa acumulada en las direcciones principales X e Y alcanza valores de 91.56%, superando el 90% exigido por la normativa. Por lo tanto, el análisis realizado es correcto y no es necesario incluir más modos de vibración, ya que el modelo estructural satisface plenamente el criterio de masa modal efectiva establecido en la norma.

Figura 48

Caso modal 1 y 2



Nota. Se muestra la deformación de la estructura para el modo de vibración 1(izquierda) y vibración 2 (derecha).

4.3.1.3. Análisis estático

Tabla 22

Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X.

| Nivel | Peso Sísmico (Tonf) | Altura "h" | | h ^k | P x h ^k | α _x | F _x (Tonf) | V _x (Tonf) | M _z (Tonf.m) |
|-------|---------------------------|------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|
| | | h (m) | h.acumulado (m) | | | | | | |
| 5 | 194.56 | 2.80 | 14.00 | 14.09 | 2741.5 | 0.32 | 46.160 | 46.16 | 13.85 |
| 4 | 204.22 | 2.80 | 11.20 | 11.27 | 2300.9 | 0.27 | 38.742 | 84.90 | 11.62 |
| 3 | 203.62 | 2.80 | 8.40 | 8.44 | 1719.3 | 0.20 | 28.950 | 113.85 | 8.68 |
| 2 | 204.22 | 2.80 | 5.60 | 5.62 | 1148.5 | 0.13 | 19.338 | 133.19 | 5.80 |
| 1 | 230.93 | 2.80 | 2.80 | 2.81 | 648.2 | 0.08 | 10.915 | 144.10 | 3.27 |

Nota. Se muestra la distribución de fuerzas sísmicas en altura para cada nivel de la estructura, así como también podemos verificar la fuerza cortante total actuante en el primer piso.

Tabla 23

Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y.

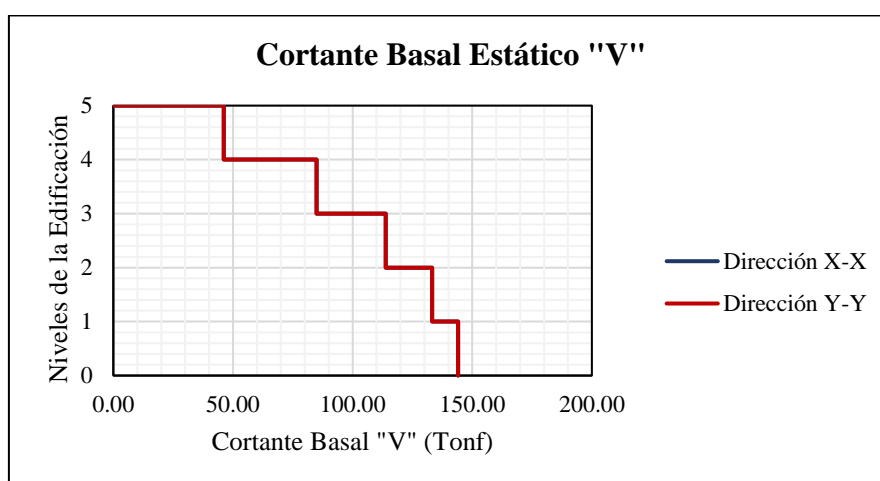
| Nivel de Piso | Peso Sísmico (Ton) | Altura "h" | | h ^k | P x h ^k | α _y | F _y (Ton) | V _y (Ton) | M _z (Ton.m) |
|---------------------|--------------------------|------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | | h (m) | h.acumulado (m) | | | | | | |
| 5 | 194.56 | 2.80 | 14.00 | 14.09 | 2741.5 | 0.32 | 46.160 | 46.16 | 41.54 |
| 4 | 204.22 | 2.80 | 11.20 | 11.27 | 2300.9 | 0.27 | 38.742 | 84.90 | 34.87 |
| 3 | 203.62 | 2.80 | 8.40 | 8.44 | 1719.3 | 0.20 | 28.950 | 113.85 | 26.05 |
| 2 | 204.22 | 2.80 | 5.60 | 5.62 | 1148.5 | 0.13 | 19.338 | 133.19 | 17.40 |
| 1 | 230.93 | 2.80 | 2.80 | 2.81 | 648.2 | 0.08 | 10.915 | 144.10 | 9.82 |

Nota. Se muestra la distribución de fuerzas sísmicas en altura para cada nivel de la estructura, así como también podemos verificar la fuerza cortante total actuante en el primer piso.

Tabla 24*Fuerzas cortantes en dirección X y Y.*

| N° de Piso | Cortante Basal | |
|------------|-----------------------|-----------------------|
| | V _x (Tonf) | V _y (Tonf) |
| 5 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 46.16 | 46.16 |
| 4 | 46.16 | 46.16 |
| 4 | 84.90 | 84.90 |
| 3 | 84.90 | 84.90 |
| 3 | 113.85 | 113.85 |
| 2 | 113.85 | 113.85 |
| 2 | 133.19 | 133.19 |
| 1 | 133.19 | 133.19 |
| 1 | 144.10 | 144.10 |
| 0 | 144.10 | 144.10 |

Nota. La tabla muestra la fuerza cortante basal actuante en cada nivel de la estructura, podemos evidenciar que en el primer piso en dirección X es donde mayor esfuerzo recibe por tanto tendera a fallar más.

Figura 49*Fuerzas cortantes estáticas "V"*

Nota. Se muestra las fuerzas cortantes basales estáticas, de donde podemos evidenciar que esta fuerza actuante es igual para la dirección X-X y Y-Y

4.3.1.4. Espectro respuesta

Tabla 25

Espectro de Pseudo - Aceleración en dirección horizontal.

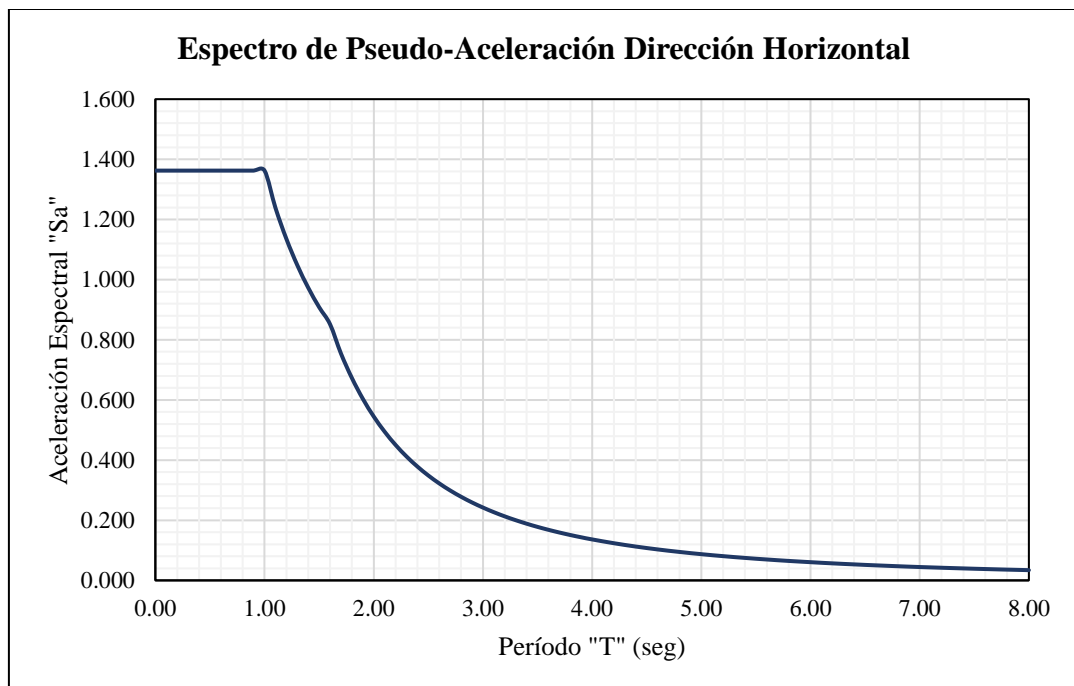
| Período "T" (seg) | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|-------------------------|---------------|---------------------------------|---------------|---------------------------------|
| | Factor "C" | Pseudo - Aceleración "Sa" | Factor "C" | Pseudo - Aceleración "Sa" |
| 0.00 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.10 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.20 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.30 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.40 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.50 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.60 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.70 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.80 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.90 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 1.00 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 1.10 | 2.27 | 1.239 | 2.27 | 1.239 |
| 1.20 | 2.08 | 1.135 | 2.08 | 1.135 |
| 1.30 | 1.92 | 1.048 | 1.92 | 1.048 |
| 1.40 | 1.79 | 0.973 | 1.79 | 0.973 |
| 1.50 | 1.67 | 0.908 | 1.67 | 0.908 |
| 1.60 | 1.56 | 0.852 | 1.56 | 0.852 |
| 1.70 | 1.38 | 0.754 | 1.38 | 0.754 |
| 1.80 | 1.23 | 0.673 | 1.23 | 0.673 |
| 1.90 | 1.11 | 0.604 | 1.11 | 0.604 |
| 2.00 | 1.00 | 0.545 | 1.00 | 0.545 |
| 2.10 | 0.91 | 0.494 | 0.91 | 0.494 |
| 2.20 | 0.83 | 0.450 | 0.83 | 0.450 |
| 2.30 | 0.76 | 0.412 | 0.76 | 0.412 |
| 2.40 | 0.69 | 0.378 | 0.69 | 0.378 |
| 2.50 | 0.64 | 0.349 | 0.64 | 0.349 |
| 2.60 | 0.59 | 0.322 | 0.59 | 0.322 |
| 2.70 | 0.55 | 0.299 | 0.55 | 0.299 |
| 2.80 | 0.51 | 0.278 | 0.51 | 0.278 |
| 2.90 | 0.48 | 0.259 | 0.48 | 0.259 |
| 3.00 | 0.44 | 0.242 | 0.44 | 0.242 |
| 3.10 | 0.42 | 0.227 | 0.42 | 0.227 |
| 3.20 | 0.39 | 0.213 | 0.39 | 0.213 |
| 3.30 | 0.37 | 0.200 | 0.37 | 0.200 |
| 3.40 | 0.35 | 0.189 | 0.35 | 0.189 |
| 3.50 | 0.33 | 0.178 | 0.33 | 0.178 |
| 3.60 | 0.31 | 0.168 | 0.31 | 0.168 |

| | | | | |
|------|------|-------|------|-------|
| 3.70 | 0.29 | 0.159 | 0.29 | 0.159 |
| 3.80 | 0.28 | 0.151 | 0.28 | 0.151 |
| 3.90 | 0.26 | 0.143 | 0.26 | 0.143 |
| 4.00 | 0.25 | 0.136 | 0.25 | 0.136 |
| 4.20 | 0.23 | 0.124 | 0.23 | 0.124 |
| 4.40 | 0.21 | 0.113 | 0.21 | 0.113 |
| 4.60 | 0.19 | 0.103 | 0.19 | 0.103 |
| 4.80 | 0.17 | 0.095 | 0.17 | 0.095 |
| 5.00 | 0.16 | 0.087 | 0.16 | 0.087 |
| 5.20 | 0.15 | 0.081 | 0.15 | 0.081 |
| 5.40 | 0.14 | 0.075 | 0.14 | 0.075 |
| 5.60 | 0.13 | 0.070 | 0.13 | 0.070 |
| 5.80 | 0.12 | 0.065 | 0.12 | 0.065 |
| 6.00 | 0.11 | 0.061 | 0.11 | 0.061 |
| 6.20 | 0.10 | 0.057 | 0.10 | 0.057 |
| 6.40 | 0.10 | 0.053 | 0.10 | 0.053 |
| 6.60 | 0.09 | 0.050 | 0.09 | 0.050 |
| 6.80 | 0.09 | 0.047 | 0.09 | 0.047 |
| 7.00 | 0.08 | 0.044 | 0.08 | 0.044 |
| 7.50 | 0.07 | 0.039 | 0.07 | 0.039 |
| 8.00 | 0.06 | 0.034 | 0.06 | 0.034 |

Nota. Se muestra el Espectro de Pseudo – Aceleración en las direcciones X y Y.

Figura 50

Espectro en dirección Horizontal



Nota. Se muestra el espectro pseudo aceleración en dirección X y Y.

4.3.1.5. Resultados análisis estático

Tabla 26

Desplazamiento por niveles y en el centro de masa

| N° de Piso | Dirección X-X | | | Dirección Y-Y | | |
|---------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) |
| 5 | 0.0224 | 0.0043 | 0.0231 | 0.016519 | 0.0018 | 0.0168 |
| 4 | 0.0183 | 0.0048 | 0.0188 | 0.014806 | 0.0025 | 0.0152 |
| 3 | 0.0136 | 0.0051 | 0.0140 | 0.012316 | 0.0033 | 0.0127 |
| 2 | 0.0086 | 0.0048 | 0.0089 | 0.009093 | 0.0039 | 0.0095 |
| 1 | 0.0039 | 0.0041 | 0.0041 | 0.005267 | 0.0057 | 0.0057 |

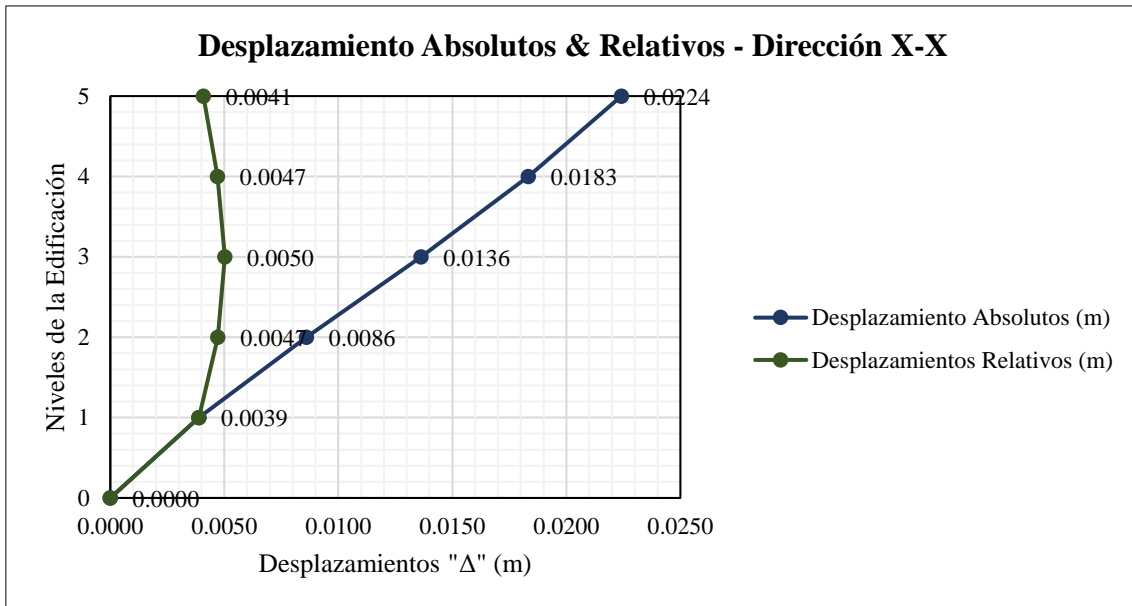
Nota. Se muestra los desplazamientos por niveles y el centro de masa de la edificación en estudio.

Tabla 27

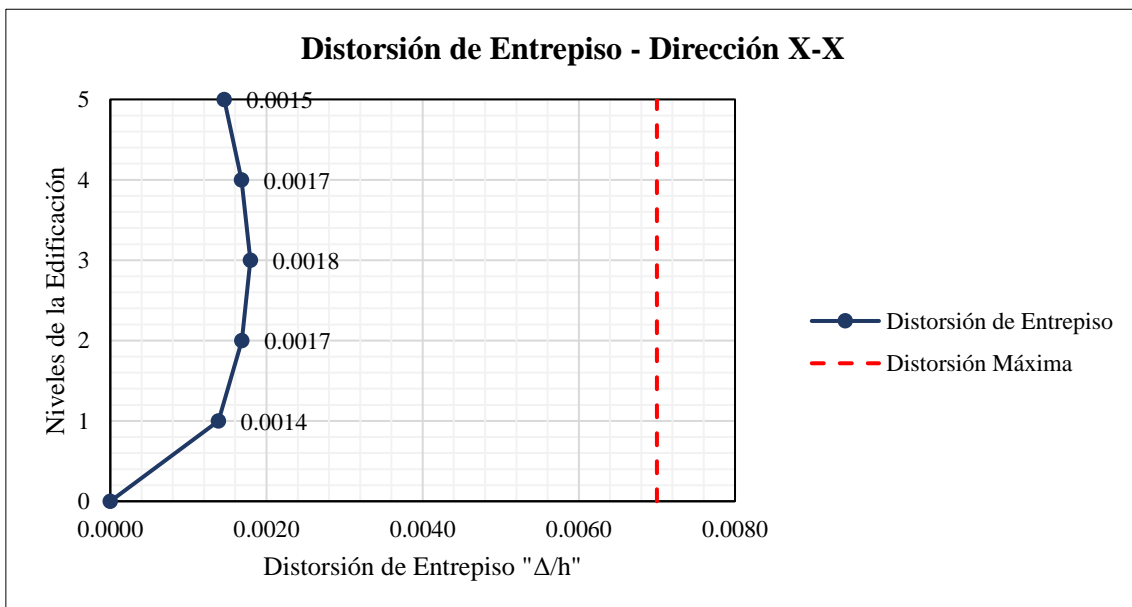
Análisis en dirección X-X

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------|---------------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0224 | 0.0041 | 2.80 | 0.0015 | Si Cumple |
| 4 | 0.0183 | 0.0047 | 2.80 | 0.0017 | Si Cumple |
| 3 | 0.0136 | 0.0050 | 2.80 | 0.0018 | Si Cumple |
| 2 | 0.0086 | 0.0047 | 2.80 | 0.0017 | Si Cumple |
| 1 | 0.0039 | 0.0039 | 2.80 | 0.0014 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se muestra las distorsiones de cada piso del modelo, de donde verificamos que no supera los valores admitidos según reglamento E.030.

Figura 51*Desplazamiento absoluto y relativo*

Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativo cuando el sismo se mueve en dirección X-X.

Figura 52*Distorsión de entrepiso*

Nota. Se muestra las derivas correspondientes al sismo en dirección X-X, siendo el mayor valor de 0.0018, menor en comparación con el estipulado en norma.

Tabla 28

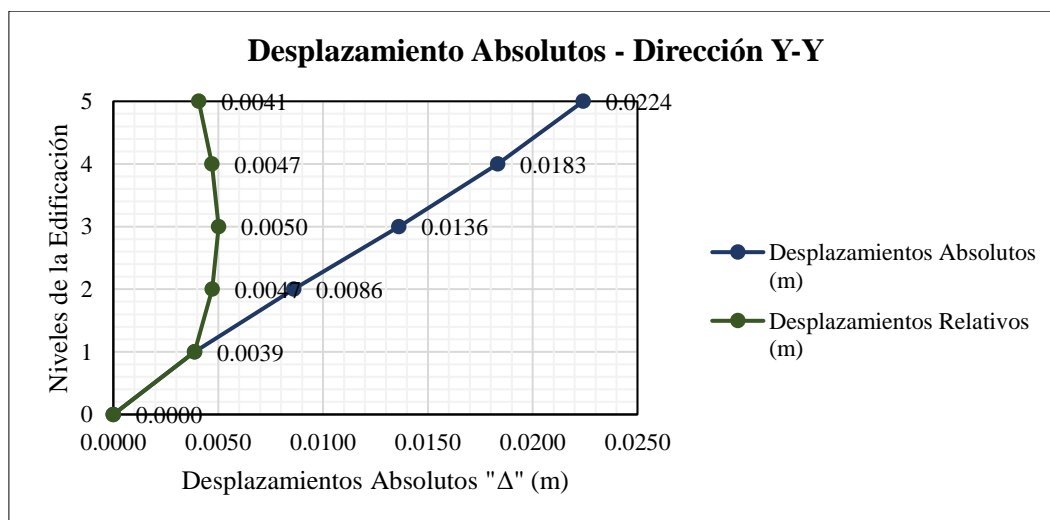
Análisis en Dirección Y-Y

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0165 | 0.0017 | 2.80 | 0.0006 | Si Cumple |
| 4 | 0.0148 | 0.0025 | 2.80 | 0.0009 | Si Cumple |
| 3 | 0.0123 | 0.0032 | 2.80 | 0.0012 | Si Cumple |
| 2 | 0.0091 | 0.0038 | 2.80 | 0.0014 | Si Cumple |
| 1 | 0.0053 | 0.0053 | 2.80 | 0.0019 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se muestra la distorsión de entrepiso en dirección de análisis Y-Y, de donde se puede verificar que no supera los valores admitidos según reglamento E.030.

Figura 53

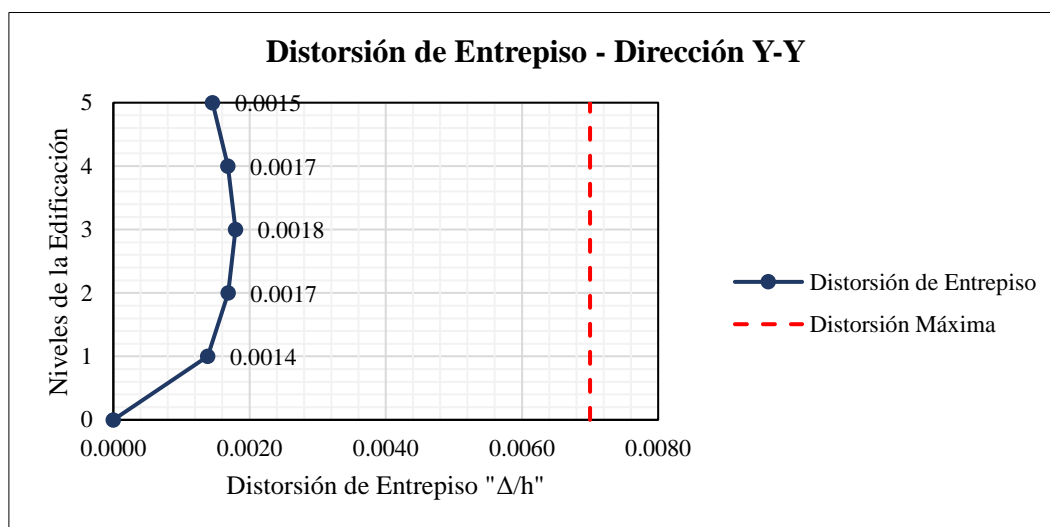
Desplazamiento absolutos y relativos en dirección Y-Y



Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativos cuando el sismo se mueve en dirección Y-Y.

Figura 54

Distorsión de entrepiso por análisis estático en dirección Y-Y



Nota. Se muestra las derivas correspondientes al sismo en dirección Y-Y, siendo el mayor valor de 0.0019, menor en comparación con el estipulado en norma.

4.3.1.6. Resultados análisis dinámico

Tabla 29

Fuerza Cortante por Nivel

| Nº de Piso | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|------------|---------------|----------|---------------|----------|
| | Vx (Ton) | Fx (Ton) | Vy (Ton) | Fy (Ton) |
| 5 | 39.620 | 39.620 | 32.883 | 32.883 |
| 4 | 112.011 | 72.391 | 96.664 | 63.781 |
| 3 | 208.193 | 96.182 | 185.383 | 88.719 |
| 2 | 320.393 | 112.200 | 292.977 | 107.594 |
| 1 | 440.698 | 120.305 | 412.309 | 119.332 |

Nota. Se muestra las fuerzas de entrepiso, así como la fuerza total que actúa en el primer piso de donde en dirección X-X actúa un total de 440.69 tonf y en dirección Y-Y actúa un total de 412 tonf.

Tabla 30*Verificación del Artículo 29.4. de la norma E.030*

| Dirección de Análisis | V_{estático} (Ton) | V_{dinámico} (Ton) | Tipo de Estructura | Caso I | Verificación |
|------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------|---------------------|
| Dirección X-X | 144.10 | 440.70 | Irregular | 3.058 | Si Cumple |
| Dirección Y-Y | 144.10 | 412.31 | Irregular | 2.861 | Si Cumple |

Nota. Se muestra la verificación del artículo 29.4 de la norma E.030, donde se especifica que la fuerza cortante dinámica del primer entrepiso del edificio tiene que ser mayor al 90% de cortante estático.

Tabla 31*Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa*

| Nº de Piso | Dirección X-X | | | Dirección Y-Y | | |
|-------------------|--|---------------------------------------|-------------------------------------|--|---------------------------------------|-------------------------------------|
| | $\Delta_{m\acute{a}x}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) | $\Delta_{m\acute{a}x}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) |
| 5 | 0.0182 | 0.0033 | 0.0184 | 0.0127 | 0.0013 | 0.0142 |
| 4 | 0.0149 | 0.0038 | 0.0153 | 0.0115 | 0.0020 | 0.0129 |
| 3 | 0.0111 | 0.0041 | 0.0115 | 0.0097 | 0.0027 | 0.0109 |
| 2 | 0.0070 | 0.0039 | 0.0075 | 0.0073 | 0.0033 | 0.0083 |
| 1 | 0.0032 | 0.0036 | 0.0036 | 0.0042 | 0.0049 | 0.0049 |

Nota. Se muestra los desplazamientos por nivel, así como sus desplazamientos del centro de masa promedio cuando se realiza el análisis sismo dinámico.

Tabla 32

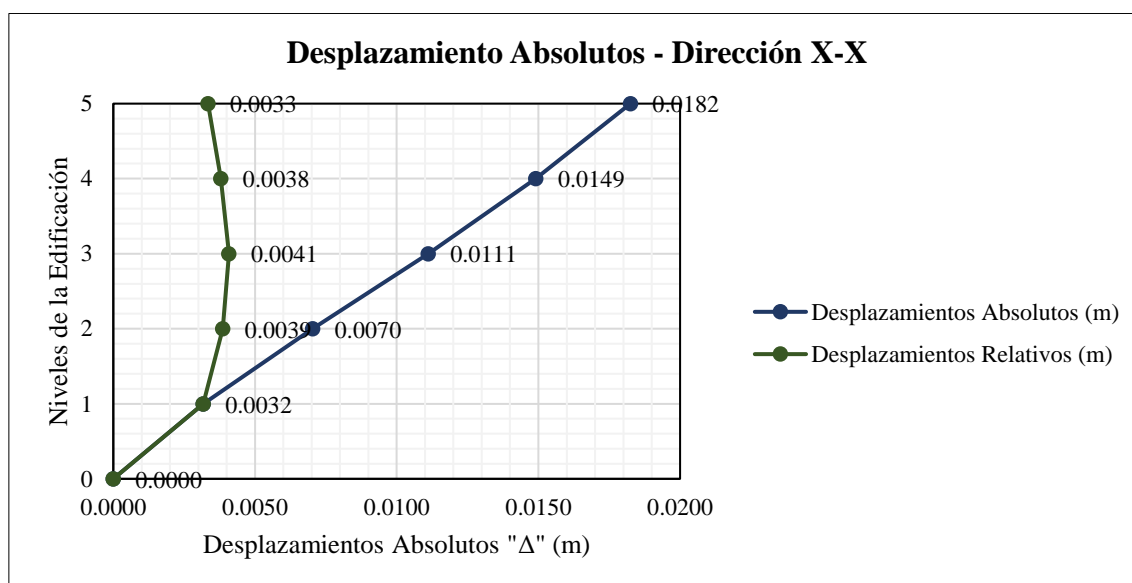
Análisis en Dirección X-X

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0182 | 0.0033 | 2.80 | 0.0012 | Si Cumple |
| 4 | 0.0149 | 0.0038 | 2.80 | 0.0014 | Si Cumple |
| 3 | 0.0111 | 0.0041 | 2.80 | 0.0015 | Si Cumple |
| 2 | 0.0070 | 0.0039 | 2.80 | 0.0014 | Si Cumple |
| 1 | 0.0032 | 0.0032 | 2.80 | 0.0011 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se presenta la verificación de los desplazamientos por análisis dinámico modal espectral, de donde se puede evidenciar que las derivas cumplen con lo establecido en norma.

Figura 55

Desplazamiento absolutos en dirección X por análisis dinámico

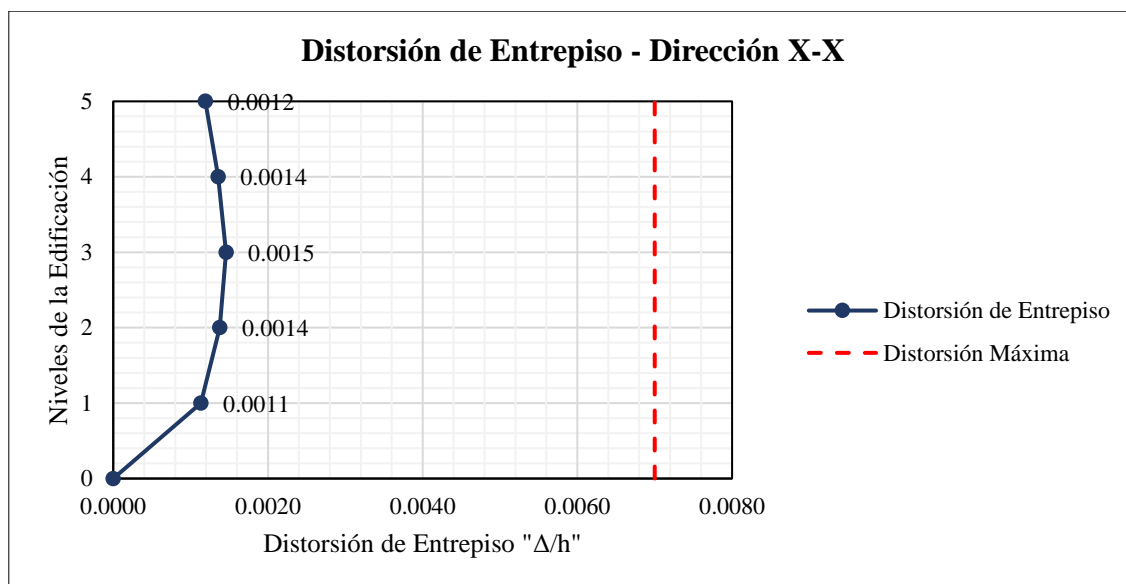


Nota. La figura presenta una gráfica de desplazamientos absolutos y relativos en dirección X-X para distintos niveles de una edificación, como resultado de un análisis dinámico. La línea azul muestra el incremento progresivo de los desplazamientos absolutos con la altura del edificio, alcanzando un valor máximo de 0.0182 m en el nivel 5. La línea verde

representa los desplazamientos relativos entre niveles, siendo los mayores en los primeros niveles y estabilizándose en los superiores.

Figura 56

Distorsión de entrepiso-Dirección X-X



Nota. Se muestra a curva azul muestra valores crecientes de distorsión hasta un máximo de 0.0015 en el nivel 3, seguido por una ligera disminución en los niveles superiores. Se incluye además una línea roja punteada vertical que representa el umbral de distorsión máxima permitida, ubicado en 0.007, evidenciando que todos los niveles de la edificación se encuentran dentro del límite normativo.

4.3.1.7. Análisis de irregularidades

4.3.1.7.1. Irregularidad de rigidez

- Análisis en Dirección X-X por sismo estático

Tabla 33
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vx (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0231 | 0.0043 | 46.16 | 10737.41 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0188 | 0.0048 | 84.90 | 17680.48 | 1.65 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0140 | 0.0052 | 113.85 | 22081.31 | 1.25 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0089 | 0.0048 | 133.19 | 27603.97 | 1.25 | 1.64 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0041 | 0.0041 | 144.10 | 35484.83 | 1.29 | 1.58 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de piso blando, donde se tiene que cumplir que la rigidez lateral del piso superior no debe ser menor a 0.7 del piso siguiente.

Tabla 34
Irregularidad Extrema de Rigidez

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vx (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0231 | 0.0043 | 46.16 | 10737.41 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0188 | 0.0048 | 84.90 | 17680.48 | 1.65 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0140 | 0.0052 | 113.85 | 22081.31 | 1.25 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0089 | 0.0048 | 133.19 | 27603.97 | 1.25 | 1.64 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0041 | 0.0041 | 144.10 | 35484.83 | 1.29 | 1.58 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se verifica la irregularidad de extrema rigidez, arrojándonos resultados de verificación que no existe variación alguna.

– Análisis en Dirección Y-Y por sismo estático

Tabla 35*Irregularidad de Rigidez - Piso Blando*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0168 | 0.0017 | 46.16 | 27657.34 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0152 | 0.0025 | 84.90 | 34401.00 | 1.24 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0127 | 0.0032 | 113.85 | 35556.28 | 1.03 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0095 | 0.0039 | 133.19 | 34585.60 | 0.97 | 1.06 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0057 | 0.0057 | 144.10 | 25496.09 | 0.74 | 0.73 | No hay Irregularidad | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de piso blando, donde se tiene que cumplir que la rigidez lateral del piso superior no debe ser menor a 0.7 del piso siguiente. Por tanto, se puede verificar una irregularidad Caso II en el primer nivel para ello se tomará acciones como mejorar la resistencia del concreto o reforzar los elementos verticales.

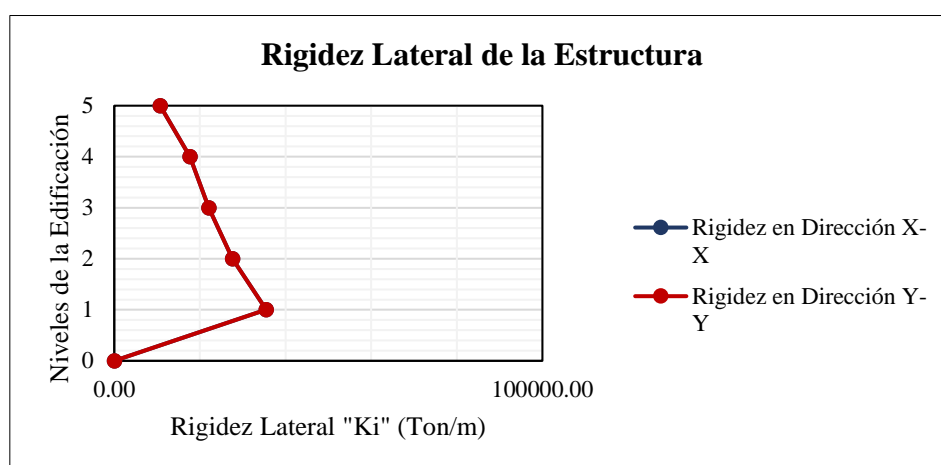
Tabla 36*Irregularidad Extrema de Rigidez*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0168 | 0.0017 | 46.16 | 27657.34 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0152 | 0.0025 | 84.90 | 34401.00 | 1.24 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0127 | 0.0032 | 113.85 | 35556.28 | 1.03 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0095 | 0.0039 | 133.19 | 34585.60 | 0.97 | 1.06 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0057 | 0.0057 | 144.10 | 25496.09 | 0.74 | 0.73 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de extrema rigidez, estos valores se toman en análisis de la rigidez lateral de la estructura, para ello se analiza los elementos estructurales como vigas, muros columnas y osas.

Figura 57

Rigidez lateral de la estructura por sismo estático



Nota. En la imagen podemos observar la comparativa de la rigidez de la estructura, para ello nuestra dirección de análisis en la dirección X-X por tender a ser vulnerable n caso de eventos sísmico.

- Análisis en Dirección X-X por sismo dinámico

Tabla 37

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0184 | 0.0031 | 39.62 | 12731.36 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0153 | 0.0037 | 112.01 | 29925.46 | 2.35 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0115 | 0.0041 | 208.19 | 51354.96 | 1.72 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0075 | 0.0039 | 320.39 | 81712.06 | 1.59 | 2.61 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0036 | 0.0036 | 440.70 | 123514.01 | 1.51 | 2.27 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de irregularidad de rigidez de piso blando por sismo dinámico en la dirección de análisis X-X.

Tabla 38*Irregularidad Extrema de Rigidez*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0184 | 0.0031 | 39.62 | 12731.36 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0153 | 0.0037 | 112.01 | 29925.46 | 2.35 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0115 | 0.0041 | 208.19 | 51354.96 | 1.72 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0075 | 0.0039 | 320.39 | 81712.06 | 1.59 | 2.61 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0036 | 0.0036 | 440.70 | 123514.01 | 1.51 | 2.27 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de extrema rigidez para los casos 1 y 2 de la norma, se concluye que no supera los valores estimados en norma.

– Análisis en Dirección Y-Y por sismo dinámico

Tabla 39*Irregularidad de Rigidez - Piso Blando*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _y (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0142 | 0.0013 | 32.88 | 24761.30 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0129 | 0.0020 | 96.66 | 49318.37 | 1.99 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0109 | 0.0026 | 185.38 | 70167.68 | 1.42 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0083 | 0.0033 | 292.98 | 88646.60 | 1.26 | 1.84 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0049 | 0.0049 | 412.31 | 83378.97 | 0.94 | 1.20 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de irregularidad de rigidez de piso blando por sismo dinámico en la dirección de análisis Y-Y.

Tabla 40

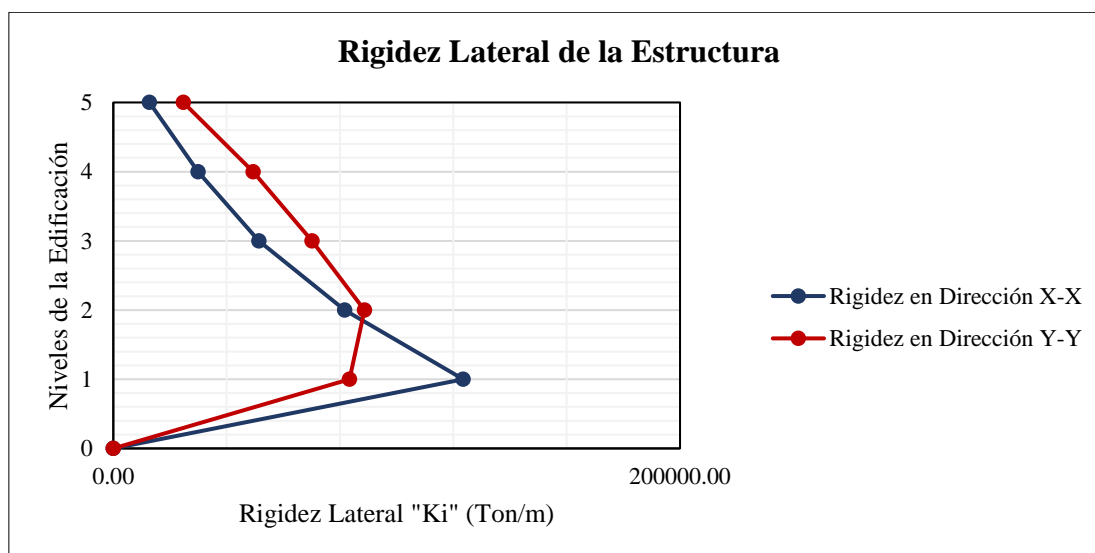
Irregularidad Extrema de Rigidez

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0142 | 0.0013 | 32.88 | 24761.30 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0129 | 0.0020 | 96.66 | 49318.37 | 1.99 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0109 | 0.0026 | 185.38 | 70167.68 | 1.42 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0083 | 0.0033 | 292.98 | 88646.60 | 1.26 | 1.84 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0049 | 0.0049 | 412.31 | 83378.97 | 0.94 | 1.20 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se verifica la irregularidad de extrema rigidez, arrojándonos resultados de verificación que no existe variación alguna.

Figura 58

Rigidez lateral de la estructura por sismo dinámico.



Nota. En la imagen podemos observar la comparativa de la rigidez de la estructura, para ello nuestra dirección de análisis en la dirección Y-Y por tender a ser vulnerable en caso de eventos sísmicos.

4.3.1.7.2. Irregularidad de resistencia

– Análisis en Dirección X-X por sismo estático

Tabla 41

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 46.40 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 46.40 | 2.837 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 131.64 | | 1.867 |
| | Sismo Estático | Bottom | 131.64 | 1.543 | |
| 3 | Sismo Estático | Top | 245.79 | | 1.380 |
| | Sismo Estático | Bottom | 245.79 | - | |
| 2 | Sismo Estático | Top | 379.14 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 379.14 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 523.25 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 523.25 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 42

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 46.40 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 46.40 | 2.837 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 131.64 | | 1.867 |
| | Sismo Estático | Bottom | 131.64 | 1.543 | |
| 3 | Sismo Estático | Top | 245.79 | | 1.380 |
| | Sismo Estático | Bottom | 245.79 | - | |
| 2 | Sismo Estático | Top | 379.14 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 379.14 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 523.25 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 523.25 | - | - |

Nota. En la Tabla 42 se presenta la verificación de esta condición para el análisis sísmico estático en la dirección X-X. Se observa que los cocientes obtenidos (Caso I) en todos los

niveles son mayores a 0.65, lo cual significa que cada entrepiso posee una resistencia mayor al 65 % respecto al entrepiso superior. En consecuencia, se concluye que la edificación no presenta irregularidad extrema de resistencia en la dirección analizada.

– Análisis en Dirección Y-Y por sismo estático

Tabla 43

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 46.40 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 46.40 | 2.837 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 131.64 | 1.867 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 131.64 | 1.543 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Estático | Top | 245.79 | 1.380 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 245.79 | - | - |
| 2 | Sismo Estático | Top | 379.14 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 379.14 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 523.25 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 523.25 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 44

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 46.40 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 46.40 | 2.837 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 131.64 | 1.867 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 131.64 | 1.543 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Estático | Top | 245.79 | 1.380 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 245.79 | - | - |
| 2 | Sismo Estático | Top | 379.14 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 379.14 | - | - |

| | | | | | |
|---|----------------|--------|--------|-------|----------------------|
| 1 | Sismo Estático | Bottom | 379.14 | 1.380 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Top | 523.25 | | |
| | Sismo Estático | Bottom | 523.25 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo estático donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

– Análisis en Dirección X-X por sismo dinámico

Tabla 45

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| N° de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 39.62 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 39.62 | 2.827 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 112.01 | | |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 112.01 | 1.859 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 208.19 | | |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 208.19 | 1.539 | No hay Irregularidad |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 320.39 | | |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 320.39 | 1.375 | No hay Irregularidad |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 440.70 | | |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 440.70 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 46*Irregularidad Extrema de Resistencia*

| N° de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 39.62 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 39.62 | - | - |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 112.01 | 2.827 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 112.01 | - | - |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 208.19 | 1.859 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 208.19 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 320.39 | 1.539 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 320.39 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 440.70 | 1.375 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 440.70 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

– Análisis en Dirección Y-Y por sismo dinámico

Tabla 47*Irregularidad de Resistencia - Piso Débil*

| N° de Piso | Carga | Ubicación | V _y (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 32.88 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 32.88 | - | - |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 96.66 | 2.940 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 96.66 | - | - |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 185.38 | 1.918 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 185.38 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 292.98 | 1.580 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 292.98 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 412.31 | 1.407 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 412.31 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico en dirección Y-Y donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso

frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 48

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 32.88 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 32.88 | 2.940 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 96.66 | 1.918 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 96.66 | 1.580 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 185.38 | 1.407 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 185.38 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 292.98 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 292.98 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 412.31 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 412.31 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico en dirección Y-Y donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior

4.3.1.7.3. Irregularidad de masa o peso

- Análisis en Dirección X-X e Y-Y

Tabla 49*Irregularidad de Masa o Peso*

| N° de Piso | Diafragma | Masa (Tonf-s ² /m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | D5 | 19.833 | - | 0.953 | - | - |
| 4 | D4 | 20.818 | 1.050 | 1.003 | - | No hay Irregularidad |
| 3 | D3 | 20.756 | 0.997 | 0.997 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 2 | D2 | 20.818 | 1.003 | 0.884 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | D1 | 23.540 | 1.131 | - | No hay Irregularidad | - |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de masa o peso, para ello se analiza cuando un piso determinado es mayor a 1.5 veces la masa de un piso adyacente.

4.3.1.7.4. Irregularidad geométrica vertical

– Dirección X-X

Tabla 50*Irregularidad Geométrica Vertical X-X*

| N° de Piso | Longitud (m) | Dimensión "A" (m) | Dimensión "B" (m) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | 6.00 | - | 6.00 | - | - |
| 4 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 3 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 2 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 1 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad vertical en dirección X-X.

– Dirección Y-Y

Tabla 51

Irregularidad Geométrica Vertical Y-Y

| N° de Piso | Longitud (m) | Dimensión "A" (m) | Dimensión "B" (m) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | 18.00 | - | 18.00 | - | - |
| 4 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 3 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 2 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 1 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad vertical en dirección Y-Y.

4.3.1.7.5. Irregularidad torsional

– Análisis en Dirección X-X por análisis estático

Tabla 52

Irregularidad Torsional

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------|-------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | | |
| 5 | 0.0224 | 0.0043 | 0.0041 | -0.0005 | -8.215 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0183 | 0.0048 | 0.0047 | -0.0003 | -13.523 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0136 | 0.0051 | 0.0050 | 0.0003 | 17.498 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0086 | 0.0048 | 0.0047 | 0.0008 | 6.008 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 0.0039 | 0.0041 | 0.0039 | 0.0041 | 0.956 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3 debido a las cargas de sismo, por ello al tener estos valores que superan y ponen peligro la edificación se procede a reforzar los elementos como columnas y muros.

Tabla 53*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{m\acute{a}x}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{m\acute{a}x}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0224 | 0.0043 | 0.0041 | -0.0005 | -8.215 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0183 | 0.0048 | 0.0047 | -0.0003 | -13.523 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0136 | 0.0051 | 0.0050 | 0.0003 | 17.498 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0086 | 0.0048 | 0.0047 | 0.0008 | 6.008 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 0.0039 | 0.0041 | 0.0039 | 0.0041 | 0.956 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional extrema por piso debido al sismo estático en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3.

– Análisis en Dirección Y-Y por análisis estático

Tabla 54*Irregularidad Torsional*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{m\acute{a}x}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{m\acute{a}x}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0165 | 0.0018 | 0.0017 | -0.0007 | -2.299 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0148 | 0.0025 | 0.0025 | -0.0007 | -3.379 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0123 | 0.0033 | 0.0032 | -0.0006 | -4.997 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0091 | 0.0039 | 0.0038 | -0.0017 | -2.214 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0053 | 0.0057 | 0.0053 | 0.0057 | 0.932 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

Tabla 55*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0165 | 0.0018 | 0.0017 | -0.0007 | -2.299 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0148 | 0.0025 | 0.0025 | -0.0007 | -3.379 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0123 | 0.0033 | 0.0032 | -0.0006 | -4.997 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0091 | 0.0039 | 0.0038 | -0.0017 | -2.214 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0053 | 0.0057 | 0.0053 | 0.0057 | 0.932 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

– Análisis en Dirección X-X por análisis dinámico

Tabla 56*Irregularidad Torsional*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0182 | 0.0033 | 0.0033 | -0.0004 | -7.470 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0149 | 0.0038 | 0.0038 | -0.0003 | -12.160 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0111 | 0.0041 | 0.0041 | 0.0002 | 25.835 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0070 | 0.0039 | 0.0039 | 0.0004 | 10.963 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 0.0032 | 0.0036 | 0.0032 | 0.0036 | 0.890 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo dinámico en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3 debido a las cargas de sismo, por ello al tener estos valores que superan y ponen peligro la edificación.

Tabla 57*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0182 | 0.0033 | 0.0033 | -0.0004 | -7.470 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0149 | 0.0038 | 0.0038 | -0.0003 | -12.160 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0111 | 0.0041 | 0.0041 | 0.0002 | 25.835 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0070 | 0.0039 | 0.0039 | 0.0004 | 10.963 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 0.0032 | 0.0036 | 0.0032 | 0.0036 | 0.890 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional extrema por piso debido al sismo dinámico en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3.

– Análisis en Dirección Y-Y por análisis dinámico

Tabla 58*Irregularidad Torsional*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0127 | 0.0013 | 0.0012 | -0.0007 | -1.745 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0115 | 0.0020 | 0.0018 | -0.0007 | -2.501 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0097 | 0.0027 | 0.0024 | -0.0006 | -3.879 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0073 | 0.0033 | 0.0030 | -0.0016 | -1.873 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0042 | 0.0049 | 0.0042 | 0.0049 | 0.859 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis

Tabla 59*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0127 | 0.0013 | 0.0012 | -0.0007 | -1.745 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0115 | 0.0020 | 0.0018 | -0.0007 | -2.501 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0097 | 0.0027 | 0.0024 | -0.0006 | -3.879 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0073 | 0.0033 | 0.0030 | -0.0016 | -1.873 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0042 | 0.0049 | 0.0042 | 0.0049 | 0.859 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo dinámico en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

4.3.1.7.6. Esquinas entrantes

Tabla 60*Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección X-X*

| N° de Piso | Longitud "L _x " (m) | Longitud de Esquina "A" (m) | | | | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------|--------|----------------------------------|
| | | Esquina 01 | Esquina 02 | Esquina 03 | Esquina 04 | | |
| 5 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 4 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 3 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por esquinas entrantes en la dirección X-X del edificio evaluado. Esta irregularidad hace referencia a configuraciones en planta donde se presentan entrantes que reducen significativamente la rigidez o continuidad.

Tabla 61*Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección Y-Y*

| N° de Piso | Longitud "Ly" (m) | Longitud de Esquina "B" (m) | | | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|-------------------|-----------------------------|------------|------------|------------|---------|-------------------------------|
| | | Esquina 01 | Esquina 02 | Esquina 03 | Esquina 04 | | |
| 5 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 4 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 3 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 2 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 1 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por esquinas entrantes en la dirección Y-Y del edificio evaluado. Esta irregularidad no se hace notar debido a que la dimensión es inferior en comparación con la longitud total de la edificación en esta dirección.

4.3.1.8. Discontinuidad de diafragma

Tabla 62*Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma*

| N° de Piso | Área Total "A" (m ²) | Dimensiones (m) | | Área "A" (m ²) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------------------------|-----------------|------|----------------------------|--------|-------------------------------|
| | | A1 | B1 | | | |
| 5 | 92.37 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.31 | No hay Irregularidad |
| 4 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 3 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 2 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 1 | 95.51 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.30 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por discontinuidad del diafragma en los diferentes niveles del edificio. Esta irregularidad se refiere a la presencia de interrupciones significativas en el diafragma rígido (losa de entrepiso), como aberturas de gran tamaño, cambios abruptos en rigidez.

4.3.1.9. Separación de edificios

Tabla 63

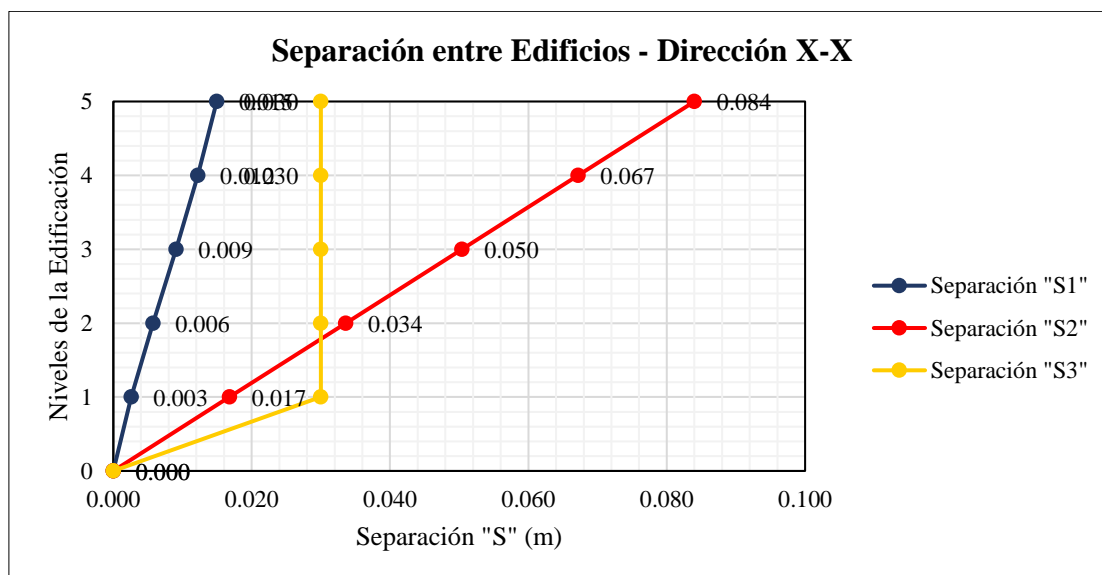
Separación entre Edificios por análisis estático

| N° de Piso | Dirección X-X (m) | | | S _x (m) | Dirección Y-Y (m) | | | S _y (m) |
|------------|-------------------|-------|-------|--------------------|-------------------|-------|-------|--------------------|
| | S1 | S2 | S3 | | S1 | S2 | S3 | |
| 5 | 0.015 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.011 | 0.084 | 0.030 | 0.09 |
| 4 | 0.012 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.010 | 0.067 | 0.030 | 0.07 |
| 3 | 0.009 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.008 | 0.050 | 0.030 | 0.06 |
| 2 | 0.006 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.006 | 0.034 | 0.030 | 0.04 |
| 1 | 0.003 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.004 | 0.017 | 0.030 | 0.03 |
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 |

Nota. Se muestra el análisis de la separación mínima requerida entre edificaciones adyacentes, realizado mediante el método estático según la Norma Técnica E.030.

Figura 59

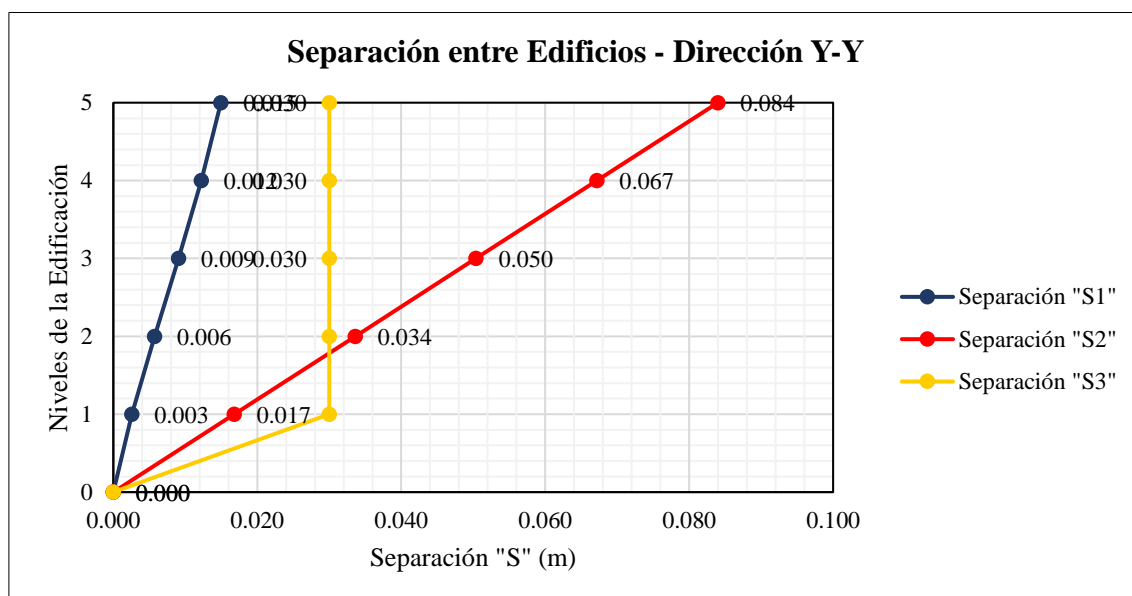
Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático



Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones, conforme a los criterios establecidos en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Figura 60

Separación de edificios en dirección Y-Y por análisis estático



Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones en la dirección Y-Y.

Tabla 64

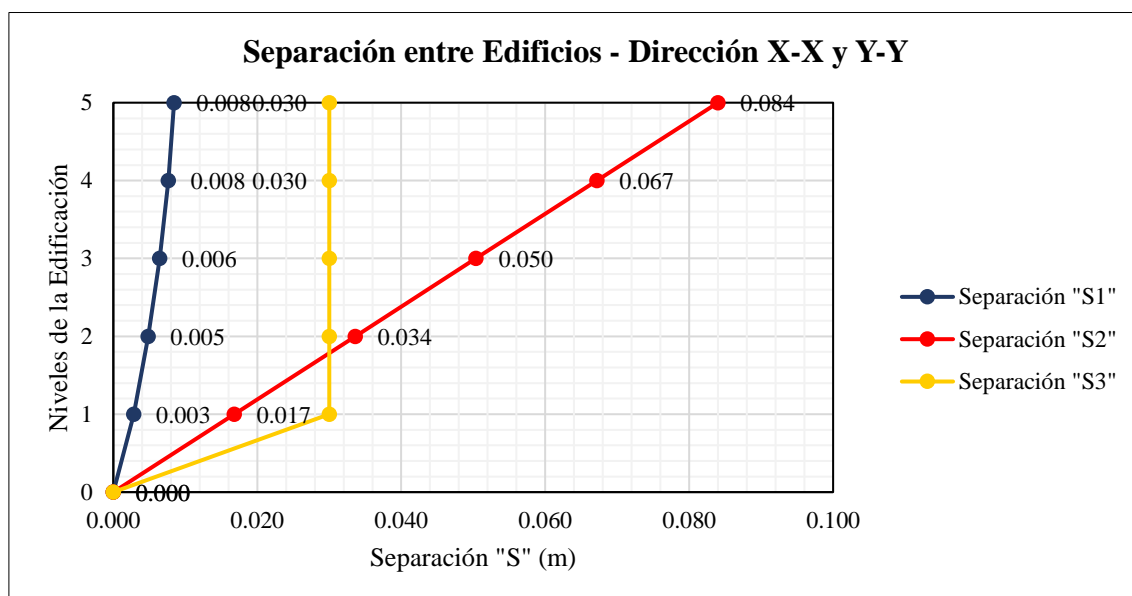
Separación entre Edificios por análisis dinámico

| N° de Piso | Dirección X-X (m) | | | S _x (m) | Dirección Y-Y (m) | | | S _y (m) |
|------------|-------------------|-------|-------|--------------------|-------------------|-------|-------|--------------------|
| | S1 | S2 | S3 | | S1 | S2 | S3 | |
| 5 | 0.012 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.008 | 0.084 | 0.030 | 0.09 |
| 4 | 0.010 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.008 | 0.067 | 0.030 | 0.07 |
| 3 | 0.007 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.006 | 0.050 | 0.030 | 0.06 |
| 2 | 0.005 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.005 | 0.034 | 0.030 | 0.04 |
| 1 | 0.002 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.003 | 0.017 | 0.030 | 0.03 |
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 |

Nota. Se muestra el análisis de la separación mínima requerida entre edificaciones adyacentes, realizado mediante el método de análisis dinámico según la Norma Técnica E.030 fundamental para evitar colisiones durante un evento sísmico.

Figura 61

Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático



Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones en la dirección X-X y Y-Y.

4.3.1.10. Análisis dinámico Tiempo-Historia

El análisis dinámico Tiempo-Historia constituye uno de los métodos más avanzados y realistas para evaluar el comportamiento estructural de edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas. A diferencia de los métodos estáticos o espectrales, este enfoque permite simular directamente la respuesta estructural ante acelerogramas representativos de eventos sísmicos reales, considerando de manera detallada la variación temporal de las solicitaciones.

Para la ejecución del análisis se utilizaron registros sísmicos reales, en particular el acelerograma del sismo de Loma Prieta (1989), el cual fue seleccionado por su similitud con las condiciones sísmicas de la zona de Jaén, Perú. Este registro fue escalado conforme a las exigencias normativas de la Norma Técnica Peruana E.030, garantizando una compatibilidad espectral con el diseño sísmico planteado.

La modelación estructural se llevó a cabo en el software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, configurando el sistema dual del edificio y asignando las condiciones dinámicas de frontera mediante elementos de resorte que simulan la rigidez de la base flexible. El análisis incorporó efectos modales y de acoplamiento dinámico entre la estructura y el suelo, lo cual permitió observar con mayor precisión el impacto que tiene la IDSE sobre los desplazamientos, esfuerzos internos, fuerzas cortantes y periodos de vibración.

Esta sección presenta los resultados obtenidos del análisis Tiempo-Historia bajo condiciones de base empotrada, y establece una base de comparación con los modelos previos de base rígida y base flexible. Los efectos de la IDSE se analizan con énfasis en la variación de parámetros clave como el periodo fundamental, la distorsión de entrepiso y el cumplimiento normativo en cuanto a derivas y separación sísmica.

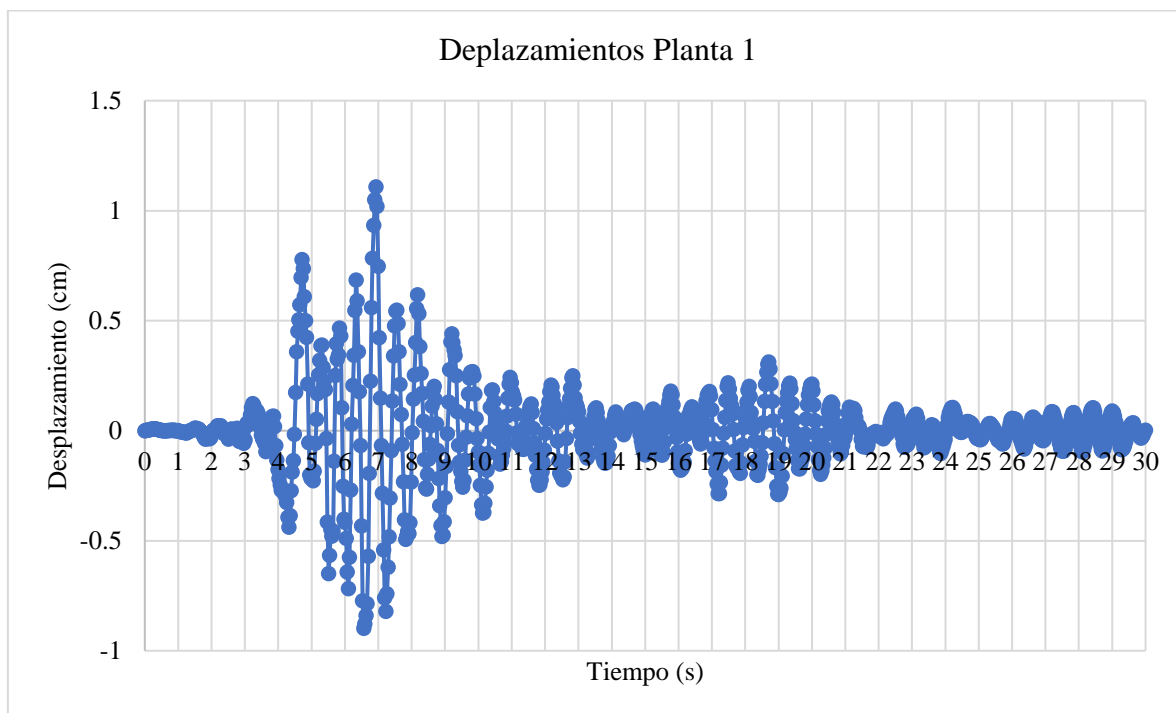
4.3.1.10.1. Desplazamientos

Tabla 65

Desplazamientos máximos por nivel en dirección de análisis X

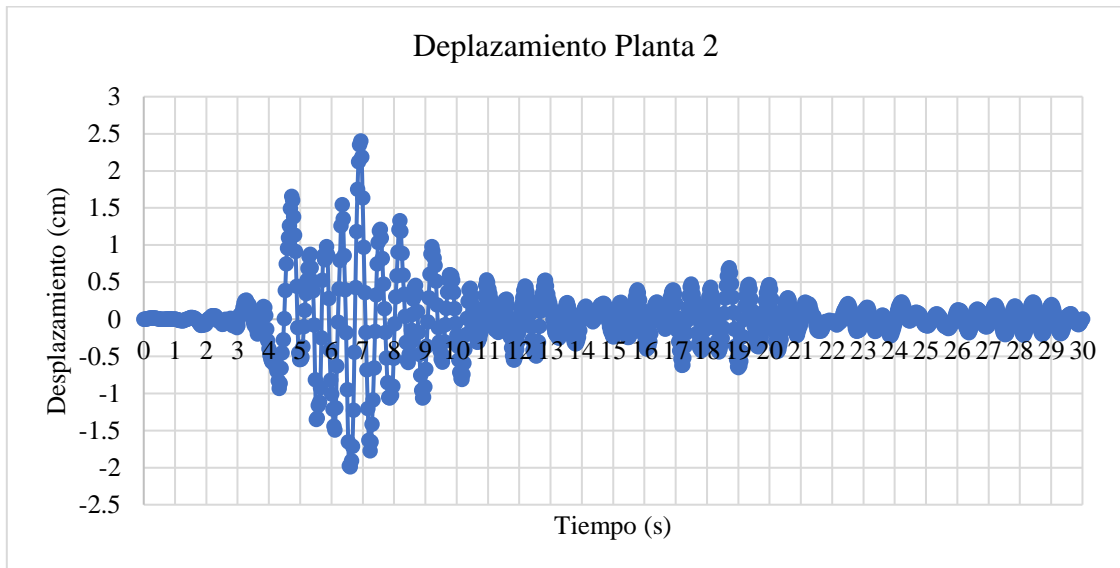
| Planta | Desplazamiento | V promedio | Distorsión |
|--------|----------------|------------|------------|
| 5 | 0.063 | 0.012 | 0.0043 |
| 4 | 0.051 | 0.013 | 0.0047 |
| 3 | 0.038 | 0.013 | 0.0048 |
| 2 | 0.024 | 0.013 | 0.0046 |
| 1 | 0.011 | 0.011 | 0.0040 |

Nota. En la tabla se muestra los desplazamientos máximos por piso, así como la verificación de derivas totales por nivel, en comparativa con la máxima admitida en la norma E.030 los valores calculados se encuentran por debajo del admitido 0.007 en concreto armado.

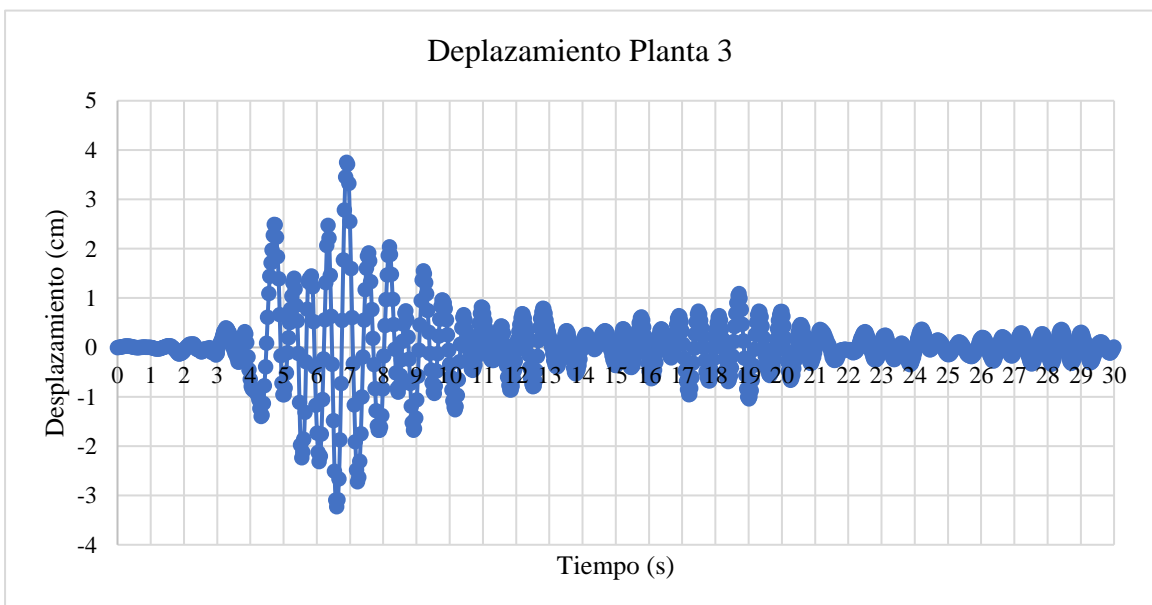
Figura 62*Desplazamiento dinámico en Planta 1*

Nota. En la figura se muestra la evolución temporal de los desplazamientos horizontales en la Planta 1 del edificio Galilea, como resultado del análisis dinámico tipo Tiempo-Historia aplicado al modelo estructural correspondiente.

El gráfico representa los desplazamientos en centímetros registrados en función del tiempo (segundos), durante una simulación de 30 segundos basada en el acelerograma del sismo de Loma Prieta. Se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 4 y 10, alcanzando un valor máximo cercano a 1.108 cm. A partir del segundo 10, los desplazamientos tienden a disminuir gradualmente, manteniéndose en un rango.

Figura 63*Desplazamiento dinámico en Planta 2*

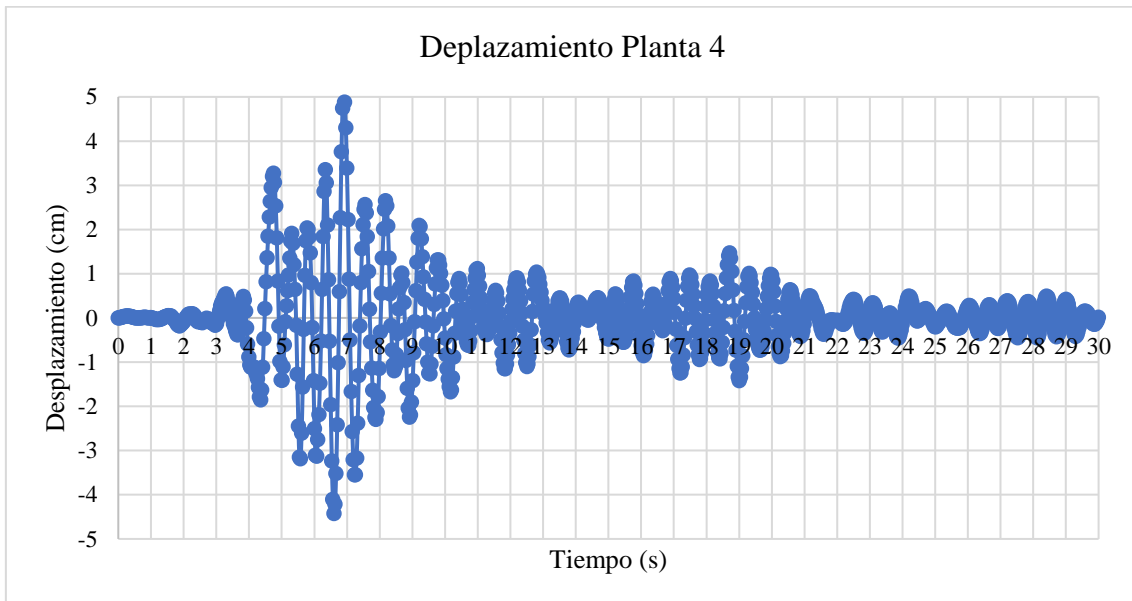
Nota. En la figura se muestra el comportamiento del desplazamiento horizontal en la Planta 2 durante el análisis Tiempo-Historia. Se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor aproximado de 2.40 cm, ocurrido entre los segundos 6 y 8, intervalo en el cual la estructura experimenta su mayor respuesta ante la excitación sísmica.

Figura 64*Desplazamiento dinámico en Planta 3*

Nota. En la figura muestra el comportamiento del desplazamiento horizontal en la Planta 3 durante el análisis Tiempo-Historia. Se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor aproximado de 3.75 cm, ocurrido entre los segundos 6 y 8, intervalo en el cual la estructura experimenta su mayor respuesta ante la excitación sísmica.

Figura 65

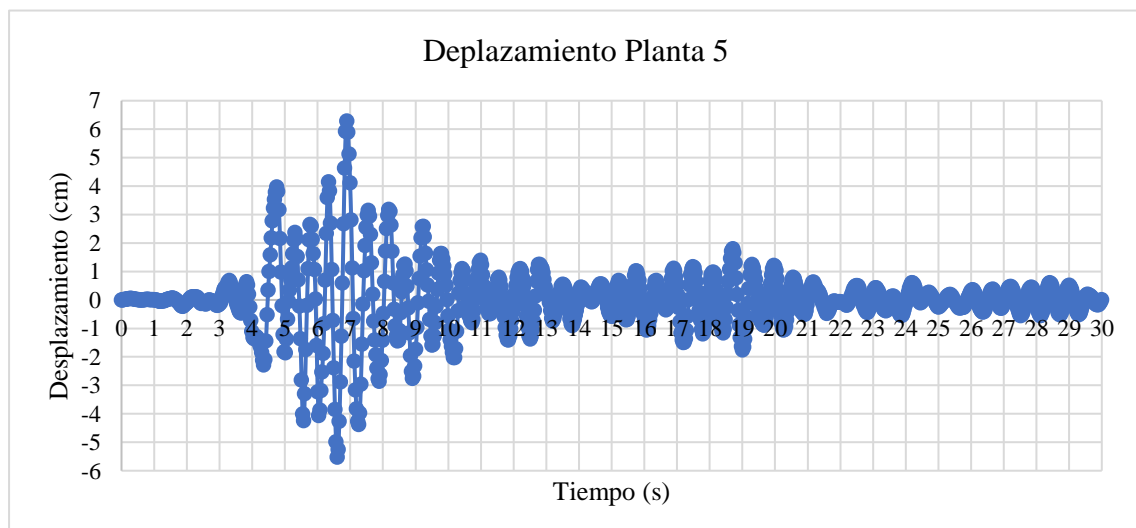
Desplazamiento dinámico en Planta 4



Nota. En la figura muestra el comportamiento del desplazamiento horizontal en la Planta 4 durante el análisis Tiempo-Historia. Se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor aproximado de 5.083 cm, ocurrido entre los segundos 6 y 8, intervalo en el cual la estructura experimenta su mayor respuesta ante la excitación sísmica.

Figura 66

Desplazamiento dinámico en Planta 5



Nota. En la figura muestra el comportamiento del desplazamiento horizontal en la Planta 5 durante el análisis Tiempo-Historia. Se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor aproximado de 6.283 cm, ocurrido entre los segundos 6 y 8, intervalo en el cual la estructura experimenta su mayor respuesta ante la excitación sísmica.

4.3.1.10.2. Fuerzas internas

Tabla 66

Fuerzas máximas de interacción suelo–estructura

| Casos | FIX (tf) | FIY (tf) |
|--------------|-----------------|-----------------|
| MAX | 132.744 | 82.875 |
| Nudos | 105-3 | 269-9 |

Nota. La Tabla presenta los valores máximos de las fuerzas de interacción horizontal entre la estructura y el suelo, obtenidas en los apoyos del modelo con base empotrada durante el análisis dinámico Tiempo-Historia. En la dirección X, se registró una fuerza máxima de interacción de 132.744 tf en el nudo 105-3, mientras que en la dirección Y, la fuerza máxima alcanzó 82.875 tf en el nudo 269-9.

4.3.2. Modelo 2: Análisis con base rígida

Este modelo supone que el suelo es considerablemente más rígido que la estructura, por lo que las deformaciones en la base son mínimas o prácticamente nulas. Aunque se asemeja al modelo de base fija, en este caso se reconoce la existencia del suelo, pero se le asignan propiedades mecánicas tan altas que su influencia en la respuesta estructural resulta insignificante. Este enfoque puede ser útil como modelo límite para comparar resultados o validar la sensibilidad del análisis ante distintas condiciones de rigidez del terreno.

Tabla 67

Masa, peso, centro de masa, centro de rigidez y excentricidad por nivel.

| Nivel | Diafragma por Nivel | Masa (Ton-s ² /m) | Peso (Ton) | Centro de Masa | | Centro de Rigidez | | Excentricidad | |
|---------|--------------------------|------------------------------|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | | | | X _{cm} (m) | Y _{cm} (m) | X _{cr} (m) | Y _{cr} (m) | e _x (m) | e _y (m) |
| Piso 05 | Diafragma D ₅ | 19.833 | 194.557 | 6.55 | 18.15 | 6.52 | 18.09 | 0.033 | 0.0565 |
| Piso 04 | Diafragma D ₄ | 20.818 | 204.223 | 6.38 | 18.10 | 6.34 | 17.78 | 0.031 | 0.3242 |
| Piso 03 | Diafragma D ₃ | 20.756 | 203.617 | 6.38 | 18.10 | 6.35 | 17.80 | 0.0231 | 0.2962 |
| Piso 02 | Diafragma D ₂ | 20.818 | 204.223 | 6.38 | 18.10 | 6.35 | 17.78 | 0.0285 | 0.3242 |
| Piso 01 | Diafragma D ₁ | 38.509 | 377.773 | 6.38 | 18.10 | 6.32 | 17.98 | 0.0512 | 0.1248 |

Nota. Nota. Se muestra le peso por nivel, así como la excentricidad respectiva, datos que son necesarios para los cálculos de las fuerzas de entre piso.

4.3.2.1. Resultados modales

Tabla 68

Modos de vibración de la estructura.

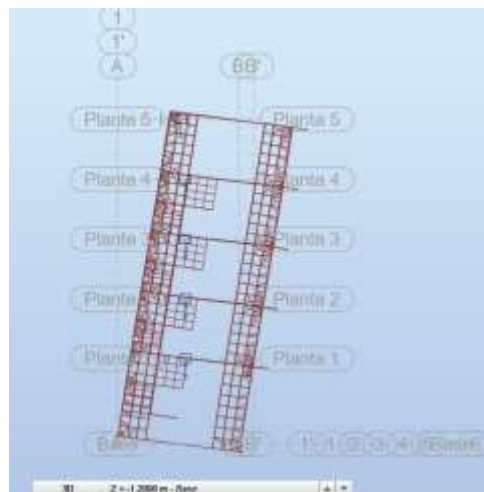
| Nivel | Caso | Modos | Periodo "T" (seg) | Frecuencia "W" (cyc/seg) | Masa Participativa | | |
|-------|-------|-------|-------------------------|--------------------------------|--------------------|----------------|----------------|
| | | | | | U _x | U _y | U _z |
| 1 | Modal | 1 | 1.329 | 0.75 | 69.418 | 0.005 | 0.002 |
| | Modal | 2 | 0.737 | 1.36 | 69.422 | 74.396 | 0.159 |
| | Modal | 3 | 0.593 | 1.69 | 69.422 | 74.416 | 0.166 |
| 2 | Modal | 4 | 0.236 | 4.23 | 69.540 | 80.945 | 51.902 |
| | Modal | 5 | 0.206 | 4.86 | 69.596 | 88.280 | 95.140 |
| | Modal | 6 | 0.195 | 5.13 | 70.867 | 89.187 | 96.884 |
| 3 | Modal | 7 | 0.192 | 5.22 | 87.026 | 89.192 | 96.894 |
| | Modal | 8 | 0.175 | 5.70 | 89.973 | 89.193 | 96.958 |
| | Modal | 9 | 0.164 | 6.08 | 90.105 | 90.301 | 99.146 |
| 4 | Modal | 10 | 0.131 | 7.62 | 92.668 | 90.301 | 99.456 |
| | Modal | 11 | 0.106 | 9.46 | 92.947 | 95.274 | 99.466 |
| | Modal | 12 | 0.105 | 9.57 | 93.230 | 95.994 | 99.593 |
| 5 | Modal | 13 | 0.098 | 10.18 | 97.783 | 96.085 | 99.593 |
| | Modal | 14 | 0.093 | 10.78 | 97.905 | 96.096 | 99.603 |
| | Modal | 15 | 0.092 | 10.91 | 99.159 | 96.102 | 99.605 |

| Nivel | Caso | Modos | Sum U _x | Sum U _y | Sum U _z | Masa Participativa | | | Sum R _x | Sum R _y | Sum R _z |
|-------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | | | | | R _x | R _y | R _z | | | |
| 1 | Modal | 1 | 69.418 | 0.005 | 0.002 | 69.418 | 0.005 | 0.002 | 69.418 | 0.005 | 0.002 |
| | Modal | 2 | 138.840 | 74.401 | 0.162 | 0.004 | 74.391 | 0.157 | 69.422 | 74.396 | 0.160 |
| | Modal | 3 | 208.261 | 148.816 | 0.328 | 0.000 | 0.020 | 0.007 | 69.422 | 74.416 | 0.166 |
| 2 | Modal | 4 | 277.802 | 229.762 | 52.230 | 0.119 | 6.530 | 51.736 | 69.540 | 80.945 | 51.902 |
| | Modal | 5 | 347.398 | 318.041 | 147.369 | 0.055 | 7.334 | 43.238 | 69.596 | 88.280 | 95.140 |
| | Modal | 6 | 418.265 | 407.228 | 244.253 | 1.271 | 0.907 | 1.744 | 70.867 | 89.187 | 96.884 |
| 3 | Modal | 7 | 505.291 | 496.421 | 341.147 | 16.159 | 0.005 | 0.010 | 87.026 | 89.192 | 96.894 |
| | Modal | 8 | 595.264 | 585.614 | 438.105 | 2.947 | 0.001 | 0.064 | 89.973 | 89.193 | 96.958 |
| | Modal | 9 | 685.368 | 675.914 | 537.251 | 0.132 | 1.108 | 2.188 | 90.105 | 90.301 | 99.146 |
| 4 | Modal | 10 | 778.036 | 766.215 | 636.707 | 2.563 | 0.000 | 0.310 | 92.668 | 90.301 | 99.456 |
| | Modal | 11 | 870.984 | 861.489 | 736.172 | 0.279 | 4.973 | 0.010 | 92.947 | 95.274 | 99.465 |
| | Modal | 12 | 964.214 | 957.483 | 835.765 | 0.283 | 0.720 | 0.127 | 93.230 | 95.994 | 99.593 |
| 5 | Modal | 13 | 1061.997 | 1053.568 | 935.358 | 4.553 | 0.091 | 0.000 | 97.783 | 96.085 | 99.593 |
| | Modal | 14 | 1159.902 | 1149.664 | 1034.961 | 0.122 | 0.010 | 0.010 | 97.905 | 96.096 | 99.603 |
| | Modal | 15 | 1259.061 | 1245.766 | 1134.566 | 1.254 | 0.007 | 0.003 | 99.159 | 96.102 | 99.605 |

Nota. Se muestra los periodos o modos de vibración de la estructura, donde se tiene que en dirección X el modo 3 con un periodo de 0.593s y una masa participativa del 69.4218%, para la dirección Y se tiene el modo 3 con un periodo de 0.593s y masas participativas del 74.4159%.

Figura 67

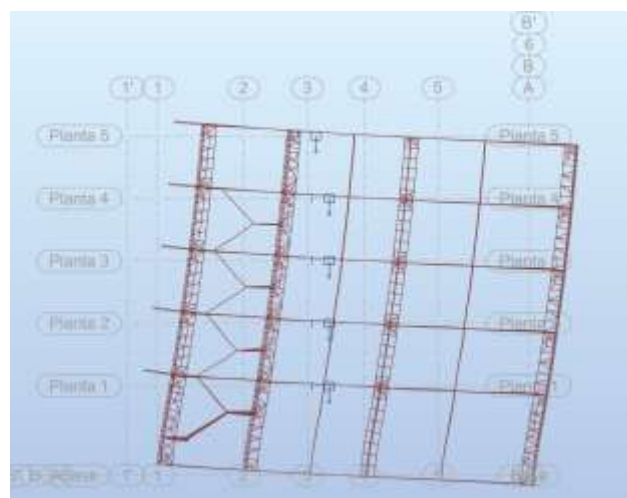
Caso modal 1



Nota. Se muestra la deformación de la estructura para el modo de vibración 1

Figura 68

Caso modal 2



Nota. Se muestra la deformación de la estructura para el modo de vibración

4.3.2.2. Análisis estático

Tabla 69

Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X.

| Nivel | Peso Sísmico (Tonf) | Altura "h" | | h ^k | P x h ^k | α _x | F _x (Tonf) | V _x (Tonf) | M _z (Tonf.m) |
|-------|---------------------------|------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|
| | | h (m) | h.acumulado (m) | | | | | | |
| 5 | 194.56 | 2.80 | 14.00 | 15.82 | 3078.2 | 0.33 | 46.984 | 46.98 | 14.10 |
| 4 | 204.22 | 2.80 | 11.20 | 12.53 | 2558.3 | 0.27 | 39.049 | 86.03 | 11.71 |
| 3 | 203.62 | 2.80 | 8.40 | 9.27 | 1887.7 | 0.20 | 28.813 | 114.85 | 8.64 |
| 2 | 204.22 | 2.80 | 5.60 | 6.07 | 1238.7 | 0.13 | 18.907 | 133.75 | 5.67 |
| 1 | 230.93 | 2.80 | 2.80 | 2.94 | 678.2 | 0.07 | 10.352 | 144.10 | 3.11 |

Nota. Se muestra la distribución de fuerzas sísmicas en altura para cada nivel de la estructura, así como también podemos verificar la fuerza cortante total actuante en el primer piso.

Tabla 70

Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y.

| Nivel de Piso | Peso Sísmico (Ton) | Altura "h" | | h ^k | P x h ^k | α _y | F _y (Ton) | V _y (Ton) | M _z (Ton.m) |
|---------------------|--------------------------|------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | | h (m) | h.acumulado (m) | | | | | | |
| 5 | 194.56 | 2.80 | 14.00 | 15.82 | 3078.2 | 0.33 | 46.984 | 46.98 | 42.29 |
| 4 | 204.22 | 2.80 | 11.20 | 12.53 | 2558.3 | 0.27 | 39.049 | 86.03 | 35.14 |
| 3 | 203.62 | 2.80 | 8.40 | 9.27 | 1887.7 | 0.20 | 28.813 | 114.85 | 25.93 |
| 2 | 204.22 | 2.80 | 5.60 | 6.07 | 1238.7 | 0.13 | 18.907 | 133.75 | 17.02 |
| 1 | 230.93 | 2.80 | 2.80 | 2.94 | 678.2 | 0.07 | 10.352 | 144.10 | 9.32 |

Nota. Se muestra la distribución de fuerzas sísmicas en altura para cada nivel de la estructura, así como también podemos verificar la fuerza cortante total actuante en el primer piso.

Tabla 71

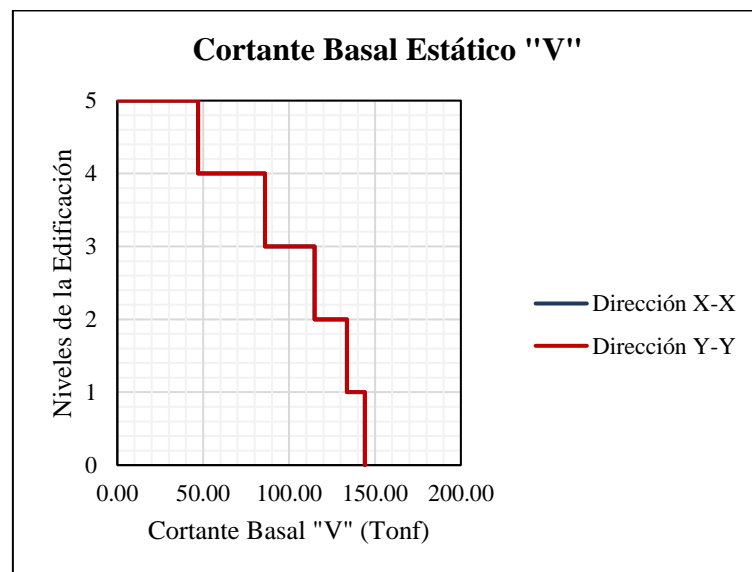
Fuerzas cortantes en dirección X y Y.

| N° de Piso | Cortante Basal | |
|------------|----------------|-----------|
| | Vx (Tonf) | Vy (Tonf) |
| 5 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 46.98 | 46.98 |
| 4 | 46.98 | 46.98 |
| 4 | 86.03 | 86.03 |
| 3 | 86.03 | 86.03 |
| 3 | 114.85 | 114.85 |
| 2 | 114.85 | 114.85 |
| 2 | 133.75 | 133.75 |
| 1 | 133.75 | 133.75 |
| 1 | 144.10 | 144.10 |
| 0 | 144.10 | 144.10 |

Nota. La tabla muestra la fuerza cortante basal actuante en cada nivel de la estructura, podemos evidenciar que en el primer piso en dirección X es donde mayor esfuerzo recibe por tanto tendera a fallar más.

Figura 69

Fuerzas cortantes estáticas "V"



Nota. Se muestra la comparativa de las fuerzas actuantes en cada nivel, de donde podemos recatar la mayor cantidad de esta fuerza actuante de color azul en dirección X

4.3.2.3. Espectro respuesta

Tabla 72

Espectro de Pseudo - Aceleración en dirección horizontal.

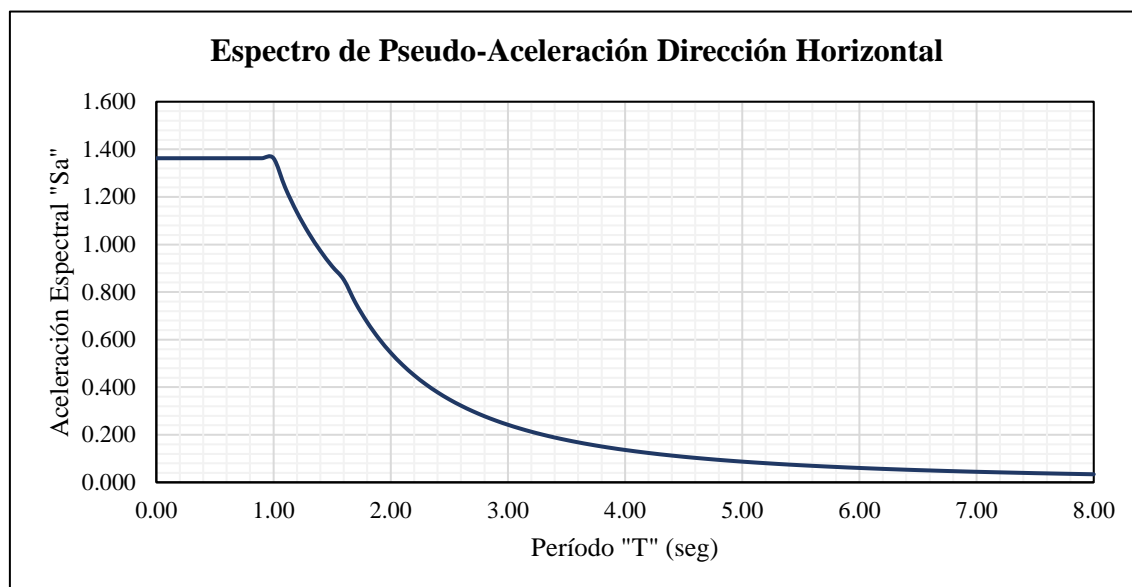
| Período "T" (seg) | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|-------------------------|---------------|---------------------------------|---------------|---------------------------------|
| | Factor "C" | Pseudo - Aceleración "Sa" | Factor "C" | Pseudo - Aceleración "Sa" |
| 0.00 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.10 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.20 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.30 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.40 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.50 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.60 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.70 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.80 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.90 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 1.00 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 1.10 | 2.27 | 1.239 | 2.27 | 1.239 |
| 1.20 | 2.08 | 1.135 | 2.08 | 1.135 |
| 1.30 | 1.92 | 1.048 | 1.92 | 1.048 |
| 1.40 | 1.79 | 0.973 | 1.79 | 0.973 |
| 1.50 | 1.67 | 0.908 | 1.67 | 0.908 |
| 1.60 | 1.56 | 0.852 | 1.56 | 0.852 |
| 1.70 | 1.38 | 0.754 | 1.38 | 0.754 |
| 1.80 | 1.23 | 0.673 | 1.23 | 0.673 |
| 1.90 | 1.11 | 0.604 | 1.11 | 0.604 |
| 2.00 | 1.00 | 0.545 | 1.00 | 0.545 |
| 2.10 | 0.91 | 0.494 | 0.91 | 0.494 |
| 2.20 | 0.83 | 0.450 | 0.83 | 0.450 |
| 2.30 | 0.76 | 0.412 | 0.76 | 0.412 |
| 2.40 | 0.69 | 0.378 | 0.69 | 0.378 |

| | | | | |
|------|------|-------|------|-------|
| 2.50 | 0.64 | 0.349 | 0.64 | 0.349 |
| 2.60 | 0.59 | 0.322 | 0.59 | 0.322 |
| 2.70 | 0.55 | 0.299 | 0.55 | 0.299 |
| 2.80 | 0.51 | 0.278 | 0.51 | 0.278 |
| 2.90 | 0.48 | 0.259 | 0.48 | 0.259 |
| 3.00 | 0.44 | 0.242 | 0.44 | 0.242 |
| 3.10 | 0.42 | 0.227 | 0.42 | 0.227 |
| 3.20 | 0.39 | 0.213 | 0.39 | 0.213 |
| 3.30 | 0.37 | 0.200 | 0.37 | 0.200 |
| 3.40 | 0.35 | 0.189 | 0.35 | 0.189 |
| 3.50 | 0.33 | 0.178 | 0.33 | 0.178 |
| 3.60 | 0.31 | 0.168 | 0.31 | 0.168 |
| 3.70 | 0.29 | 0.159 | 0.29 | 0.159 |
| 3.80 | 0.28 | 0.151 | 0.28 | 0.151 |
| 3.90 | 0.26 | 0.143 | 0.26 | 0.143 |
| 4.00 | 0.25 | 0.136 | 0.25 | 0.136 |
| 4.20 | 0.23 | 0.124 | 0.23 | 0.124 |
| 4.40 | 0.21 | 0.113 | 0.21 | 0.113 |
| 4.60 | 0.19 | 0.103 | 0.19 | 0.103 |
| 4.80 | 0.17 | 0.095 | 0.17 | 0.095 |
| 5.00 | 0.16 | 0.087 | 0.16 | 0.087 |
| 5.20 | 0.15 | 0.081 | 0.15 | 0.081 |
| 5.40 | 0.14 | 0.075 | 0.14 | 0.075 |
| 5.60 | 0.13 | 0.070 | 0.13 | 0.070 |
| 5.80 | 0.12 | 0.065 | 0.12 | 0.065 |
| 6.00 | 0.11 | 0.061 | 0.11 | 0.061 |
| 6.20 | 0.10 | 0.057 | 0.10 | 0.057 |
| 6.40 | 0.10 | 0.053 | 0.10 | 0.053 |
| 6.60 | 0.09 | 0.050 | 0.09 | 0.050 |
| 6.80 | 0.09 | 0.047 | 0.09 | 0.047 |
| 7.00 | 0.08 | 0.044 | 0.08 | 0.044 |
| 7.50 | 0.07 | 0.039 | 0.07 | 0.039 |
| 8.00 | 0.06 | 0.034 | 0.06 | 0.034 |

Nota. Se muestra el Espectro de Pseudo – Aceleración en las direcciones X y Y.

Figura 70

Espectro en dirección Horizontal



Nota. Se muestra el espectro pseudo aceleración en dirección X y Y.

4.3.2.4. Resultados análisis estático

Tabla 73

Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa

| N° de Piso | Dirección X-X | | | Dirección Y-Y | | |
|------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) |
| 5 | 0.1049 | 0.0192 | 0.107 | 0.0301 | 0.0039 | 0.0305 |
| 4 | 0.0864 | 0.0197 | 0.088 | 0.02628 | 0.0047 | 0.0267 |
| 3 | 0.0668 | 0.0201 | 0.068 | 0.02165 | 0.0054 | 0.0221 |
| 2 | 0.0470 | 0.0199 | 0.048 | 0.01627 | 0.0061 | 0.0167 |
| 1 | 0.0273 | 0.0257 | 0.028 | 0.01027 | 0.0089 | 0.0107 |

Nota. Se muestra los desplazamientos por niveles y el centro de masa de la edificación en estudio tanto para la dirección X-X y Y-Y

Tabla 74

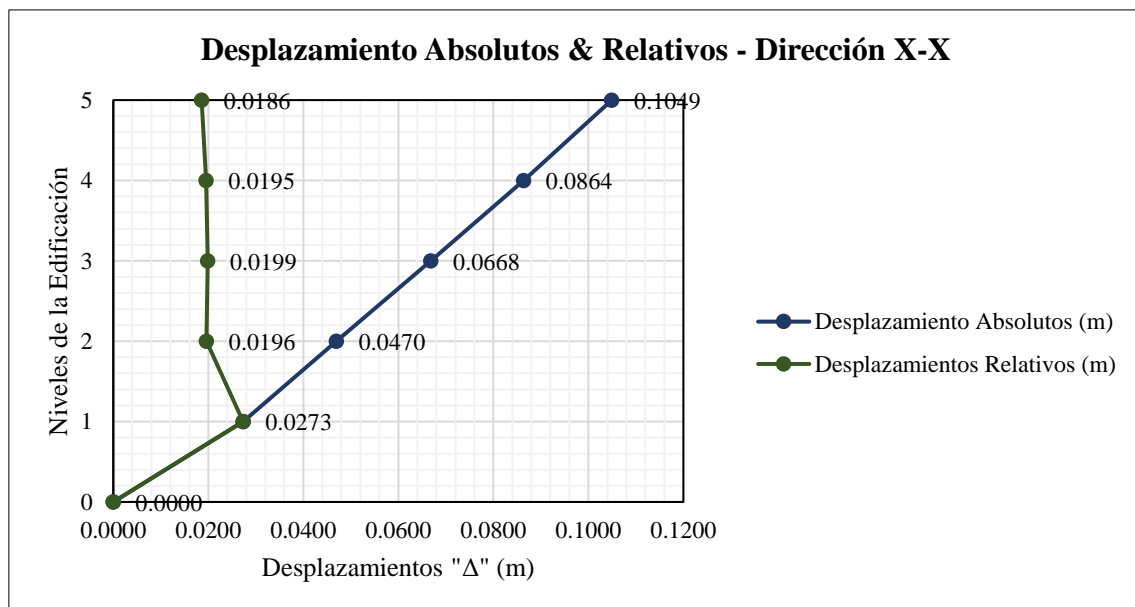
Análisis en Dirección X-X

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.1049 | 0.0186 | 2.80 | 0.0066 | Si Cumple |
| 4 | 0.0864 | 0.0195 | 2.80 | 0.0070 | Si Cumple |
| 3 | 0.0668 | 0.0199 | 2.80 | 0.0071 | No Cumple, Verificar |
| 2 | 0.0470 | 0.0196 | 2.80 | 0.0070 | No Cumple, Verificar |
| 1 | 0.0273 | 0.0273 | 2.80 | 0.0098 | No Cumple, Verificar |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

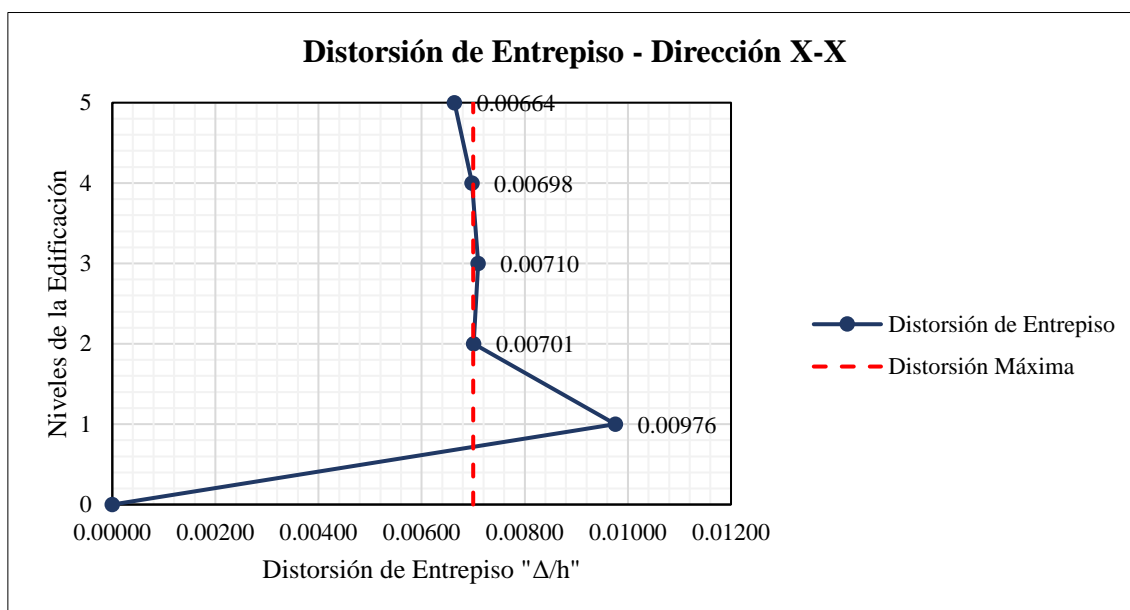
Nota. Se muestra la distorsión de entrepiso o deriva, de donde se puede verificar que supera los valores admitidos para el piso 1, 2 y 3 según reglamento E.030

Figura 71

Desplazamiento absoluto y relativo



Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativos cuando el sismo se mueve en dirección X-X

Figura 72*Distorsión de entrepiso*

Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativos cuando el sismo se mueve en dirección X-X.

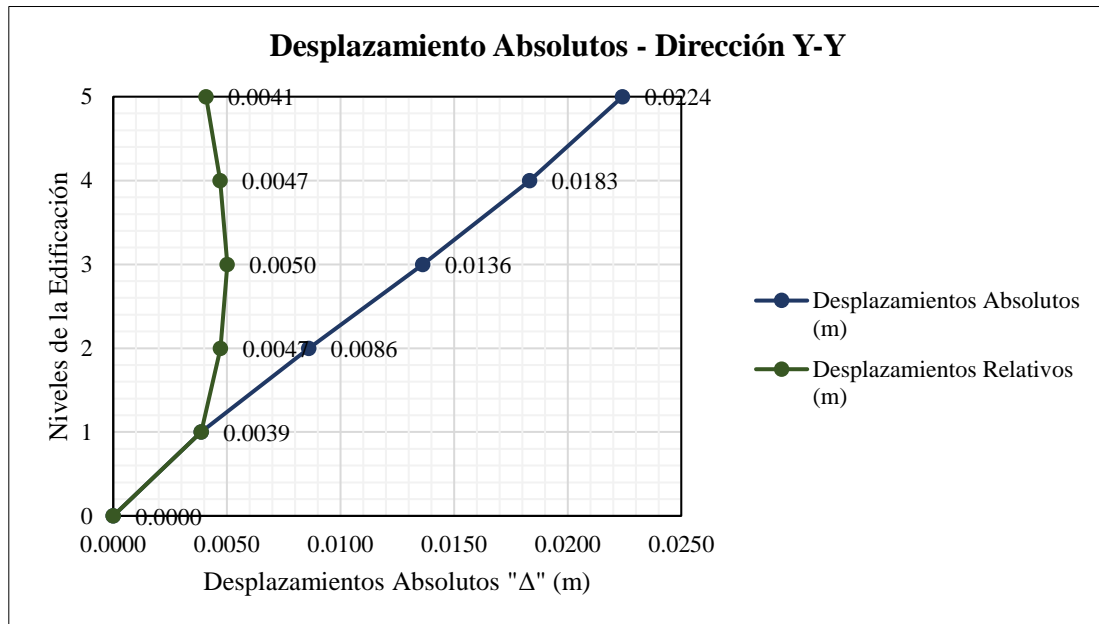
Tabla 75*Análisis en Dirección Y-Y*

| Nº de Piso | Norma E.030 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|------------|--|--------------------------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| | Artículo 31 Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0301 | 0.0038 | 2.80 | 0.0014 | Si Cumple |
| 4 | 0.0263 | 0.0046 | 2.80 | 0.0017 | Si Cumple |
| 3 | 0.0217 | 0.0054 | 2.80 | 0.0019 | Si Cumple |
| 2 | 0.0163 | 0.0060 | 2.80 | 0.0021 | Si Cumple |
| 1 | 0.0103 | 0.0103 | 2.80 | 0.0037 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se muestra la distorsión de entrepiso en dirección de análisis Y-Y para el análisis estático, de donde se puede verificar que no supera los valores admitidos según reglamento E.030.

Figura 73

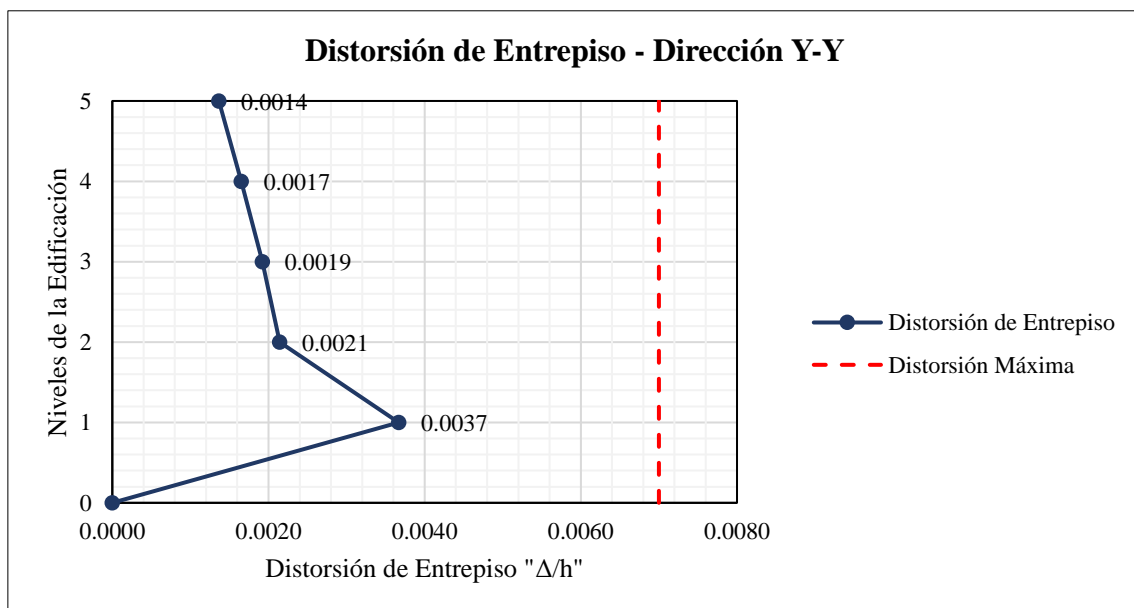
Desplazamiento absolutos y relativos en dirección Y-Y



Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativo cuando el sismo se mueve en dirección Y-Y

Figura 74

Distorsión de entrepiso por análisis estático en dirección Y-Y



Nota. Se muestra las derivas correspondientes al sismo en dirección Y-Y, siendo el mayor valor de 0.0019, menor en comparación con el estipulado en norma.

4.3.2.5. Resultados análisis dinámico

Tabla 76

Fuerza Cortante por Nivel

| Nº de Piso | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|---------------|---------------|-------|---------------|--------|
| | Vx | Fx | Vy | Fy |
| | (Ton) | (Ton) | (Ton) | (Ton) |
| 5 | 27.23 | 27.23 | 36.98 | 36.98 |
| 4 | 76.94 | 49.71 | 105.60 | 68.62 |
| 3 | 143.79 | 66.85 | 199.34 | 93.74 |
| 2 | 223.21 | 79.42 | 313.88 | 114.54 |
| 1 | 312.80 | 89.59 | 449.58 | 135.7 |

Nota. Se muestra las fuerzas de entrepiso, así como las fuerzas cortantes que actúan en el primer piso de donde se tiene que en dirección X-X actúa un total de 312.80 tonf y en la dirección Y-Y actúa un total de 449.58 tonf.

Tabla 77

Verificación del Artículo 29.4. de la E.030

| Dirección de Análisis | Vestático (Ton) | Vdinámico (Ton) | Tipo de Estructura | Caso I | Verificación |
|--------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|--------|--------------|
| Dirección X-X | 144.10 | 312.80 | Irregular | 2.171 | Si Cumple |
| Dirección Y-Y | 144.10 | 449.58 | Irregular | 3.120 | Si Cumple |

Nota. se muestra la verificación del artículo 24.9 de la norma E.030, donde se especifica que la fuerza cortante del primer entrepiso del edificio no puede ser menor al 90% de cortante estático.

Tabla 78*Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa*

| N° de Piso | Dirección X-X | | | Dirección Y-Y | | |
|---------------|-----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | Δ_{CM} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | Δ_{CM} |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 5 | 0.0627 | 0.0114 | 0.0636 | 0.0251 | 0.0031 | 0.0254 |
| 4 | 0.0516 | 0.0116 | 0.0523 | 0.0221 | 0.0037 | 0.0224 |
| 3 | 0.0400 | 0.0119 | 0.0406 | 0.0184 | 0.0044 | 0.0187 |
| 2 | 0.0282 | 0.0118 | 0.0287 | 0.0140 | 0.0051 | 0.0144 |
| 1 | 0.0164 | 0.0152 | 0.0169 | 0.0089 | 0.0076 | 0.0094 |

Nota. Se muestra los desplazamientos por nivel, así como sus desplazamientos del centro de masa promedio cuando se realiza el análisis sismo dinámico.

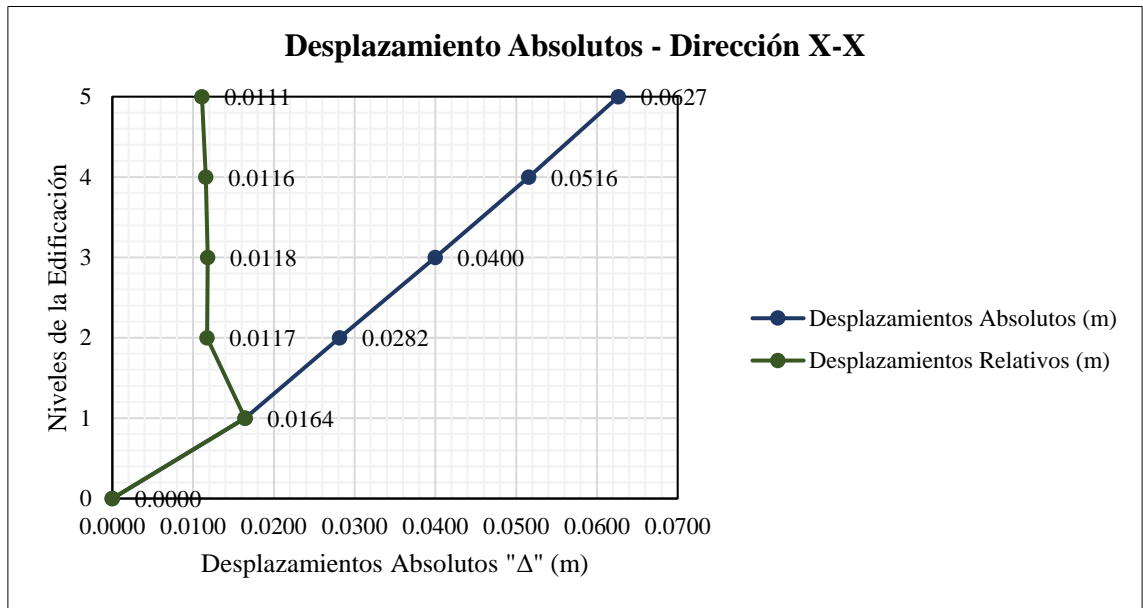
Tabla 79*Análisis en Dirección X-X*

| N° de Piso | Norma E.030 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------|---------------------------|
| | Artículo 31 | | | | |
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0627 | 0.0111 | 2.80 | 0.0040 | Si Cumple |
| 4 | 0.0516 | 0.0116 | 2.80 | 0.0041 | Si Cumple |
| 3 | 0.0400 | 0.0118 | 2.80 | 0.0042 | Si Cumple |
| 2 | 0.0282 | 0.0117 | 2.80 | 0.0042 | Si Cumple |
| 1 | 0.0164 | 0.0164 | 2.80 | 0.0059 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se presenta la verificación de los desplazamientos por análisis dinámico modal espectral, de donde se puede evidenciar que las derivas no son superadas por lo establecido en norma.

Figura 75

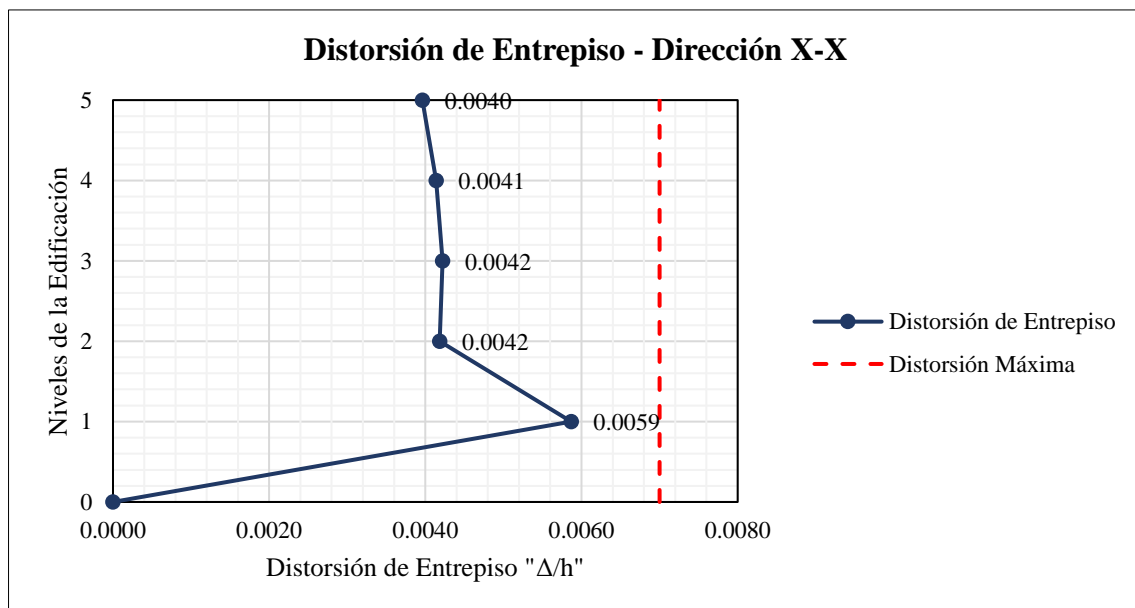
Desplazamiento absolutos en dirección X por análisis dinámico



Nota. En la figura se muestra los desplazamientos de comportamiento absoluto y relativos de la edificación.

Figura 76

Distorsión de entrepiso-Dirección X-X



Nota. Se muestra las derivas correspondientes a cada entrepiso, de donde no se supera el máximo admitido.

4.3.2.6. Análisis de irregularidades

4.3.2.6.1. Irregularidad de rigidez

- Análisis en Dirección X-X por sismo estático

Tabla 80

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.1073 | 0.0192 | 46.98 | 2447.08 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0881 | 0.0197 | 86.03 | 4360.49 | 1.78 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0684 | 0.0201 | 114.85 | 5708.01 | 1.31 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0483 | 0.0199 | 133.75 | 6717.84 | 1.18 | 1.61 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0284 | 0.0284 | 144.10 | 5083.03 | 0.76 | 0.91 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de piso blando, donde se tiene que cumplir que la rigidez lateral del piso superior no debe ser menor a 0.7 del piso siguiente.

Tabla 81

Irregularidad Extrema de Rigidez

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.1073 | 0.0192 | 46.98 | 2447.08 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0881 | 0.0197 | 86.03 | 4360.49 | 1.78 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0684 | 0.0201 | 114.85 | 5708.01 | 1.31 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0483 | 0.0199 | 133.75 | 6717.84 | 1.18 | 1.61 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0284 | 0.0284 | 144.10 | 5083.03 | 0.76 | 0.91 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se verifica la irregularidad de extrema rigidez, arrojándonos resultados de verificación que no existe variación alguna.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo estático

Tabla 82*Irregularidad de Rigidez - Piso Blando*

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0305 | 0.0038 | 46.98 | 12495.72 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0267 | 0.0046 | 86.03 | 18662.14 | 1.49 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0221 | 0.0054 | 114.85 | 21426.34 | 1.15 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0167 | 0.0060 | 133.75 | 22217.97 | 1.04 | 1.27 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0107 | 0.0107 | 144.10 | 13442.53 | 0.61 | 0.65 | Si hay Irregularidad | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de piso blando, donde se tiene que cumplir que la rigidez lateral del piso superior no debe ser menor a 0.7 del piso siguiente. Por tanto, se puede verificar una irregularidad Caso II en el primer nivel para ello se tomará acciones como mejorar la resistencia del concreto o reforzar los elementos verticales.

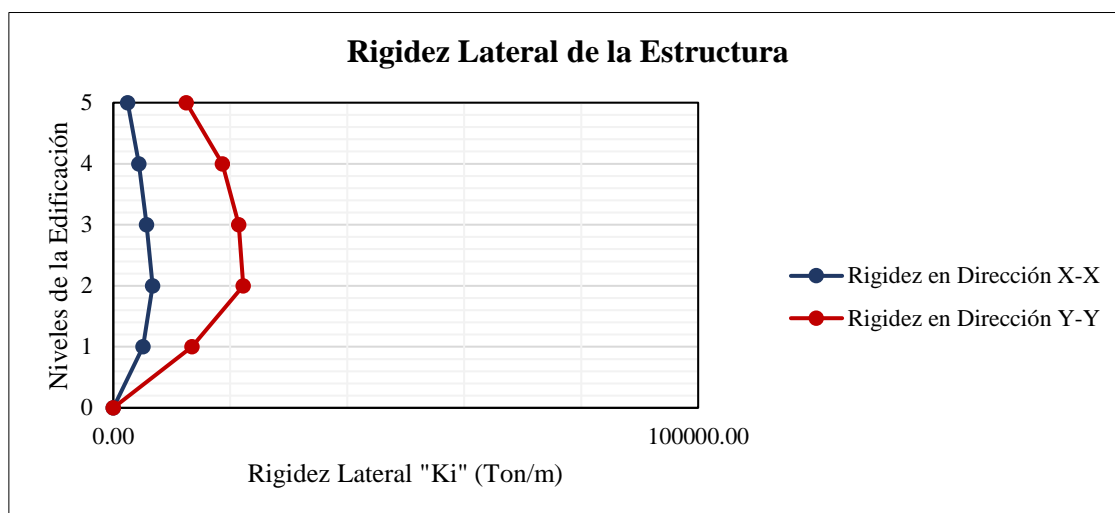
Tabla 83*Irregularidad Extrema de Rigidez*

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0305 | 0.0038 | 46.98 | 12495.72 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0267 | 0.0046 | 86.03 | 18662.14 | 1.49 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0221 | 0.0054 | 114.85 | 21426.34 | 1.15 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0167 | 0.0060 | 133.75 | 22217.97 | 1.04 | 1.27 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0107 | 0.0107 | 144.10 | 13442.53 | 0.61 | 0.65 | No hay Irregularidad | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de extrema rigidez, estos valores se toman en análisis de la rigidez lateral de la estructura, para ello se analiza los elementos estructurales como vigas, muros columnas y osas.

Figura 77

Rigidez lateral de la estructura por sismo estático



Nota. En la imagen podemos observar la comparativa de la rigidez de la estructura, para ello nuestra dirección de análisis en la dirección X-X por tender a ser vulnerable n caso de eventos sísmicos.

- Análisis en Dirección X-X por sismo dinámico

Tabla 84

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0636 | 0.0114 | 27.23 | 2394.90 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0523 | 0.0117 | 76.94 | 6604.29 | 2.76 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0406 | 0.0119 | 143.79 | 12093.36 | 1.83 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0287 | 0.0118 | 223.21 | 18916.10 | 1.56 | 2.69 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0169 | 0.0169 | 312.80 | 18497.93 | 0.98 | 1.48 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de irregularidad de rigidez de piso blando por sismo dinámico en la dirección de análisis X-X.

Tabla 85*Irregularidad Extrema de Rigidez*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0636 | 0.0114 | 27.23 | 2394.90 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0523 | 0.0117 | 76.94 | 6604.29 | 2.76 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0406 | 0.0119 | 143.79 | 12093.36 | 1.83 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0287 | 0.0118 | 223.21 | 18916.10 | 1.56 | 2.69 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0169 | 0.0169 | 312.80 | 18497.93 | 0.98 | 1.48 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de extrema rigidez para los casos 1 y 2 de la norma, se concluye que no supera los valores estimados en norma.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo dinámico

Tabla 86*Irregularidad de Rigidez - Piso Blando*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _y (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0254 | 0.0030 | 36.98 | 12367.89 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0224 | 0.0037 | 105.60 | 28852.46 | 2.33 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0187 | 0.0043 | 199.34 | 46036.95 | 1.60 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0144 | 0.0050 | 313.88 | 62650.70 | 1.36 | 2.15 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0094 | 0.0094 | 449.58 | 47929.64 | 0.77 | 1.05 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de irregularidad de rigidez de piso blando por sismo dinámico en la dirección de análisis Y-Y.

Tabla 87

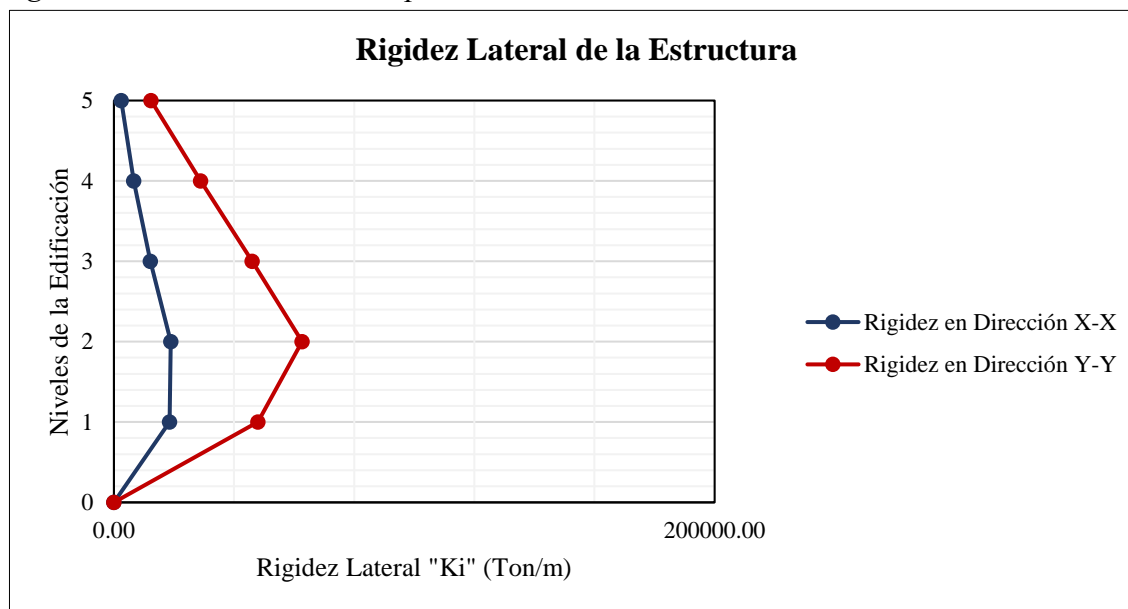
Irregularidad Extrema de Rigidez

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0254 | 0.0030 | 36.98 | 12367.89 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0224 | 0.0037 | 105.60 | 28852.46 | 2.33 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0187 | 0.0043 | 199.34 | 46036.95 | 1.60 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0144 | 0.0050 | 313.88 | 62650.70 | 1.36 | 2.15 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0094 | 0.0094 | 449.58 | 47929.64 | 0.77 | 1.05 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se verifica la irregularidad de extrema rigidez, arrojándonos resultados de verificación que no existe variación alguna.

Figura 78

Rigidez lateral de la estructura por sismo dinámico.



Nota. En la imagen podemos observar la comparativa de la rigidez de la estructura, para ello nuestra dirección de análisis en la dirección Y-Y por tender a ser vulnerable en caso de eventos sísmicos.

4.3.2.6.2. Irregularidad de resistencia

- Análisis en Dirección X-X por sismo estático

Tabla 88

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 46.40 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 46.40 | 2.837 | No hay |
| 4 | Sismo Estático | Top | 131.64 | | 1.867 |
| | Sismo Estático | Bottom | 131.64 | No hay | |
| 3 | Sismo Estático | Top | 245.79 | 1.543 | Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 245.79 | | No hay |
| 2 | Sismo Estático | Top | 379.14 | 1.380 | Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 379.14 | | No hay |
| 1 | Sismo Estático | Top | 523.25 | - | Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 523.25 | | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 89

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|----------------------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 46.98 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 46.98 | 2.831 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 133.01 | | 1.863 |
| | Sismo Estático | Bottom | 133.01 | No hay Irregularidad | |
| 3 | Sismo Estático | Top | 247.86 | 1.540 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 247.86 | | No hay Irregularidad |
| 2 | Sismo Estático | Top | 381.61 | 1.378 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 381.61 | | No hay Irregularidad |
| 1 | Sismo Estático | Top | 525.71 | - | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 525.71 | | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo estático

Tabla 90

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 49.98 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 49.98 | 2.781 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 139.01 | 1.848 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 139.01 | 1.532 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Estático | Top | 256.86 | 1.374 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 256.86 | - | - |
| 2 | Sismo Estático | Top | 393.61 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 393.61 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 540.71 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 540.71 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 91

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 49.98 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 49.98 | 2.781 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 139.01 | 1.848 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 139.01 | 1.532 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Estático | Top | 256.86 | 1.374 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 256.86 | - | - |
| 2 | Sismo Estático | Top | 393.61 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 393.61 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 540.71 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 540.71 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo estático donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

- Análisis en Dirección X-X por sismo dinámico

Tabla 92

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| N° de Piso | Carga | Ubicación | Vx (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 27.23 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 27.23 | 2.826 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 76.94 | 1.869 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 76.94 | 1.552 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 143.79 | 1.401 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 143.79 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 223.21 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 223.21 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 312.80 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 312.80 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 93*Irregularidad Extrema de Resistencia*

| N° de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|--------------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 27.23 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 27.23 | 2.826 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 76.94 | 1.869 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 76.94 | 1.552 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 143.79 | 1.401 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 143.79 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 223.21 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 223.21 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 312.80 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 312.80 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo dinámico

Tabla 94*Irregularidad de Resistencia - Piso Débil*

| N° de Piso | Carga | Ubicación | V _y (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|--------------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 36.98 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 36.98 | 2.856 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 105.60 | 1.888 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 105.60 | 1.575 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 199.34 | 1.432 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 199.34 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 313.88 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 313.88 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 449.58 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 449.58 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico en dirección Y-Y donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 95*Irregularidad Extrema de Resistencia*

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 36.98 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 36.98 | 2.856 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 105.60 | 1.888 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 105.60 | 1.575 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 199.34 | 1.432 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 199.34 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 313.88 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 313.88 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 449.58 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 449.58 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico en dirección Y-Y donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior

4.3.2.6.3. Irregularidad de masa o peso

- Análisis en Dirección X-X e Y-Y

Tabla 96*Irregularidad de Masa o Peso*

| Nº de Piso | Diafragma | Masa (Tonf-s ² /m) | Caso | | Verificación de Irregularidad | |
|------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | | | Caso I | Caso II | Caso I | Caso II |
| 5 | D5 | 19.833 | - | 0.953 | - | - |
| 4 | D4 | 20.818 | 1.050 | 1.003 | - | No hay Irregularidad |
| 3 | D3 | 20.756 | 0.997 | 0.997 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 2 | D2 | 20.818 | 1.003 | 0.884 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | D1 | 23.540 | 1.131 | - | No hay Irregularidad | - |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de masa o peso, para ello se analiza cuando un piso determinado es mayor a 1.5 veces la masa de un piso adyacente.

4.3.2.6.4. Irregularidad geométrica vertical

- Dirección X-X

Tabla 97

Irregularidad Geométrica Vertical X-X

| N° de Piso | Longitud (m) | Dimensión "A" (m) | Dimensión "B" (m) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | 6.00 | - | 6.00 | - | - |
| 4 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 3 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 2 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 1 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad vertical en dirección X-X.

- Dirección Y-Y

Tabla 98

Irregularidad Geométrica Vertical Y-Y

| N° de Piso | Longitud (m) | Dimensión "A" (m) | Dimensión "B" (m) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------------------|
| 5 | 18.00 | - | 18.00 | - | - |
| 4 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 3 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 2 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 1 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad vertical en dirección Y-Y.

4.3.2.6.5. Irregularidad torsional

- Análisis en Dirección X-X por análisis estático

Tabla 99

Irregularidad Torsional

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------|-------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | | |
| 5 | 0.1049 | 0.0192 | 0.0186 | -0.0005 | -35.731 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0864 | 0.0197 | 0.0195 | -0.0004 | -50.077 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0668 | 0.0201 | 0.0199 | 0.0002 | 90.318 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0470 | 0.0199 | 0.0196 | -0.0058 | -3.373 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0273 | 0.0257 | 0.0273 | 0.0257 | 1.064 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3 debido a las cargas de sismo, por ello al tener estos valores que superan y ponen peligro la edificación se procede a reforzar los elementos como columnas y muros.

Tabla 100

Irregularidad Torsional Extrema

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------|-------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | | |
| 5 | 0.1049 | 0.0192 | 0.0186 | -0.0005 | -35.731 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0864 | 0.0197 | 0.0195 | -0.0004 | -50.077 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0668 | 0.0201 | 0.0199 | 0.0002 | 90.318 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0470 | 0.0199 | 0.0196 | -0.0058 | -3.373 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0273 | 0.0257 | 0.0273 | 0.0257 | 1.064 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional extrema por piso debido al sismo estático en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3.

- Análisis en Dirección Y-Y por análisis estático

Tabla 101*Irregularidad Torsional*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------|-------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | | |
| 5 | 0.0301 | 0.0039 | 0.0038 | -0.0008 | -4.897 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0263 | 0.0047 | 0.0046 | -0.0008 | -6.173 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0217 | 0.0054 | 0.0054 | -0.0007 | -8.152 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0163 | 0.0061 | 0.0060 | -0.0028 | -2.151 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0103 | 0.0089 | 0.0103 | 0.0089 | 1.155 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

Tabla 102*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------|-------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | | |
| 5 | 0.0039 | 0.0038 | -0.0008 | -4.897 | 0.0039 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0047 | 0.0046 | -0.0008 | -6.173 | 0.0047 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0054 | 0.0054 | -0.0007 | -8.152 | 0.0054 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0061 | 0.0060 | -0.0028 | -2.151 | 0.0061 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0089 | 0.0103 | 0.0089 | 1.155 | 0.0089 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

- Análisis en Dirección X-X por análisis dinámico

Tabla 103

Irregularidad Torsional

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0627 | 0.0114 | 0.0111 | -0.0003 | -38.276 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0516 | 0.0116 | 0.0116 | -0.0002 | -48.292 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0400 | 0.0119 | 0.0118 | 0.0001 | 118.200 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0282 | 0.0118 | 0.0117 | -0.0034 | -3.407 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0164 | 0.0152 | 0.0164 | 0.0152 | 1.080 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo dinámico en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3 debido a las cargas de sismo, por ello al tener estos valores que superan y ponen peligro la edificación.

Tabla 104

Irregularidad Torsional Extrema

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0627 | 0.0114 | 0.0111 | -0.0003 | -38.276 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0516 | 0.0116 | 0.0116 | -0.0002 | -48.292 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0400 | 0.0119 | 0.0118 | 0.0001 | 118.200 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0282 | 0.0118 | 0.0117 | -0.0034 | -3.407 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0164 | 0.0152 | 0.0164 | 0.0152 | 1.080 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional extrema por piso debido al sismo dinámico en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3.

- Análisis en Dirección Y-Y por análisis dinámico

Tabla 105

Irregularidad Torsional

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0251 | 0.0031 | 0.0030 | -0.0006 | -4.750 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0221 | 0.0037 | 0.0037 | -0.0007 | -5.621 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0184 | 0.0044 | 0.0044 | -0.0007 | -6.111 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0140 | 0.0051 | 0.0050 | -0.0025 | -1.992 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0089 | 0.0076 | 0.0089 | 0.0076 | 1.170 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis

Tabla 106

Irregularidad Torsional Extrema

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0251 | 0.0031 | 0.0030 | -0.0006 | -4.750 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0221 | 0.0037 | 0.0037 | -0.0007 | -5.621 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0184 | 0.0044 | 0.0044 | -0.0007 | -6.111 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0140 | 0.0051 | 0.0050 | -0.0025 | -1.992 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0089 | 0.0076 | 0.0089 | 0.0076 | 1.170 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo dinámico en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

4.3.2.6.6. Esquinas entrantes

Tabla 107

Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección X-X

| N° de Piso | Longitud "L _x " (m) | Longitud de Esquina "A" (m) | | | | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------------------------|-----------------------------|------------|------------|------------|--------|-------------------------------|
| | | Esquina 01 | Esquina 02 | Esquina 03 | Esquina 04 | | |
| 5 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 4 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 3 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por esquinas entrantes en la dirección X-X del edificio evaluado. Esta irregularidad hace referencia a configuraciones en planta donde se presentan entrantes que reducen significativamente la rigidez o continuidad.

Tabla 108

Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección Y-Y

| N° de Piso | Longitud "L _y " (m) | Longitud de Esquina "B" (m) | | | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------------------------|-----------------------------|------------|------------|------------|---------|-------------------------------|
| | | Esquina 01 | Esquina 02 | Esquina 03 | Esquina 04 | | |
| 5 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 4 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 3 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 2 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 1 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por esquinas entrantes en la dirección Y-Y del edificio evaluado. Esta irregularidad no se hace notar debido a que la dimensión es inferior en comparación con la longitud total de la edificación en esta dirección.

4.3.2.7. Discontinuidad de diafragma

Tabla 109

Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

| N° de Piso | Área Total "A" (m ²) | Dimensiones (m) | | Área "A'" (m ²) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------------------------|-----------------|------|-----------------------------|--------|-------------------------------|
| | | A1 | B1 | | | |
| 5 | 92.37 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.31 | No hay Irregularidad |
| 4 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 3 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 2 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 1 | 95.51 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.30 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por discontinuidad del diafragma en los diferentes niveles del edificio. Esta irregularidad se refiere a la presencia de interrupciones significativas en el diafragma rígido (losa de entrepiso), como aberturas de gran tamaño, cambios abruptos en rigidez.

4.3.2.8. Separación de edificios

Tabla 110

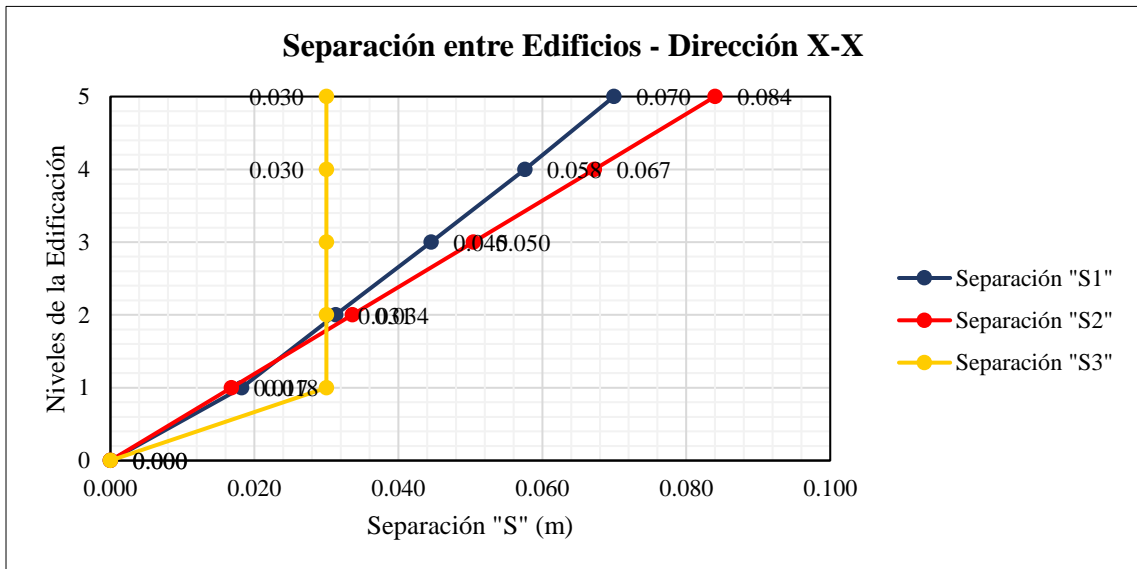
Separación entre Edificios por análisis estático

| N° de Piso | Dirección X-X (m) | | | S _x (m) | Dirección Y-Y (m) | | | S _y (m) |
|------------|-------------------|-------|-------|--------------------|-------------------|-------|-------|--------------------|
| | S1 | S2 | S3 | | S1 | S2 | S3 | |
| 5 | 0.015 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.011 | 0.084 | 0.030 | 0.09 |
| 4 | 0.012 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.010 | 0.067 | 0.030 | 0.07 |
| 3 | 0.009 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.008 | 0.050 | 0.030 | 0.06 |
| 2 | 0.006 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.006 | 0.034 | 0.030 | 0.04 |
| 1 | 0.003 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.004 | 0.017 | 0.030 | 0.03 |
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 |

Nota. Se muestra el análisis de la separación mínima requerida entre edificaciones adyacentes, realizado mediante el método estático según la Norma Técnica E.030.

Figura 79

Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático



Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones, conforme a los criterios establecidos en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Figura 80

Separación de edificios en dirección Y-Y por análisis estático

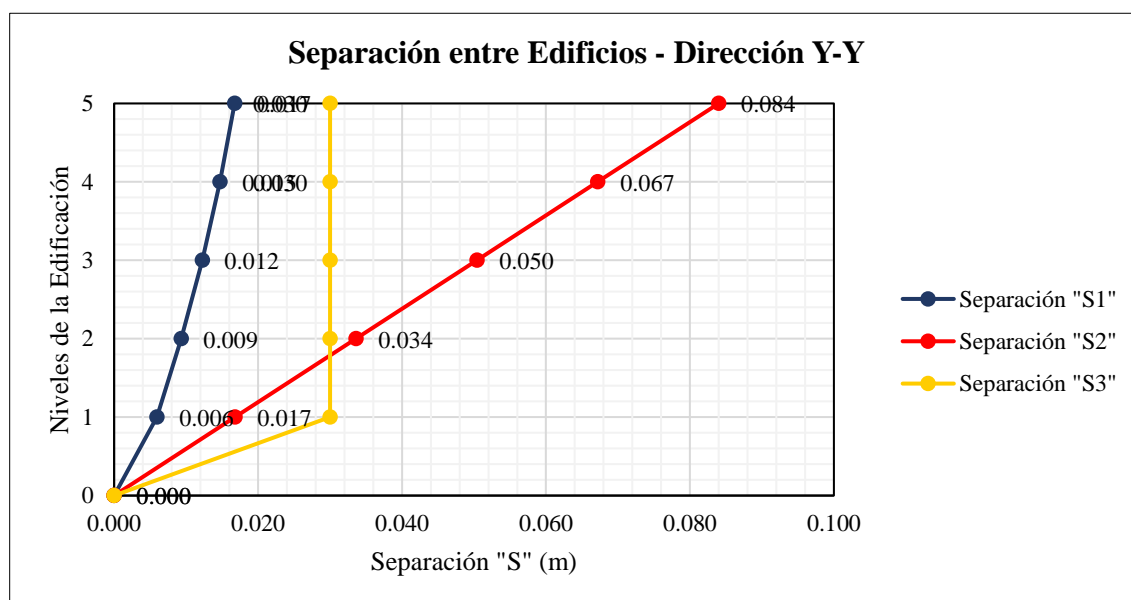


Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones en la dirección Y-Y.

Tabla 111*Separación entre Edificios por análisis dinámico*

| N° de Piso | Dirección X-X (m) | | | S _x (m) | Dirección Y-Y (m) | | | S _y (m) |
|---------------|-------------------|-------|------|-----------------------|-------------------|-------|------|-----------------------|
| | S1 | S2 | S3 | | S1 | S2 | S3 | |
| 0.042 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.017 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.042 |
| 0.034 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.015 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.034 |
| 0.027 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.012 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.027 |
| 0.019 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.009 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.019 |
| 0.011 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.006 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.011 |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 |

Nota. Se muestra el análisis de la separación mínima requerida entre edificaciones adyacentes, realizado mediante el método de análisis dinámico según la Norma Técnica E.030 fundamental para evitar colisiones durante un evento sísmico.

Figura 81*Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático*

Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones en la dirección X-X y Y-Y.

4.3.2.9. Análisis dinámico Tiempo-Historia

4.3.2.9.1. Desplazamientos

Tabla 112

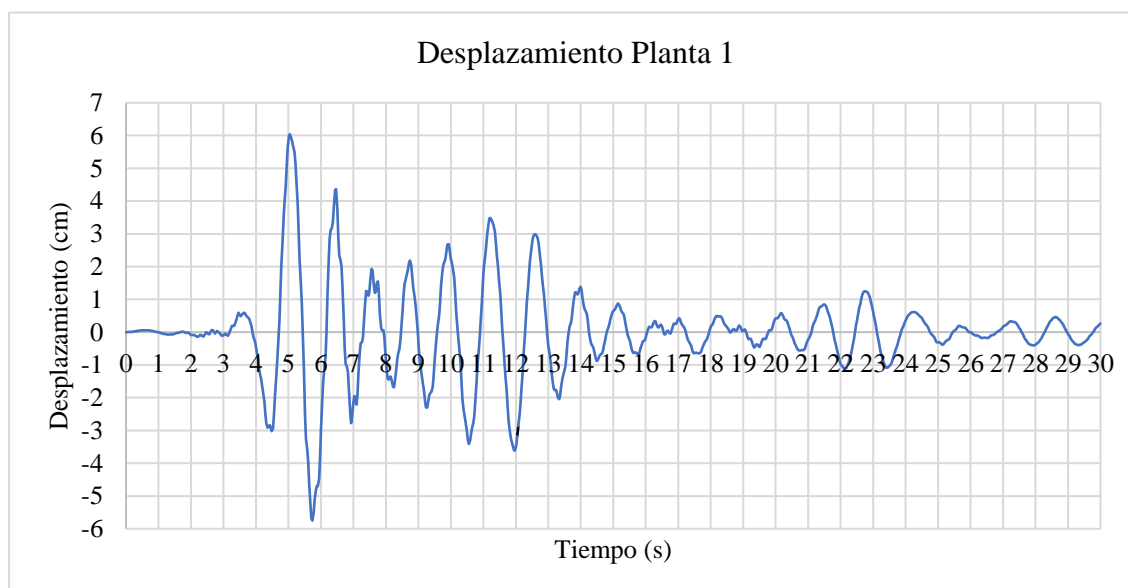
Desplazamientos máximos por nivel en dirección de análisis X

| Planta | Desplazamiento | D promedio | Distorsión E |
|--------|----------------|------------|--------------|
| 5 | 0.231 | 0.042 | 0.0150 |
| 4 | 0.189 | 0.043 | 0.0154 |
| 3 | 0.146 | 0.044 | 0.0156 |
| 2 | 0.102 | 0.042 | 0.0149 |
| 1 | 0.060 | 0.060 | 0.0216 |

Nota. Se presenta los resultados obtenidos del análisis dinámico, correspondientes a los desplazamientos horizontales, se observa que el desplazamiento máximo se registra en la Planta 5, con un valor de 0.231 m, disminuyendo progresivamente hacia la Planta 1, donde alcanza 0.060 m. Este comportamiento es consistente con el patrón dinámico de oscilación, en el cual los niveles superiores presentan mayores amplitudes debido a su mayor libertad de movimiento.

Figura 82

Desplazamiento dinámico en Planta 1

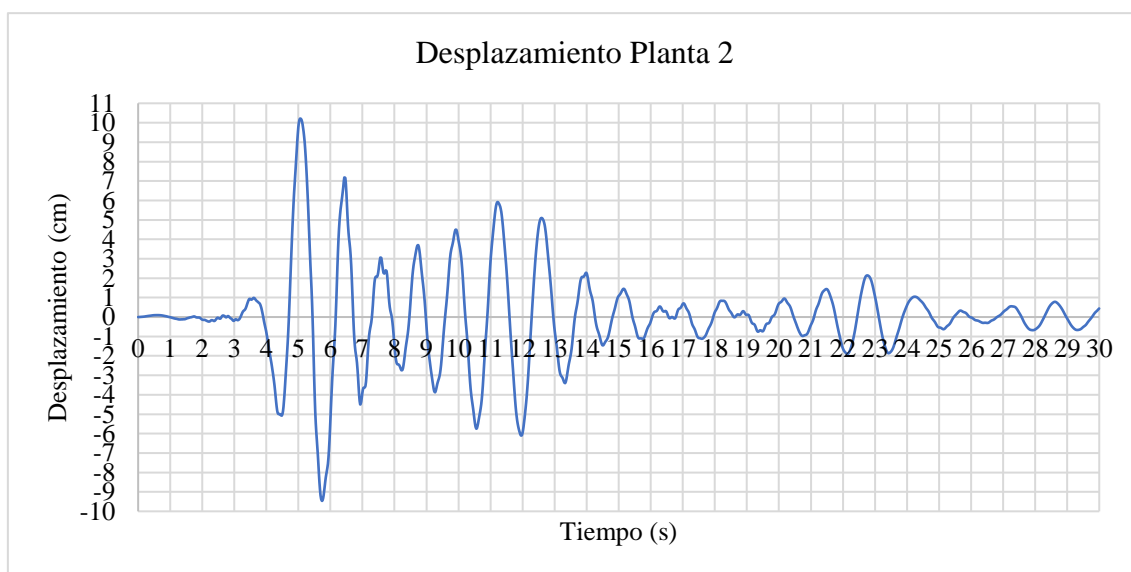


Nota. En la figura se representan los desplazamientos registrados en función del tiempo, durante una simulación de 30 segundos basada en el acelerograma del sismo de Loma

Prieta. Se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.060 m. A partir del segundo 15, los desplazamientos tienden a disminuir gradualmente, manteniéndose en un rango oscilatorio reducido.

Figura 83

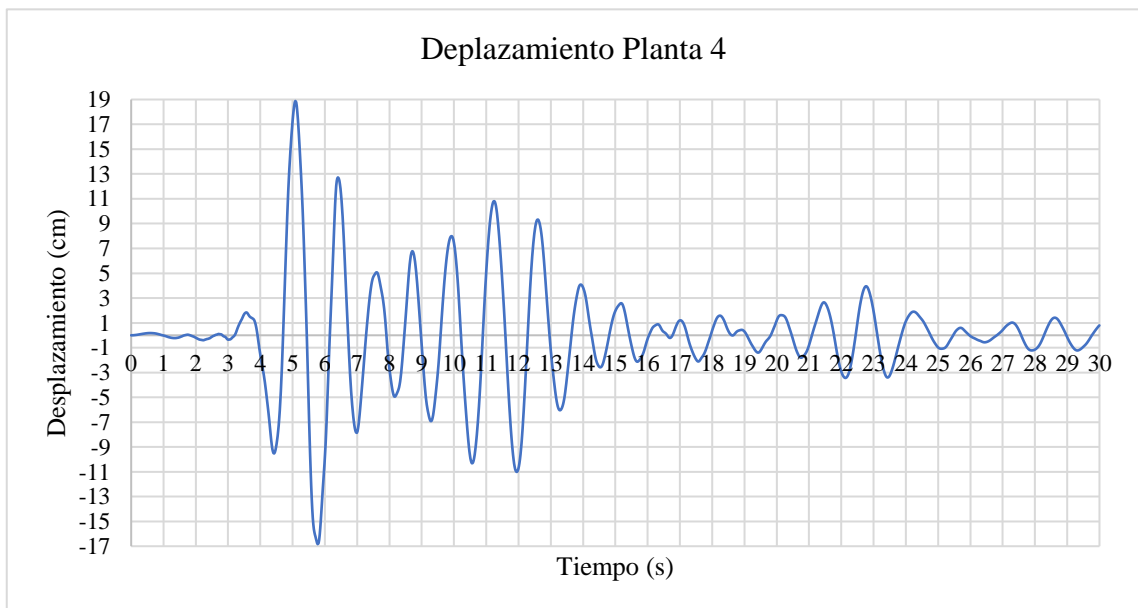
Desplazamiento dinámico en Planta 2



Nota. En la figura se representan los desplazamientos registrados en función del tiempo, se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.102 m. A partir del segundo 14, los desplazamientos tienden a disminuir gradualmente, manteniéndose en un rango oscilatorio reducido. Este comportamiento es característico de la respuesta estructural amortiguada frente a excitaciones de corta duración. Los valores negativos reflejan el cambio de dirección del movimiento respecto al eje de análisis. La frecuencia de las oscilaciones es mayor durante los primeros segundos, cuando actúa la mayor intensidad del sismo, y decrece conforme disminuye la acción sísmica.

Figura 84*Desplazamiento dinámico en Planta 3*

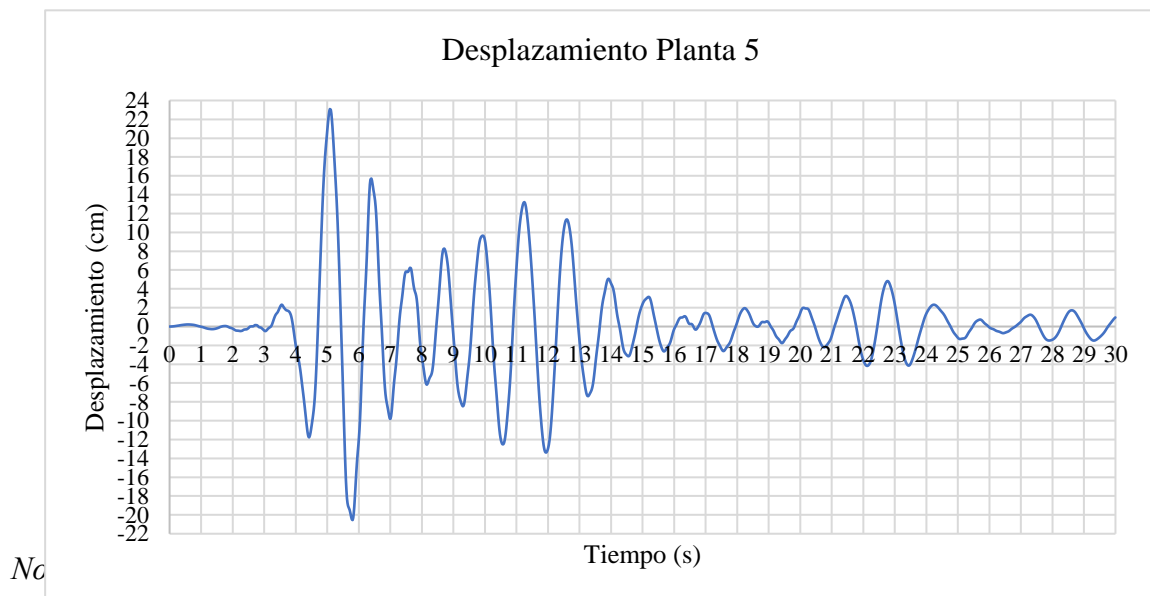
Nota. En la figura se representan los desplazamientos registrados, estos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.146 m. Este comportamiento es característico de la respuesta estructural amortiguada frente a excitaciones de corta duración.

Figura 85*Desplazamiento dinámico en Planta 4*

Nota. Se representan el desplazamiento registrado en función del tiempo, se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.189 m. Los valores negativos reflejan el cambio de dirección del movimiento respecto al eje de análisis. La frecuencia de las oscilaciones es mayor durante los primeros segundos, cuando actúa la mayor intensidad del sismo, y decrece conforme disminuye la acción sísmica.

Figura 86

Desplazamiento dinámico en Planta 5



Planta 5 durante el análisis Tiempo-Historia. Se observa que el desplazamiento máximo alcanza un valor aproximado de 0.231 m, ocurrido entre los segundos 5 y 6, intervalo en el cual la estructura experimenta su mayor respuesta ante la excitación sísmica.

4.3.2.9.2. Fuerzas internas

Tabla 113

Fuerzas máximas de interacción suelo–estructura

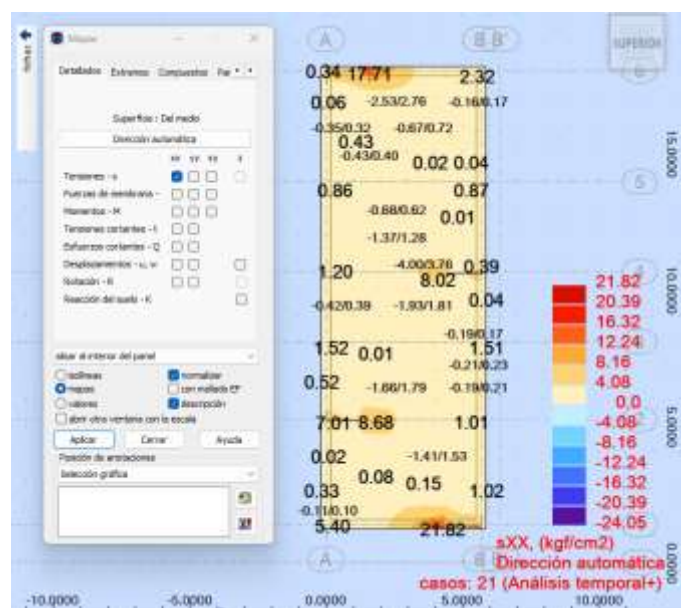
| Caso | FIX (tf) | FIY (tf) |
|-------|----------|----------|
| MAX | 101.16 | 66.99 |
| Nudos | 164-5 | 269-9 |

Nota. La tabla presenta los valores máximos de las fuerzas de interacción horizontal entre la estructura y el suelo, obtenidas en los apoyos del modelo con base rígida. En la dirección X, se registró una fuerza máxima de interacción de 101.16 tf en el nudo 164-5, mientras que en la dirección Y, la fuerza máxima alcanzó 66.99 tf en el nudo 269-9.

4.3.2.9.3. Presiones en la cimentación / asentamientos

Figura 87

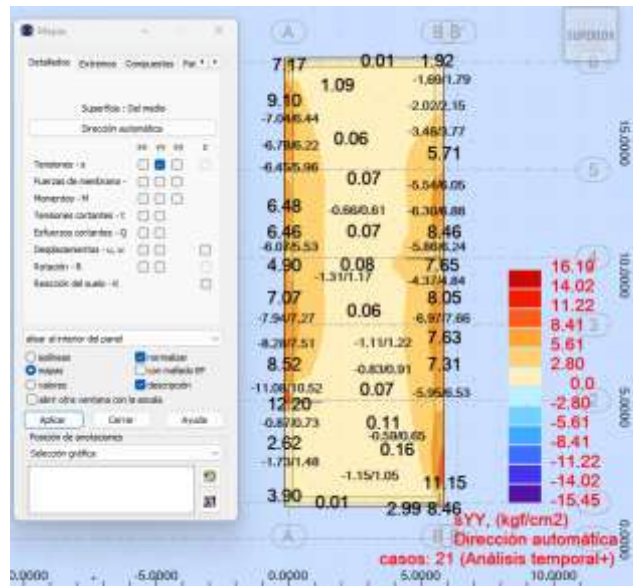
Mapa de tensiones normales XX en la losa platea.



Nota. En la imagen se muestra el análisis de tensiones normales horizontales en la losa de cimentación, correspondiente al caso del análisis temporal, se obtuvo un rango de tensiones comprendido entre 24.05 kgf/cm² y 21.82 kgf/cm². Estos valores fueron evaluados contra el límite admisible establecido por la Norma Técnica Peruana E.060, que para un concreto $f_c = 280$ kg/cm² corresponde a una tensión máxima permisible de compresión de 70.50 kgf/cm².

Figura 88

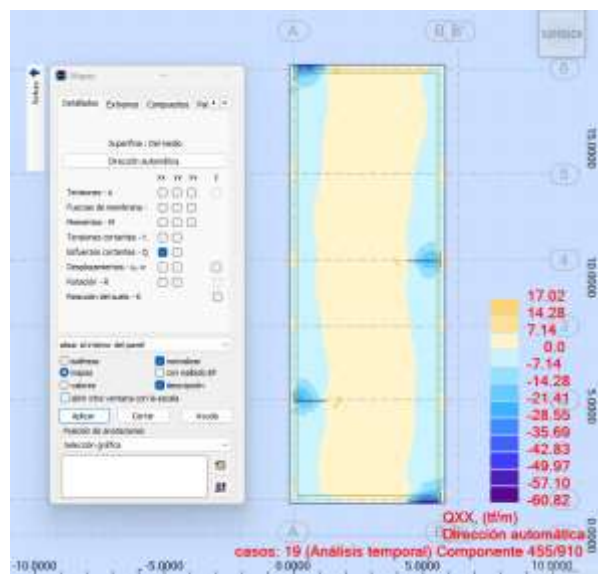
Mapa de tensiones normales YY en la losa platea.



Nota. Se muestra el análisis de las tensiones normales en dirección YY en la losa de cimentación, correspondiente al caso del análisis temporal, evidencia un rango de tensiones que va desde 15.45 kgf/cm² hasta 16.19 kgf/cm². Estos valores se mantienen por debajo del límite permisible definido por la Norma Técnica Peruana E.060, que para un concreto $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ establece.

Figura 89

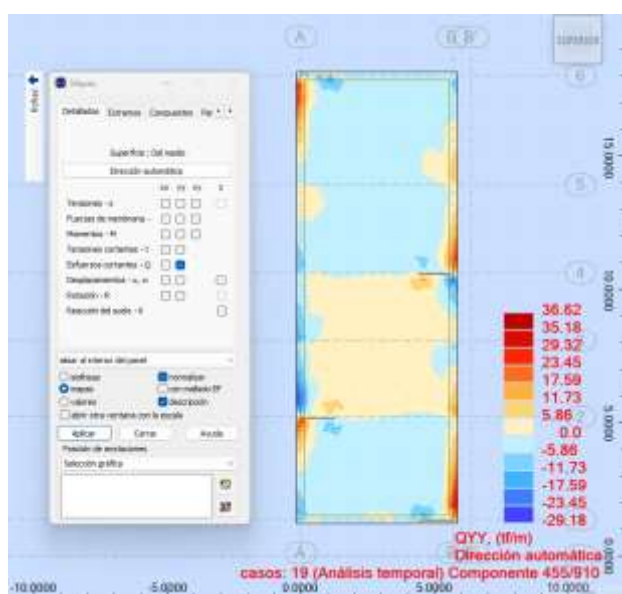
Esfuerzos cortantes en dirección X-X en la losa de cimentación.



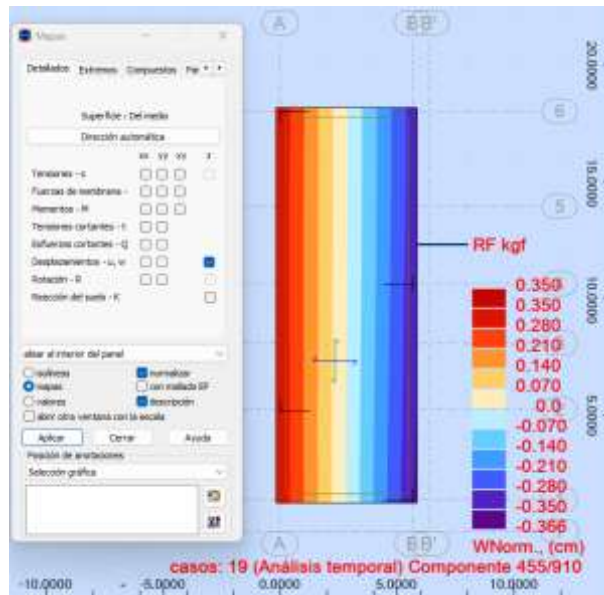
Nota. Se muestra la distribución de esfuerzos cortantes en dirección X-X, generados por la transferencia lateral de cargas sísmicas. Las variaciones de color representan alternancias de dirección del cortante. No se identifican concentraciones críticas, lo que indica que la losa platea disipa adecuadamente los esfuerzos laterales, sin riesgo de falla por corte excesivo, cumpliendo con la NTP E.060 para elementos en cimentación.

Figura 90

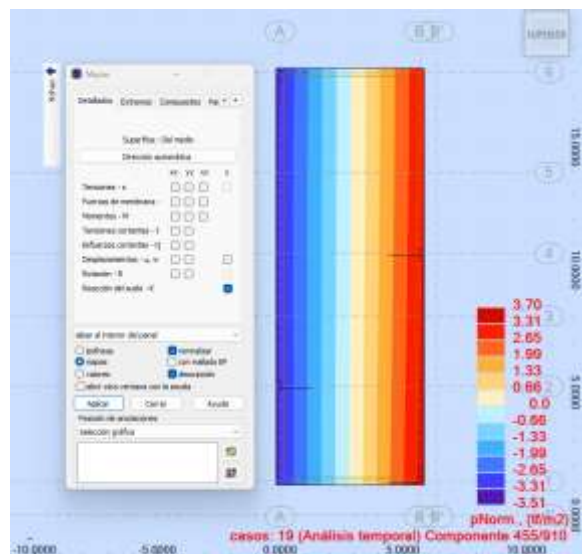
Esfuerzos cortantes en dirección Y-Y en la losa de cimentación.



Nota. En la dirección Y-Y, los esfuerzos cortantes presentan menor intensidad relativa que en X-X, pero siguen un patrón de inversión simétrica, indicativo de un comportamiento estructural dinámico balanceado. Esta respuesta está dentro de los valores aceptables para cimentaciones de losa bajo acciones sísmicas, según criterios de desempeño estructural y las disposiciones de la NTP E.060.

Figura 91*Desplazamientos en Z - base rígida*

Nota. La imagen muestra los asentamientos verticales en cimentación (dirección Z), obtenidos mediante análisis dinámico Tiempo-Historia. El asentamiento máximo (0.35 cm) cumple con el límite de 2.5 cm establecido por la Norma Técnica E.050 del RNE; sin embargo, el asentamiento diferencial supera el valor permisible (1/500), lo que podría afectar el desempeño estructural y sugiere la necesidad de revisión geotécnica y estructural.

Figura 92*Reacción del suelo bajo la losa platea.*

Nota. La imagen muestra la distribución de reacciones del suelo bajo cimentación durante el análisis dinámico. Se registran presiones máximas de 3.70 tf/m^2 , que no podrían superar la capacidad portante según la Norma Técnica E.050 del RNE, y valores negativos de hasta -3.51 tf/m^2 que evidencian pérdida de contacto con el suelo, lo cual es inadmisibles en cimentaciones superficiales. Estos resultados sugieren la necesidad de revisar el diseño de cimentación y la interacción suelo-estructura.

4.3.3. Modelo 3: Análisis con base flexible (interacción suelo-estructura)

En este modelo se incorpora la respuesta dinámica del suelo al análisis estructural. Se simula la base como un sistema flexible, generalmente mediante resortes y amortiguadores que representan las propiedades mecánicas del terreno, como su rigidez y capacidad de disipar energía. Esta configuración permite que la cimentación tenga desplazamientos relativos respecto al suelo, generando una interacción bidireccional entre ambos. El modelo con base flexible ofrece una representación más realista del comportamiento estructural, sobre todo en edificaciones ubicadas en zonas con suelos compresibles o en proyectos que requieren un análisis detallado de seguridad y desempeño sísmico.

Tabla 114

Masa, peso, centro de masa, centro de rigidez y excentricidad por nivel.

| Nivel | Diafragma por Nivel | Masa (Ton-s ² /m) | Peso (Ton) | Centro de Masa | | Centro de Rigidez | | Excentricidad | |
|---------|---------------------|------------------------------|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | | | | X _{cm} (m) | Y _{cm} (m) | X _{cr} (m) | Y _{cr} (m) | e _x (m) | e _y (m) |
| Piso 05 | Diafragma D5 | 19.833 | 194.557 | 6.55 | 18.15 | 6.52 | 18.09 | 0.033 | 0.0565 |
| Piso 04 | Diafragma D4 | 20.818 | 204.223 | 6.38 | 18.10 | 6.34 | 17.78 | 0.031 | 0.3242 |
| Piso 03 | Diafragma D3 | 20.756 | 203.617 | 6.38 | 18.10 | 6.35 | 17.80 | 0.0231 | 0.2962 |
| Piso 02 | Diafragma D2 | 20.818 | 204.223 | 6.38 | 18.10 | 6.35 | 17.78 | 0.0285 | 0.3242 |
| Piso 01 | Diafragma D1 | 38.509 | 377.773 | 6.38 | 18.10 | 6.32 | 17.98 | 0.0512 | 0.1248 |

Nota. Nota. Se muestra le peso por nivel, así como la excentricidad respectiva, datos que son necesarios para los cálculos de las fuerzas de entre piso.

4.3.3.1. Resultados modales

Tabla 115

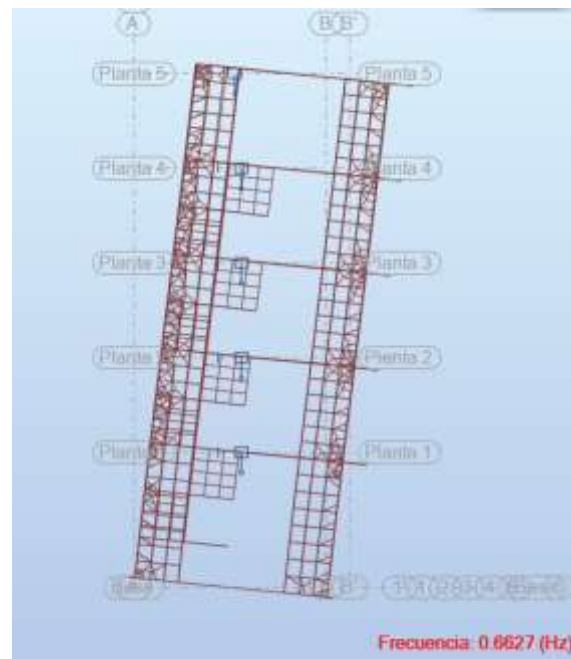
Modos de vibración de la estructura

| Nivel | Caso | Modos | Periodo | Frecuencia | Masa Participativa | | |
|-------|-------|-------|-----------|---------------|--------------------|----------------|----------------|
| | | | "T" (seg) | "W" (cyc/seg) | U _x | U _y | U _z |
| 1 | Modal | 1 | 1.509 | 0.66 | 69.434 | 0.003 | 0.002 |
| | Modal | 2 | 0.795 | 1.26 | 69.437 | 73.655 | 0.221 |
| | Modal | 3 | 0.611 | 1.64 | 69.439 | 73.666 | 0.228 |
| 2 | Modal | 4 | 0.265 | 3.77 | 69.496 | 79.170 | 70.603 |
| | Modal | 5 | 0.229 | 4.37 | 69.584 | 90.052 | 98.338 |
| | Modal | 6 | 0.206 | 4.86 | 88.013 | 90.245 | 98.389 |
| 3 | Modal | 7 | 0.196 | 5.11 | 89.003 | 90.635 | 98.805 |
| | Modal | 8 | 0.186 | 5.38 | 93.115 | 90.643 | 98.805 |
| | Modal | 9 | 0.171 | 5.85 | 93.185 | 92.468 | 99.537 |
| 4 | Modal | 10 | 0.137 | 7.32 | 95.370 | 92.469 | 99.696 |
| | Modal | 11 | 0.111 | 8.99 | 95.486 | 97.843 | 99.696 |

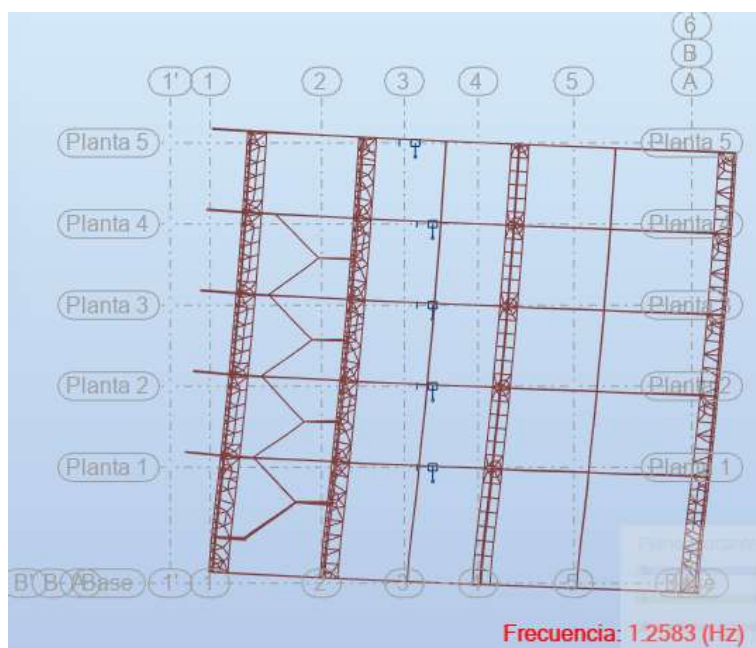
| | | | | | | | |
|---|-------|----|-------|-------|--------|--------|--------|
| | Modal | 12 | 0.107 | 9.35 | 96.370 | 97.958 | 99.778 |
| | Modal | 13 | 0.103 | 9.75 | 99.165 | 98.003 | 99.780 |
| 5 | Modal | 14 | 0.097 | 10.28 | 99.475 | 98.007 | 99.781 |
| | Modal | 15 | 0.093 | 10.82 | 99.583 | 98.008 | 99.787 |

| Nivel | Caso | Modos | Sum U _x | Sum U _y | Sum U _z | Masa Participativa | | | Sum R _x | Sum R _y | Sum R _z |
|-------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | | | | | R _x | R _y | R _z | | | |
| | Modal | 1 | 69.434 | 0.003 | 0.002 | 69.434 | 0.003 | 0.002 | 69.434 | 0.003 | 0.002 |
| 1 | Modal | 2 | 138.871 | 73.658 | 0.223 | 0.003 | 73.653 | 0.219 | 69.437 | 73.655 | 0.221 |
| | Modal | 3 | 208.309 | 147.324 | 0.451 | 0.002 | 0.011 | 0.007 | 69.439 | 73.666 | 0.228 |
| | Modal | 4 | 277.805 | 226.494 | 71.053 | 0.057 | 5.503 | 70.375 | 69.496 | 79.170 | 70.603 |
| 2 | Modal | 5 | 347.388 | 316.546 | 169.391 | 0.088 | 10.883 | 27.735 | 69.583 | 90.052 | 98.338 |
| | Modal | 6 | 435.401 | 406.791 | 267.780 | 18.429 | 0.192 | 0.051 | 88.013 | 90.245 | 98.389 |
| | Modal | 7 | 524.404 | 497.426 | 366.584 | 0.990 | 0.390 | 0.416 | 89.003 | 90.635 | 98.805 |
| 3 | Modal | 8 | 617.520 | 588.069 | 465.389 | 4.112 | 0.009 | 0.000 | 93.115 | 90.644 | 98.805 |
| | Modal | 9 | 710.705 | 680.537 | 564.926 | 0.070 | 1.825 | 0.733 | 93.185 | 92.468 | 99.538 |
| | Modal | 10 | 806.075 | 773.007 | 664.623 | 2.185 | 0.001 | 0.159 | 95.370 | 92.470 | 99.696 |
| 4 | Modal | 11 | 901.561 | 870.850 | 764.319 | 0.116 | 5.374 | 0.000 | 95.486 | 97.843 | 99.697 |
| | Modal | 12 | 997.931 | 968.808 | 864.097 | 0.884 | 0.115 | 0.081 | 96.370 | 97.959 | 99.778 |
| | Modal | 13 | 1097.096 | 1066.812 | 963.876 | 2.795 | 0.045 | 0.002 | 99.165 | 98.003 | 99.780 |
| 5 | Modal | 14 | 1196.571 | 1164.819 | 1063.657 | 0.310 | 0.004 | 0.001 | 99.475 | 98.007 | 99.781 |
| | Modal | 15 | 1296.153 | 1262.827 | 1163.444 | 0.108 | 0.000 | 0.006 | 99.582 | 98.008 | 99.787 |

Nota. Se muestra los periodos o modos de vibración de la estructura, donde en dirección X se tiene el modo 3 con un periodo de 0.611s y una masa participativa del 69.4386%, para la dirección Y se tiene el modo 3 con un periodo de 0.611s y masas participativas del 73.666%

Figura 93*Caso modal 1*

Nota. Se muestra la deformación de la estructura para el modo de vibración 1.

Figura 94*Caso modal 2*

Nota. Se muestra la deformación de la estructura para el modo de vibración 2.

4.3.3.2. Análisis estático

Tabla 116

Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X.

| Nivel | Peso Sísmico (Tonf) | Altura "h" | | h^k | $P \times h^k$ | α_x | Fx (Tonf) | Vx (Tonf) | Mz (Tonf.m) |
|-------|---------------------------|------------|--------------------|-------|----------------|------------|--------------|--------------|----------------|
| | | h (m) | h.acumulado (m) | | | | | | |
| 5 | 194.56 | 2.80 | 14.00 | 16.21 | 3154.7 | 0.33 | 47.158 | 47.16 | 14.15 |
| 4 | 204.22 | 2.80 | 11.20 | 12.81 | 2616.4 | 0.27 | 39.112 | 86.27 | 11.73 |
| 3 | 203.62 | 2.80 | 8.40 | 9.46 | 1925.4 | 0.20 | 28.782 | 115.05 | 8.63 |
| 2 | 204.22 | 2.80 | 5.60 | 6.16 | 1258.7 | 0.13 | 18.816 | 133.87 | 5.64 |
| 1 | 230.93 | 2.80 | 2.80 | 2.97 | 684.7 | 0.07 | 10.236 | 144.10 | 3.07 |

Nota. Se muestra la distribución de fuerzas sísmicas en altura para cada nivel de la estructura, así como también podemos verificar la fuerza cortante total actuante en el primer piso.

Tabla 117

Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y.

| Nivel de Piso | Peso Sísmico (Ton) | Altura "h" | | h^k | $P \times h^k$ | α_y | Fy (Ton) | Vy (Ton) | Mz (Ton.m) |
|---------------------|--------------------------|------------|--------------------|-------|----------------|------------|-------------|-------------|---------------|
| | | h (m) | h.acumulado (m) | | | | | | |
| 5 | 194.56 | 2.80 | 14.00 | 16.21 | 3154.7 | 0.33 | 47.158 | 47.16 | 42.44 |
| 4 | 204.22 | 2.80 | 11.20 | 12.81 | 2616.4 | 0.27 | 39.112 | 86.27 | 35.20 |
| 3 | 203.62 | 2.80 | 8.40 | 9.46 | 1925.4 | 0.20 | 28.782 | 115.05 | 25.90 |
| 2 | 204.22 | 2.80 | 5.60 | 6.16 | 1258.7 | 0.13 | 18.816 | 133.87 | 16.93 |
| 1 | 230.93 | 2.80 | 2.80 | 2.97 | 684.7 | 0.07 | 10.236 | 144.10 | 9.21 |

Nota. Se muestra la distribución de fuerzas sísmicas en altura para cada nivel de la estructura, así como también podemos verificar la fuerza cortante total actuante en el primer piso.

Tabla 118

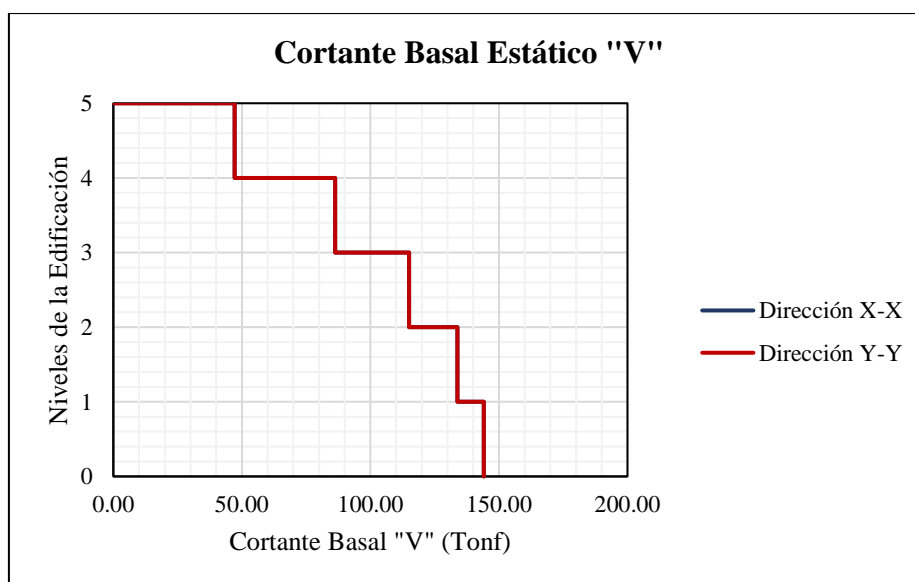
Fuerzas cortantes en dirección X y Y.

| N° de Piso | Cortante Basal | |
|------------|-----------------------|-----------------------|
| | V _x (Tonf) | V _y (Tonf) |
| 5 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 47.16 | 47.16 |
| 4 | 47.16 | 47.16 |
| 4 | 86.27 | 86.27 |
| 3 | 86.27 | 86.27 |
| 3 | 115.05 | 115.05 |
| 2 | 115.05 | 115.05 |
| 2 | 133.87 | 133.87 |
| 1 | 133.87 | 133.87 |
| 1 | 144.10 | 144.10 |
| 0 | 144.10 | 144.10 |

Nota. La tabla muestra la fuerza cortante basal actuante en cada nivel de la estructura, podemos evidenciar que en el primer piso en dirección X es donde mayor esfuerzo recibe por tanto tendera a fallar más.

Figura 95

Fuerzas cortantes estáticas "V"



Nota. Se muestra la comparativa de las fuerzas cortantes actuantes en cada nivel, de donde podemos evidenciar que las fuerzas actúan de igual intensidad en ambas direcciones

4.3.3.3. Espectro respuesta

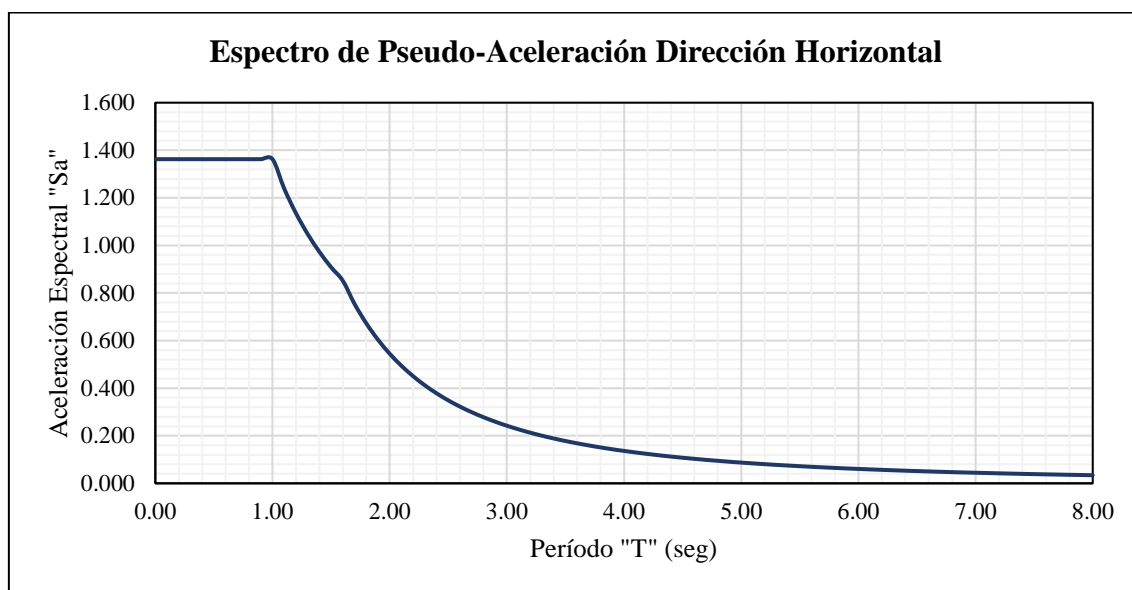
Tabla 119

Espectro de Pseudo - Aceleración en dirección horizontal.

| Período "T" (seg) | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|-------------------------|---------------|---------------------------------|---------------|---------------------------------|
| | Factor "C" | Pseudo - Aceleración "Sa" | Factor "C" | Pseudo - Aceleración "Sa" |
| 0.00 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.10 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.20 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.30 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.40 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.50 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.60 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.70 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.80 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 0.90 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 1.00 | 2.50 | 1.363 | 2.50 | 1.363 |
| 1.10 | 2.27 | 1.239 | 2.27 | 1.239 |
| 1.20 | 2.08 | 1.135 | 2.08 | 1.135 |
| 1.30 | 1.92 | 1.048 | 1.92 | 1.048 |
| 1.40 | 1.79 | 0.973 | 1.79 | 0.973 |
| 1.50 | 1.67 | 0.908 | 1.67 | 0.908 |
| 1.60 | 1.56 | 0.852 | 1.56 | 0.852 |
| 1.70 | 1.38 | 0.754 | 1.38 | 0.754 |
| 1.80 | 1.23 | 0.673 | 1.23 | 0.673 |
| 1.90 | 1.11 | 0.604 | 1.11 | 0.604 |
| 2.00 | 1.00 | 0.545 | 1.00 | 0.545 |
| 2.10 | 0.91 | 0.494 | 0.91 | 0.494 |
| 2.20 | 0.83 | 0.450 | 0.83 | 0.450 |
| 2.30 | 0.76 | 0.412 | 0.76 | 0.412 |
| 2.40 | 0.69 | 0.378 | 0.69 | 0.378 |
| 2.50 | 0.64 | 0.349 | 0.64 | 0.349 |
| 2.60 | 0.59 | 0.322 | 0.59 | 0.322 |
| 2.70 | 0.55 | 0.299 | 0.55 | 0.299 |
| 2.80 | 0.51 | 0.278 | 0.51 | 0.278 |
| 2.90 | 0.48 | 0.259 | 0.48 | 0.259 |
| 3.00 | 0.44 | 0.242 | 0.44 | 0.242 |
| 3.10 | 0.42 | 0.227 | 0.42 | 0.227 |

| | | | | |
|------|------|-------|------|-------|
| 3.20 | 0.39 | 0.213 | 0.39 | 0.213 |
| 3.30 | 0.37 | 0.200 | 0.37 | 0.200 |
| 3.40 | 0.35 | 0.189 | 0.35 | 0.189 |
| 3.50 | 0.33 | 0.178 | 0.33 | 0.178 |
| 3.60 | 0.31 | 0.168 | 0.31 | 0.168 |
| 3.70 | 0.29 | 0.159 | 0.29 | 0.159 |
| 3.80 | 0.28 | 0.151 | 0.28 | 0.151 |
| 3.90 | 0.26 | 0.143 | 0.26 | 0.143 |
| 4.00 | 0.25 | 0.136 | 0.25 | 0.136 |
| 4.20 | 0.23 | 0.124 | 0.23 | 0.124 |
| 4.40 | 0.21 | 0.113 | 0.21 | 0.113 |
| 4.60 | 0.19 | 0.103 | 0.19 | 0.103 |
| 4.80 | 0.17 | 0.095 | 0.17 | 0.095 |
| 5.00 | 0.16 | 0.087 | 0.16 | 0.087 |
| 5.20 | 0.15 | 0.081 | 0.15 | 0.081 |
| 5.40 | 0.14 | 0.075 | 0.14 | 0.075 |
| 5.60 | 0.13 | 0.070 | 0.13 | 0.070 |
| 5.80 | 0.12 | 0.065 | 0.12 | 0.065 |
| 6.00 | 0.11 | 0.061 | 0.11 | 0.061 |
| 6.20 | 0.10 | 0.057 | 0.10 | 0.057 |
| 6.40 | 0.10 | 0.053 | 0.10 | 0.053 |
| 6.60 | 0.09 | 0.050 | 0.09 | 0.050 |
| 6.80 | 0.09 | 0.047 | 0.09 | 0.047 |
| 7.00 | 0.08 | 0.044 | 0.08 | 0.044 |
| 7.50 | 0.07 | 0.039 | 0.07 | 0.039 |
| 8.00 | 0.06 | 0.034 | 0.06 | 0.034 |

Nota. Se muestra el Espectro de Pseudo – Aceleración en las direcciones X y Y.

Figura 96*Espectro en dirección Horizontal*

Nota. Se muestra el espectro pseudo aceleración en dirección X y Y.

4.3.3.4. Resultados análisis estático

Tabla 120*Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa*

| N° de Piso | Dirección X-X | | | Dirección Y-Y | | |
|---------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) | $\Delta_{\text{máx}}$ (m) | Δ_{prom} (m) | Δ_{CM} (m) |
| 5 | 0.1347 | 0.0245 | 0.1374 | 0.033654 | 0.0044 | 0.0340 |
| 4 | 0.1108 | 0.0251 | 0.1128 | 0.029295 | 0.0052 | 0.0297 |
| 3 | 0.0859 | 0.0254 | 0.0877 | 0.024116 | 0.0060 | 0.0246 |
| 2 | 0.0607 | 0.0252 | 0.0622 | 0.01819 | 0.0066 | 0.0187 |
| 1 | 0.0357 | 0.0333 | 0.0370 | 0.011658 | 0.0097 | 0.0121 |

Nota. Se muestra los desplazamientos por niveles y el centro de masa de la edificación en estudio tanto para la dirección X-X y Y-Y

Tabla 121

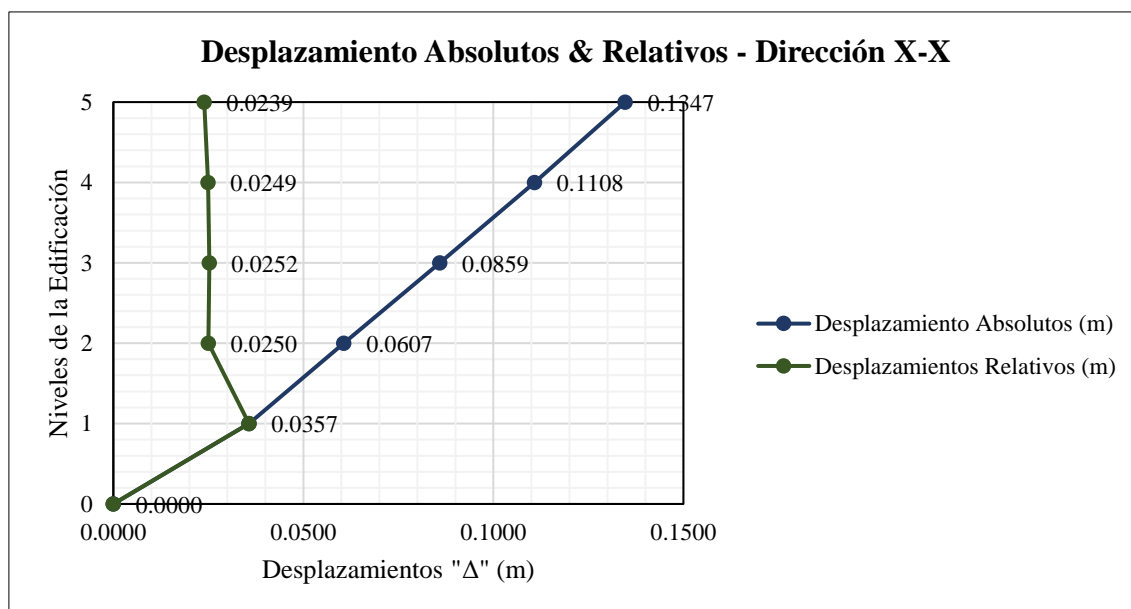
Análisis en Dirección X-X

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.1347 | 0.0239 | 2.80 | 0.0085 | No Cumple, Verificar |
| 4 | 0.1108 | 0.0249 | 2.80 | 0.0089 | No Cumple, Verificar |
| 3 | 0.0859 | 0.0252 | 2.80 | 0.0090 | No Cumple, Verificar |
| 2 | 0.0607 | 0.0250 | 2.80 | 0.0089 | No Cumple, Verificar |
| 1 | 0.0357 | 0.0357 | 2.80 | 0.0127 | No Cumple, Verificar |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

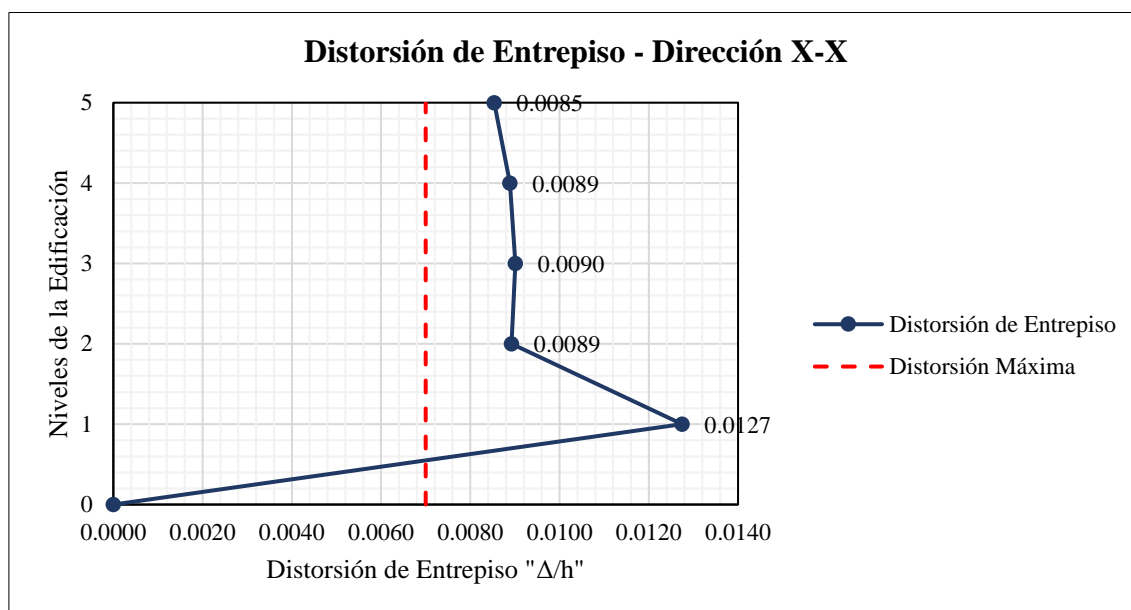
Nota. Se muestra la distorsión de entrepiso o deriva, de donde se puede verificar que supera los valores admitidos para el piso 1, 2 y 3 según reglamento E.030

Figura 97

Desplazamiento absoluto y relativo



Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativos cuando el sismo se mueve en dirección X-X

Figura 98*Distorsión de entrepiso*

Nota. Se muestra las derivas correspondientes al sismo en dirección de análisis X-X, siendo el mayor valor de 0.0127, mayor a comparación con el estipulado en norma.

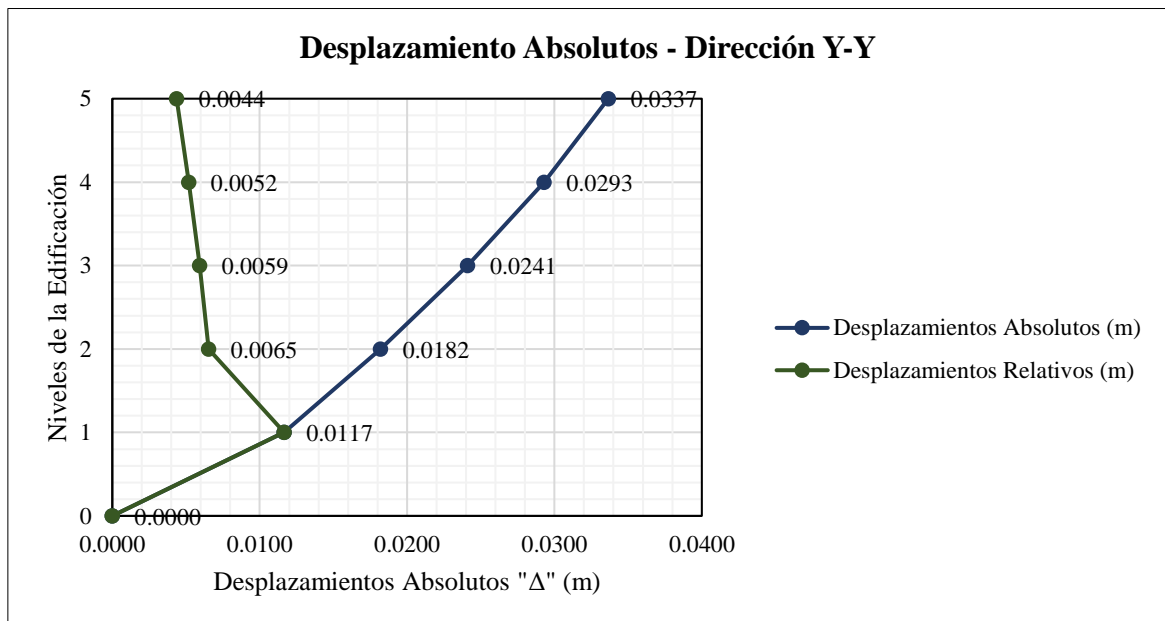
Tabla 122*Análisis en Dirección Y-Y*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0337 | 0.0044 | 2.80 | 0.0016 | Si Cumple |
| 4 | 0.0293 | 0.0052 | 2.80 | 0.0018 | Si Cumple |
| 3 | 0.0241 | 0.0059 | 2.80 | 0.0021 | Si Cumple |
| 2 | 0.0182 | 0.0065 | 2.80 | 0.0023 | Si Cumple |
| 1 | 0.0117 | 0.0117 | 2.80 | 0.0042 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se muestra la distorsión de entrepiso en dirección de análisis Y-Y para el análisis estático, de donde se puede verificar que no supera los valores admitidos según reglamento E.030.

Figura 99

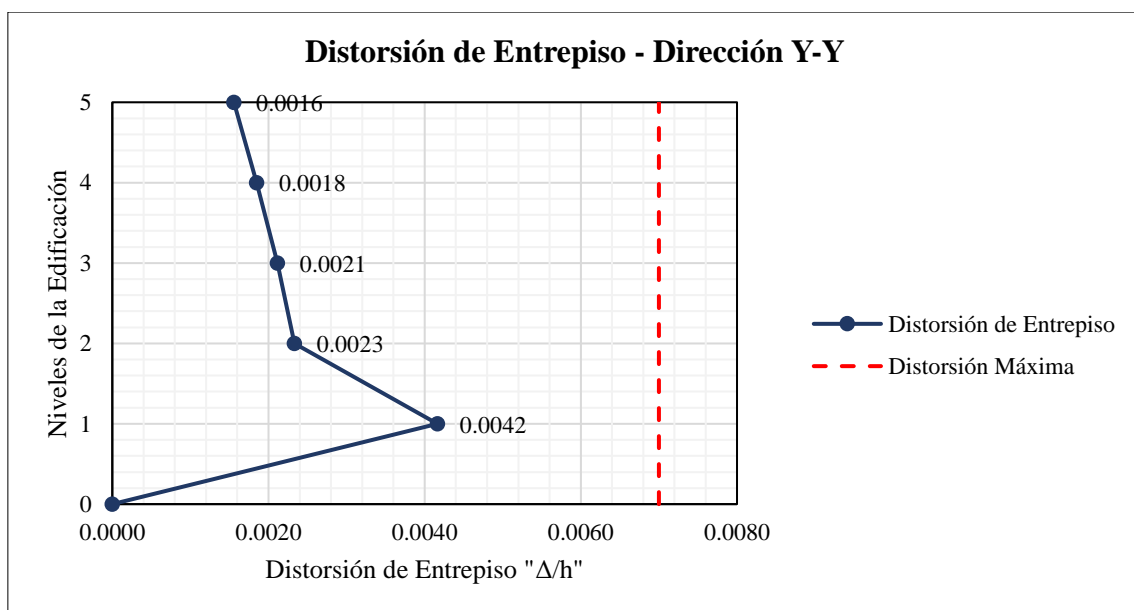
Desplazamiento absolutos y relativos en dirección Y-Y



Nota. En la imagen podemos evidenciar los valores de desplazamiento absoluto y relativos cuando el sismo se mueve en dirección Y-Y

Figura 100

Distorsión de entrepiso por análisis estático en dirección Y-Y



Nota. Se muestra las derivas correspondientes al sismo en dirección Y-Y, siendo el mayor valor de 0.0042, menor en comparación con el estipulado en norma.

4.3.3.5. Resultados análisis dinámico

Tabla 123

Fuerza Cortante por Nivel

| Nº de Piso | Dirección X-X | | Dirección Y-Y | |
|---------------|---------------|-------|---------------|---------|
| | Vx | Fx | Vy | Fy |
| | (Ton) | (Ton) | (Ton) | (Ton) |
| 5 | 24.62 | 24.62 | 36.35 | 36.347 |
| 4 | 68.95 | 44.33 | 103.96 | 67.615 |
| 3 | 127.68 | 58.73 | 197.04 | 93.078 |
| 2 | 197.38 | 69.71 | 311.60 | 114.559 |
| 1 | 278.53 | 81.15 | 449.62 | 138.018 |

Nota. Se muestra las fuerzas de entrepiso, así como las fuerzas cortantes que actúan en el primer piso de donde se tiene que en dirección X-X actúa un total de 278.53 tonf y en la dirección Y-Y actúa un total de 449.64 tonf.

Tabla 124

Verificación del Artículo 29.4. de la E.030

| Dirección de Análisis | Vestático (Ton) | Vdinámico (Ton) | Tipo de Estructura | Caso I | Verificación |
|--------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|--------|--------------|
| Dirección X-X | 144.10 | 278.53 | Irregular | 1.933 | Si Cumple |
| Dirección Y-Y | 144.10 | 449.62 | Irregular | 3.120 | Si Cumple |

Nota. Se muestra la verificación del artículo 29.4 de la norma E.030, donde se especifica que la fuerza cortante dinámica del primer entrepiso del edificio tiene que ser mayor al 90% de cortante estático.

Tabla 125*Desplazamiento por Niveles y en el Centro de Masa*

| N° de Piso | Dirección X-X | | | Dirección Y-Y | | |
|---------------|-----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | Δ_{CM} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | Δ_{CM} |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 5 | 0.0708 | 0.0128 | 0.0718 | 0.0292 | 0.0037 | 0.0294 |
| 4 | 0.0582 | 0.0131 | 0.0589 | 0.0255 | 0.0044 | 0.0258 |
| 3 | 0.0452 | 0.0133 | 0.0459 | 0.0211 | 0.0050 | 0.0215 |
| 2 | 0.0320 | 0.0132 | 0.0326 | 0.0161 | 0.0057 | 0.0165 |
| 1 | 0.0189 | 0.0174 | 0.0194 | 0.0104 | 0.0085 | 0.0109 |

Nota. Se muestra los desplazamientos por nivel, así como sus desplazamientos del centro de masa promedio cuando se realiza el análisis sismo dinámico.

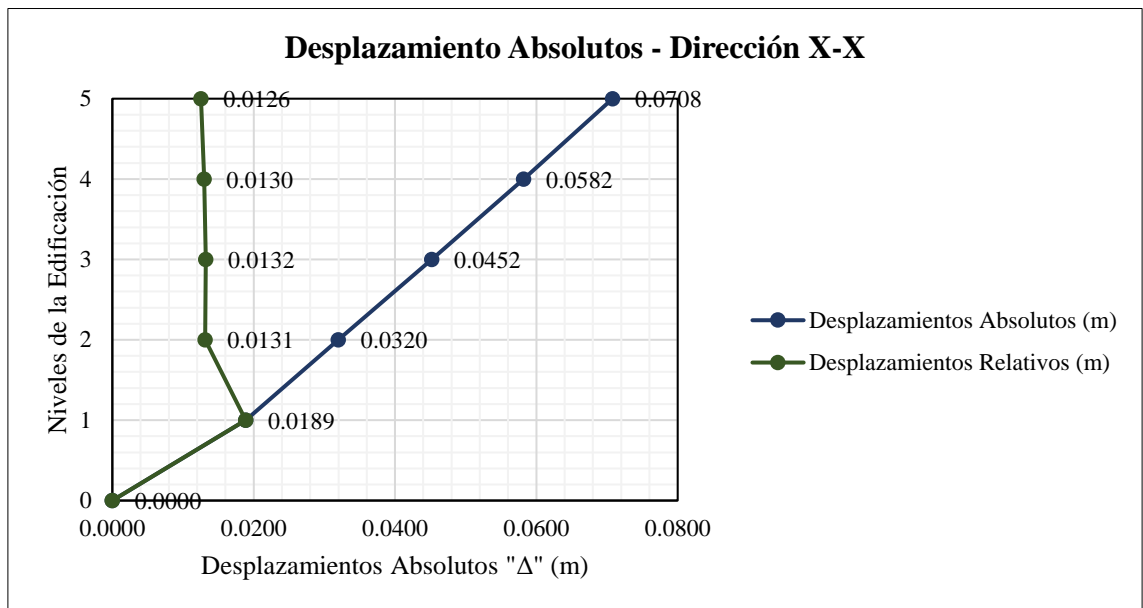
Tabla 126*Análisis en Dirección X-X*

| N° de Piso | Norma E.030 | | Altura "h" (m) | Distorsión de Entrepiso | Verificación de Deriva |
|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------|---------------------------|
| | Artículo 31 | | | | |
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | |
| 5 | 0.0708 | 0.0126 | 2.80 | 0.0045 | Si Cumple |
| 4 | 0.0582 | 0.0130 | 2.80 | 0.0046 | Si Cumple |
| 3 | 0.0452 | 0.0132 | 2.80 | 0.0047 | Si Cumple |
| 2 | 0.0320 | 0.0131 | 2.80 | 0.0047 | Si Cumple |
| 1 | 0.0189 | 0.0189 | 2.80 | 0.0067 | Si Cumple |
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | - |

Nota. Se presenta la verificación de los desplazamientos por análisis dinámico modal espectral, de donde se puede evidenciar que las derivas no son superadas por lo establecido en norma.

Figura 101

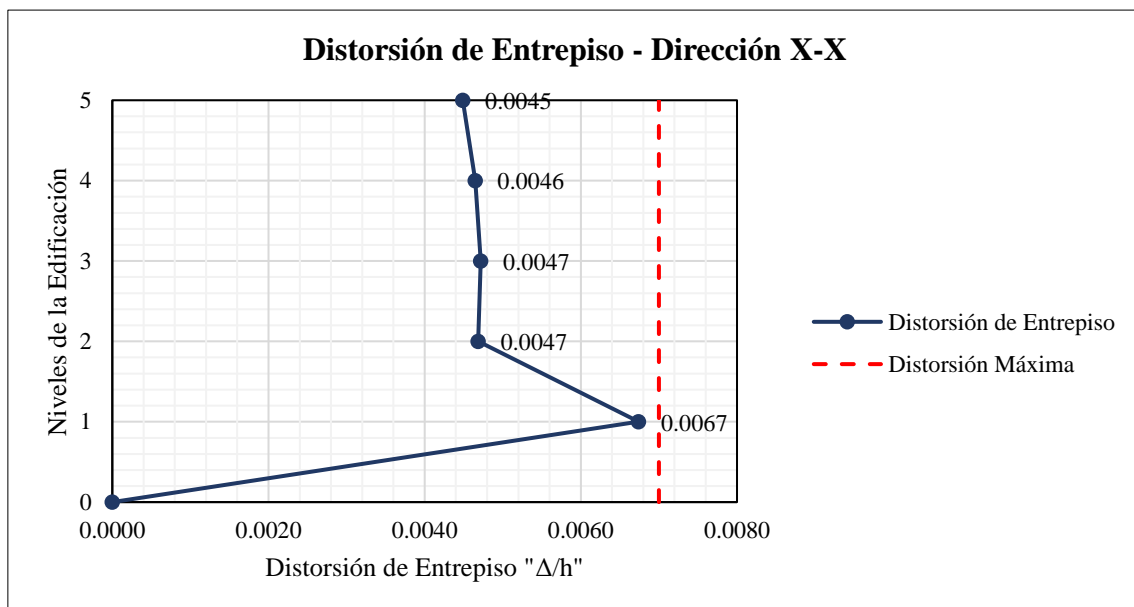
Desplazamiento absolutos en dirección X por análisis dinámico



Nota. En la figura se muestra los desplazamientos de comportamiento absoluto y relativos de la edificación.

Figura 102

Distorsión de entrepiso-Dirección X-X



Nota. Se muestra las derivas correspondientes a cada entrepiso, donde no se supera el máximo admitido.

4.3.3.6. Análisis de irregularidades

4.3.3.6.1. Irregularidad de rigidez

- Análisis en Dirección X-X por sismo estático

Tabla 127

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.1374 | 0.0246 | 47.16 | 1919.88 | - | - | - | - |
| 4 | 0.1128 | 0.0251 | 86.27 | 3438.28 | 1.79 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0877 | 0.0255 | 115.05 | 4514.33 | 1.31 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0622 | 0.0253 | 133.87 | 5297.93 | 1.17 | 1.61 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0370 | 0.0370 | 144.10 | 3899.44 | 0.74 | 0.88 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de piso blando, donde se tiene que cumplir que la rigidez lateral del piso superior no debe ser menor a 0.7 del piso siguiente.

Tabla 128

Irregularidad Extrema de Rigidez

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.1374 | 0.0246 | 47.16 | 1919.88 | - | - | - | - |
| 4 | 0.1128 | 0.0251 | 86.27 | 3438.28 | 1.79 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0877 | 0.0255 | 115.05 | 4514.33 | 1.31 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0622 | 0.0253 | 133.87 | 5297.93 | 1.17 | 1.61 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0370 | 0.0370 | 144.10 | 3899.44 | 0.74 | 0.88 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se verifica la irregularidad de extrema rigidez, arrojándonos resultados de verificación que no existe variación alguna.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo estático

Tabla 129

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0340 | 0.0043 | 47.16 | 10956.76 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0297 | 0.0051 | 86.27 | 16764.44 | 1.53 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0246 | 0.0059 | 115.05 | 19506.99 | 1.16 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0187 | 0.0066 | 133.87 | 20425.42 | 1.05 | 1.30 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0121 | 0.0121 | 144.10 | 11903.51 | 0.58 | 0.63 | Si hay Irregularidad | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de piso blando, donde se tiene que cumplir que la rigidez lateral del piso superior no debe ser menor a 0.7 del piso siguiente. Por tanto, se puede verificar una irregularidad Caso II en el primer nivel para ello se tomará acciones como mejorar la resistencia del concreto o reforzar los elementos verticales.

Tabla 130

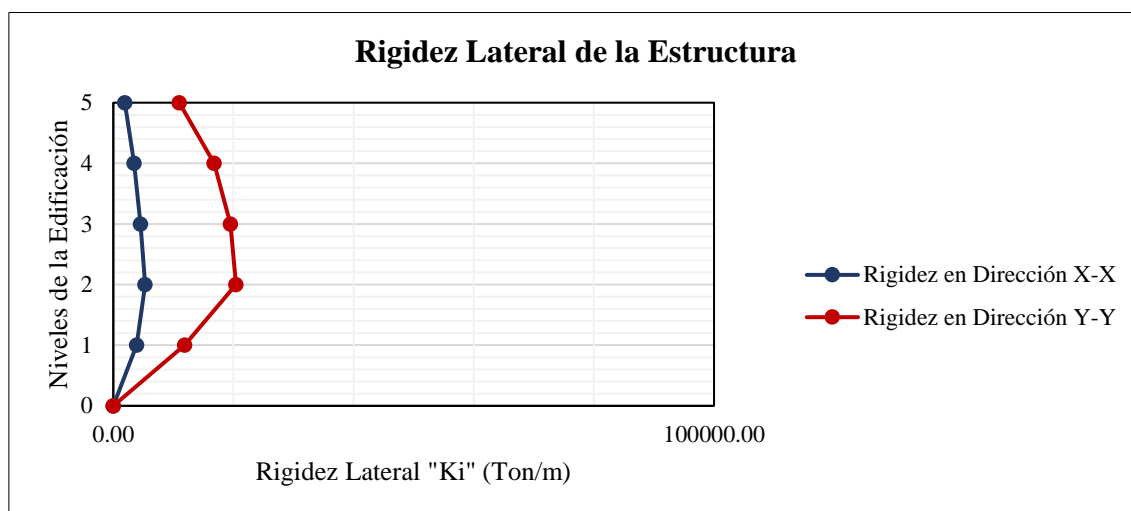
Irregularidad Extrema de Rigidez

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0340 | 0.0043 | 47.16 | 10956.76 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0297 | 0.0051 | 86.27 | 16764.44 | 1.53 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0246 | 0.0059 | 115.05 | 19506.99 | 1.16 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0187 | 0.0066 | 133.87 | 20425.42 | 1.05 | 1.30 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0121 | 0.0121 | 144.10 | 11903.51 | 0.58 | 0.63 | Si hay Irregularidad | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de extrema rigidez, estos valores se toman en análisis de la rigidez lateral de la estructura, para ello se analiza los elementos estructurales como vigas, muros columnas y osas.

Figura 103

Rigidez lateral de la estructura por sismo estático



Nota. En la imagen podemos observar la comparativa de la rigidez de la estructura, para ello nuestra dirección de análisis en la dirección X-X por tender a ser vulnerable n caso de eventos sísmicos.

- Análisis en Dirección X-X por sismo dinámico

Tabla 131

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0718 | 0.0128 | 24.62 | 1919.38 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0589 | 0.0131 | 68.95 | 5275.44 | 2.75 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0459 | 0.0133 | 127.68 | 9622.05 | 1.82 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0326 | 0.0132 | 197.38 | 14972.46 | 1.56 | 2.67 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0194 | 0.0194 | 278.53 | 14351.99 | 0.96 | 1.44 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de irregularidad de rigidez de piso blando por sismo dinámico en la dirección de análisis X-X.

Tabla 132*Irregularidad Extrema de Rigidez*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _x (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0718 | 0.0128 | 24.62 | 1919.38 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0589 | 0.0131 | 68.95 | 5275.44 | 2.75 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0459 | 0.0133 | 127.68 | 9622.05 | 1.82 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0326 | 0.0132 | 197.38 | 14972.46 | 1.56 | 2.67 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0194 | 0.0194 | 278.53 | 14351.99 | 0.96 | 1.44 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de extrema rigidez para los casos 1 y 2 de la norma, se concluye que no supera los valores estimados en norma.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo dinámico

Tabla 133*Irregularidad de Rigidez - Piso Blando*

| N° de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | V _y (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ _{absoluto} (m) | Δ _{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0294 | 0.0036 | 36.35 | 10012.95 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0258 | 0.0043 | 103.96 | 24182.83 | 2.42 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0215 | 0.0050 | 197.04 | 39669.82 | 1.64 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0165 | 0.0056 | 311.60 | 55208.89 | 1.39 | 2.24 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0109 | 0.0109 | 449.62 | 41401.20 | 0.75 | 1.04 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de irregularidad de rigidez de piso blando por sismo dinámico en la dirección de análisis Y-Y.

Tabla 134

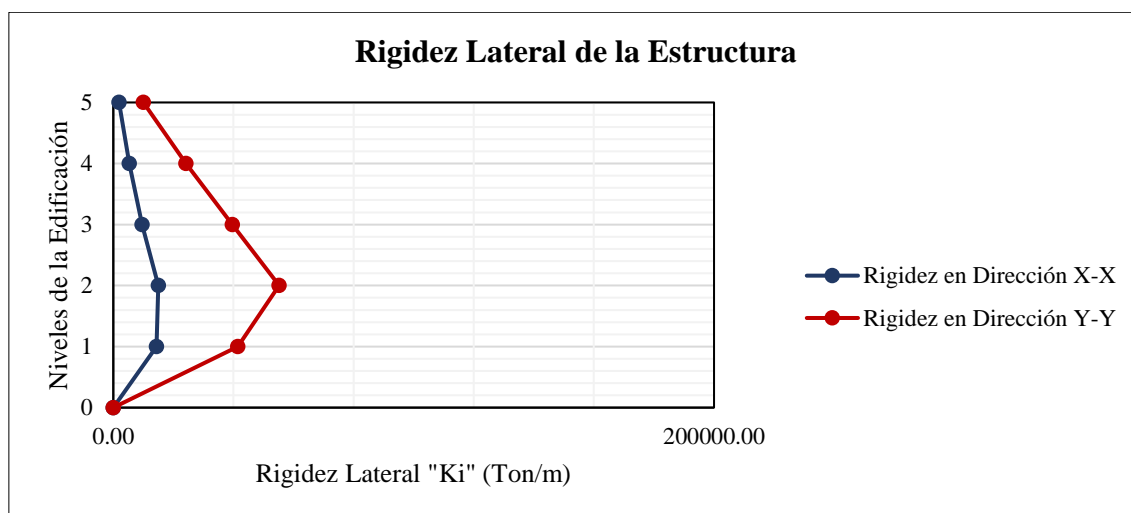
Irregularidad Extrema de Rigidez

| Nº de Piso | Norma E.030 Artículo 31 | | Vy (Tonf) | Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m) | Caso I | Caso II | Verificación de Irregularidad | |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | Δ_{absoluto} (m) | Δ_{relativo} (m) | | | | | Caso I | Caso II |
| 5 | 0.0294 | 0.0036 | 36.35 | 10012.95 | - | - | - | - |
| 4 | 0.0258 | 0.0043 | 103.96 | 24182.83 | 2.42 | - | No hay Irregularidad | - |
| 3 | 0.0215 | 0.0050 | 197.04 | 39669.82 | 1.64 | - | No hay Irregularidad | - |
| 2 | 0.0165 | 0.0056 | 311.60 | 55208.89 | 1.39 | 2.24 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0109 | 0.0109 | 449.62 | 41401.20 | 0.75 | 1.04 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |

Nota. Se verifica la irregularidad de extrema rigidez, arrojándonos resultados de verificación que no existe variación alguna.

Figura 104

Rigidez lateral de la estructura por sismo dinámico.



Nota. En la imagen podemos observar la comparativa de la rigidez de la estructura, para ello nuestra dirección de análisis en la dirección Y-Y por tender a ser vulnerable en caso de eventos sísmicos.

4.3.3.6.2. Irregularidad de resistencia

- Análisis en Dirección X-X por sismo estático

Tabla 135

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|----------------------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 47.16 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 47.16 | 2.829 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 133.43 | | 1.862 |
| | Sismo Estático | Bottom | 133.43 | No hay Irregularidad | |
| 3 | Sismo Estático | Top | 248.48 | 1.539 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 248.48 | | No hay Irregularidad |
| 2 | Sismo Estático | Top | 382.35 | 1.377 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 382.35 | | No hay Irregularidad |
| 1 | Sismo Estático | Top | 526.45 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 526.45 | | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 136

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | V _x (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------------------|----------------------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 47.16 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 47.16 | 2.829 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 133.43 | | 1.862 |
| | Sismo Estático | Bottom | 133.43 | No hay Irregularidad | |
| 3 | Sismo Estático | Top | 248.48 | 1.539 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 248.48 | | No hay Irregularidad |
| 2 | Sismo Estático | Top | 382.35 | 1.377 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 382.35 | | No hay Irregularidad |
| 1 | Sismo Estático | Top | 526.45 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 526.45 | | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo estático

Tabla 137

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 47.16 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 47.16 | 2.829 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 133.43 | 1.862 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 133.43 | 1.539 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Estático | Top | 248.48 | 1.377 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 248.48 | - | - |
| 2 | Sismo Estático | Top | 382.35 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 382.35 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 526.45 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 526.45 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 138

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Estático | Top | 47.16 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 47.16 | 2.829 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Estático | Top | 133.43 | 1.862 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 133.43 | 1.539 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Estático | Top | 248.48 | 1.377 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Estático | Bottom | 248.48 | - | - |
| 2 | Sismo Estático | Top | 382.35 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 382.35 | - | - |
| 1 | Sismo Estático | Top | 526.45 | - | - |
| | Sismo Estático | Bottom | 526.45 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo estático donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

- Análisis en Dirección X-X por sismo dinámico

Tabla 139

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vx (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 24.62 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 24.62 | 2.801 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 68.95 | 1.852 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 68.95 | 1.546 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 127.68 | 1.411 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 127.68 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 197.38 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 197.38 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 278.53 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 278.53 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 140

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vx (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 24.62 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 24.62 | 2.801 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 68.95 | 1.852 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 68.95 | 1.546 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 127.68 | 1.411 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 127.68 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 197.38 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 197.38 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 278.53 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 278.53 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

- Análisis en Dirección Y-Y por sismo dinámico

Tabla 141

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 36.35 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 36.35 | 2.860 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 103.96 | 1.895 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 103.96 | 1.581 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 197.04 | 1.443 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 197.04 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 311.60 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 311.60 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 449.62 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 449.62 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico en dirección Y-Y donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 142

Irregularidad Extrema de Resistencia

| Nº de Piso | Carga | Ubicación | Vy (Tonf) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------------|
| 5 | Sismo Dinámico | Top | 36.35 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 36.35 | 2.860 | No hay Irregularidad |
| 4 | Sismo Dinámico | Top | 103.96 | 1.895 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 103.96 | 1.581 | No hay Irregularidad |
| 3 | Sismo Dinámico | Top | 197.04 | 1.443 | No hay Irregularidad |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 197.04 | - | - |
| 2 | Sismo Dinámico | Top | 311.60 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 311.60 | - | - |
| 1 | Sismo Dinámico | Top | 449.62 | - | - |
| | Sismo Dinámico | Bottom | 449.62 | - | - |

Nota. En la tabla se muestra la verificación de irregularidad de resistencia por sismo dinámico en dirección Y-Y donde se tiene que cumplir que la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior

4.3.3.6.3. Irregularidad de masa o peso

Análisis en Dirección X-X e Y-Y

Tabla 143

Irregularidad de Masa o Peso

| N° de Piso | Diafragma | Masa (Tonf-s ² /m) | Caso | | Verificación de Irregularidad | |
|------------|-----------|-------------------------------|--------|---------|-------------------------------|----------------------|
| | | | Caso I | Caso II | Caso I | Caso II |
| 5 | D5 | 19.833 | - | 0.953 | - | - |
| 4 | D4 | 20.818 | 1.050 | 1.003 | - | No hay Irregularidad |
| 3 | D3 | 20.756 | 0.997 | 0.997 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 2 | D2 | 20.818 | 1.003 | 0.884 | No hay Irregularidad | No hay Irregularidad |
| 1 | D1 | 23.540 | 1.131 | - | No hay Irregularidad | - |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad de masa o peso, para ello se analiza cuando un piso determinado es mayor a 1.5 veces la masa de un piso adyacente.

4.3.3.6.4. Irregularidad geométrica vertical

Dirección X-X

Tabla 144*Irregularidad Geométrica Vertical X-X*

| N° de Piso | Longitud (m) | Dimensión "A" (m) | Dimensión "B" (m) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|-------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|---------------|--------------------------------------|
| 5 | 6.00 | - | 6.00 | - | - |
| 4 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 3 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 2 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 1 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad vertical en dirección X-X.

- Dirección Y-Y

Tabla 145*Irregularidad Geométrica Vertical Y-Y*

| N° de Piso | Longitud (m) | Dimensión "A" (m) | Dimensión "B" (m) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|-------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|---------------|--------------------------------------|
| 5 | 18.00 | - | 18.00 | - | - |
| 4 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 3 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 2 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |
| 1 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 1.00 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra la verificación de irregularidad vertical en dirección Y-Y.

4.3.3.6.5. Irregularidad torsional

Análisis en Dirección X-X por análisis estático

Tabla 146*Irregularidad Torsional*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.1347 | 0.0245 | 0.0239 | -0.0005 | -45.520 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.1108 | 0.0251 | 0.0249 | -0.0004 | -64.487 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0859 | 0.0254 | 0.0252 | 0.0002 | 113.161 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0607 | 0.0252 | 0.0250 | -0.0081 | -3.077 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0357 | 0.0333 | 0.0357 | 0.0333 | 1.071 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3 debido a las cargas de sismo, por ello al tener estos valores que superan y ponen peligro la edificación se procede a reforzar los elementos como columnas y muros.

Tabla 147*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.1347 | 0.0245 | 0.0239 | -0.0005 | -45.520 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.1108 | 0.0251 | 0.0249 | -0.0004 | -64.487 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0859 | 0.0254 | 0.0252 | 0.0002 | 113.161 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0607 | 0.0252 | 0.0250 | -0.0081 | -3.077 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0357 | 0.0333 | 0.0357 | 0.0333 | 1.071 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional extrema por piso debido al sismo estático en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3.

- Análisis en Dirección Y-Y por análisis estático

Tabla 148*Irregularidad Torsional*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0337 | 0.0044 | 0.0044 | -0.0008 | -5.603 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0293 | 0.0052 | 0.0052 | -0.0008 | -6.887 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0241 | 0.0060 | 0.0059 | -0.0007 | -8.898 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0182 | 0.0066 | 0.0065 | -0.0030 | -2.162 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0117 | 0.0097 | 0.0117 | 0.0097 | 1.206 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

Tabla 149*Irregularidad Torsional Extrema*

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0337 | 0.0044 | 0.0044 | -0.0008 | -5.603 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0293 | 0.0052 | 0.0052 | -0.0008 | -6.887 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0241 | 0.0060 | 0.0059 | -0.0007 | -8.898 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0182 | 0.0066 | 0.0065 | -0.0030 | -2.162 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0117 | 0.0097 | 0.0117 | 0.0097 | 1.206 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

- Análisis en Dirección X-X por análisis dinámico

Tabla 150

Irregularidad Torsional

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0708 | 0.0128 | 0.0126 | -0.0003 | -50.268 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0582 | 0.0131 | 0.0130 | -0.0002 | -65.055 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0452 | 0.0133 | 0.0132 | 0.0001 | 151.908 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0320 | 0.0132 | 0.0131 | -0.0042 | -3.132 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0189 | 0.0174 | 0.0189 | 0.0174 | 1.087 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo dinámico en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3 debido a las cargas de sismo, por ello al tener estos valores que superan y ponen peligro la edificación.

Tabla 151

Irregularidad Torsional Extrema

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0708 | 0.0128 | 0.0126 | -0.0003 | -50.268 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0582 | 0.0131 | 0.0130 | -0.0002 | -65.055 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0452 | 0.0133 | 0.0132 | 0.0001 | 151.908 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 0.0320 | 0.0132 | 0.0131 | -0.0042 | -3.132 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0189 | 0.0174 | 0.0189 | 0.0174 | 1.087 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional extrema por piso debido al sismo dinámico en dirección X-X, se puede evidenciar la irregularidad en el piso 2 y 3.

- Análisis en Dirección Y-Y por análisis dinámico

Tabla 152

Irregularidad Torsional

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0292 | 0.0037 | 0.0037 | -0.0006 | -5.733 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0255 | 0.0044 | 0.0044 | -0.0007 | -6.643 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0211 | 0.0050 | 0.0050 | -0.0007 | -7.167 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0161 | 0.0057 | 0.0057 | -0.0027 | -2.076 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0104 | 0.0085 | 0.0104 | 0.0085 | 1.232 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo estático en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis

Tabla 153

Irregularidad Torsional Extrema

| N° de Piso | Desplazamiento Absolutos | | Desplazamiento Relativos | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|---------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------------|---------|----------------------------------|
| | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | $\Delta_{\text{máx}}$ | Δ_{prom} | | |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | | |
| 5 | 0.0292 | 0.0037 | 0.0037 | -0.0006 | -5.733 | No hay Irregularidad |
| 4 | 0.0255 | 0.0044 | 0.0044 | -0.0007 | -6.643 | No hay Irregularidad |
| 3 | 0.0211 | 0.0050 | 0.0050 | -0.0007 | -7.167 | No hay Irregularidad |
| 2 | 0.0161 | 0.0057 | 0.0057 | -0.0027 | -2.076 | No hay Irregularidad |
| 1 | 0.0104 | 0.0085 | 0.0104 | 0.0085 | 1.232 | No hay Irregularidad |

Nota. En la tabla se analiza la irregularidad torsional por piso debido al sismo dinámico en dirección Y-Y, se puede evidenciar que no tenemos irregularidad para esta dirección de análisis.

4.3.3.6.6. Esquinas entrantes

Tabla 154

Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección X-X

| N° de Piso | Longitud "L _x " (m) | Longitud de Esquina "A" (m) | | | | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------------------------|-----------------------------|------------|------------|------------|--------|-------------------------------|
| | | Esquina 01 | Esquina 02 | Esquina 03 | Esquina 04 | | |
| 5 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 4 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 3 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 2 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |
| 1 | 6.00 | 2.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.392 | Si hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por esquinas entrantes en la dirección X-X del edificio evaluado. Esta irregularidad hace referencia a configuraciones en planta donde se presentan entrantes que reducen significativamente la rigidez o continuidad.

Tabla 155

Irregularidad de Esquinas Entrantes dirección Y-Y

| N° de Piso | Longitud "L _y " (m) | Longitud de Esquina "B" (m) | | | | Caso II | Verificación de Irregularidad |
|------------|--------------------------------|-----------------------------|------------|------------|------------|---------|-------------------------------|
| | | Esquina 01 | Esquina 02 | Esquina 03 | Esquina 04 | | |
| 5 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 4 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 3 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 2 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |
| 1 | 18.00 | 2.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.142 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por esquinas entrantes en la dirección Y-Y del edificio evaluado. Esta irregularidad no se hace notar debido a que la dimensión es inferior en comparación con la longitud total de la edificación en esta dirección.

4.3.3.7. Discontinuidad de diafragma

Tabla 156

Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

| N° de Piso | Área Total "A" (m ²) | Dimensiones (m) | | Área "A'" (m ²) | Caso I | Verificación de Irregularidad |
|------------|----------------------------------|-----------------|------|-----------------------------|--------|-------------------------------|
| | | A1 | B1 | | | |
| 5 | 92.37 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.31 | No hay Irregularidad |
| 4 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 3 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 2 | 101.64 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.28 | No hay Irregularidad |
| 1 | 95.51 | 2.35 | 2.55 | 28.50 | 0.30 | No hay Irregularidad |

Nota. Se muestra el análisis de la irregularidad por discontinuidad del diafragma en los diferentes niveles del edificio. Esta irregularidad se refiere a la presencia de interrupciones significativas en el diafragma rígido (losa de entrepiso), como aberturas de gran tamaño, cambios abruptos en rigidez.

4.3.3.8. Separación de edificios

Tabla 157

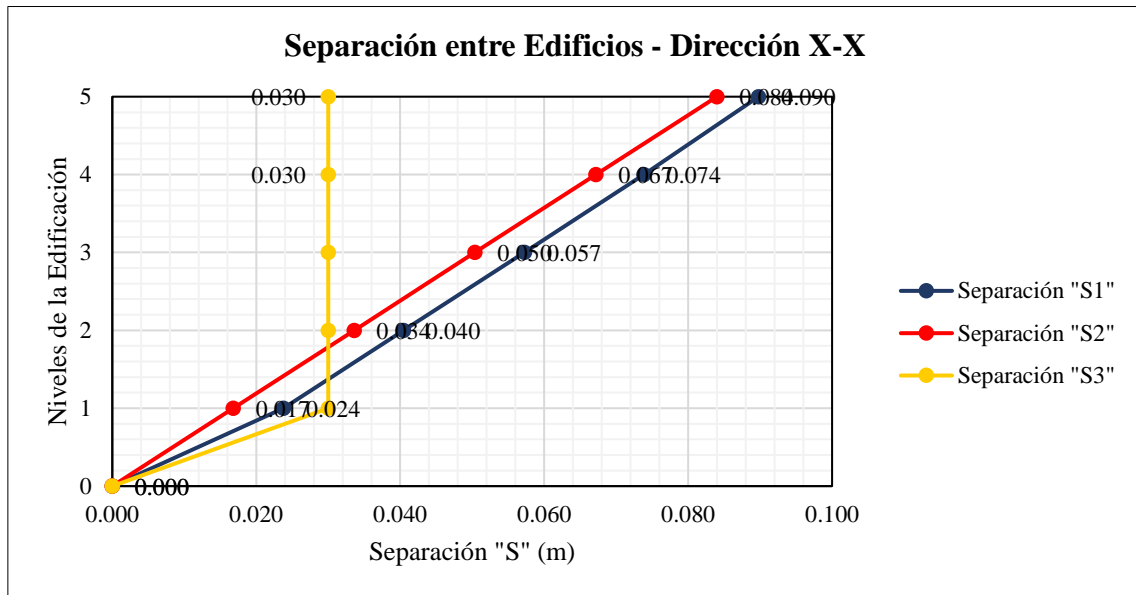
Separación entre Edificios por análisis estático

| N° de Piso | Dirección X-X (m) | | | Sx (m) | Dirección Y-Y (m) | | | Sy (m) |
|------------|-------------------|-------|-------|--------|-------------------|-------|-------|--------|
| | S1 | S2 | S3 | | S1 | S2 | S3 | |
| 5 | 0.090 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.022 | 0.084 | 0.030 | 0.09 |
| 4 | 0.074 | 0.067 | 0.030 | 0.08 | 0.020 | 0.067 | 0.030 | 0.07 |
| 3 | 0.057 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.016 | 0.050 | 0.030 | 0.06 |
| 2 | 0.040 | 0.034 | 0.030 | 0.05 | 0.012 | 0.034 | 0.030 | 0.04 |
| 1 | 0.024 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.008 | 0.017 | 0.030 | 0.03 |
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 |

Nota. Se muestra el análisis de la separación mínima requerida entre edificaciones adyacentes, realizado mediante el método estático según la Norma Técnica E.030.

Figura 105

Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático



Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones, conforme a los criterios establecidos en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Figura 106

Separación de edificios en dirección Y-Y por análisis estático

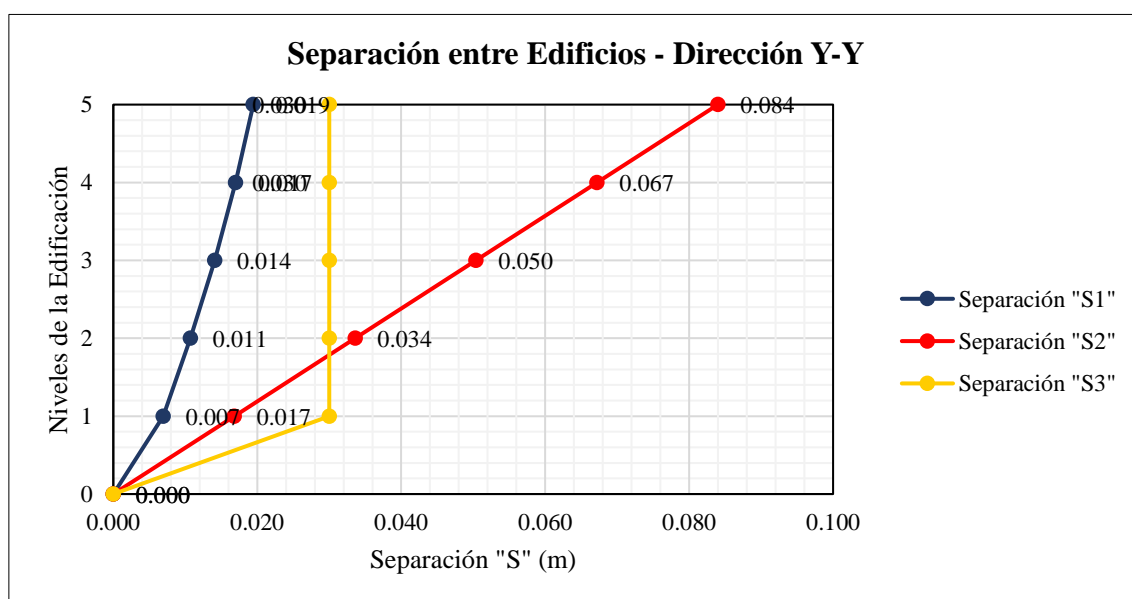


Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones en la dirección Y-Y.

Tabla 158*Separación entre Edificios por análisis dinámico*

| N° de Piso | Dirección X-X (m) | | | S _x (m) | Dirección Y-Y (m) | | | S _y (m) |
|------------|-------------------|----------------|----------------|--------------------|-------------------|----------------|----------------|--------------------|
| | S ₁ | S ₂ | S ₃ | | S ₁ | S ₂ | S ₃ | |
| 0.047 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.019 | 0.084 | 0.030 | 0.09 | 0.047 |
| 0.039 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.017 | 0.067 | 0.030 | 0.07 | 0.039 |
| 0.030 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.014 | 0.050 | 0.030 | 0.06 | 0.030 |
| 0.021 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.011 | 0.034 | 0.030 | 0.04 | 0.021 |
| 0.013 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.007 | 0.017 | 0.030 | 0.03 | 0.013 |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 |

Nota. Se muestra el análisis de la separación mínima requerida entre edificaciones adyacentes, realizado mediante el método de análisis dinámico según la Norma Técnica E.030 fundamental para evitar colisiones durante un evento sísmico.

Figura 107*Separación de edificios en dirección X-X por análisis estático*

Nota. La figura muestra el comportamiento estructural y los parámetros utilizados para evaluar la separación sísmica entre edificaciones en la dirección X-X y Y-Y.

4.3.3.9. Análisis dinámico Tiempo-Historia

4.3.3.9.1. Desplazamientos

Tabla 159

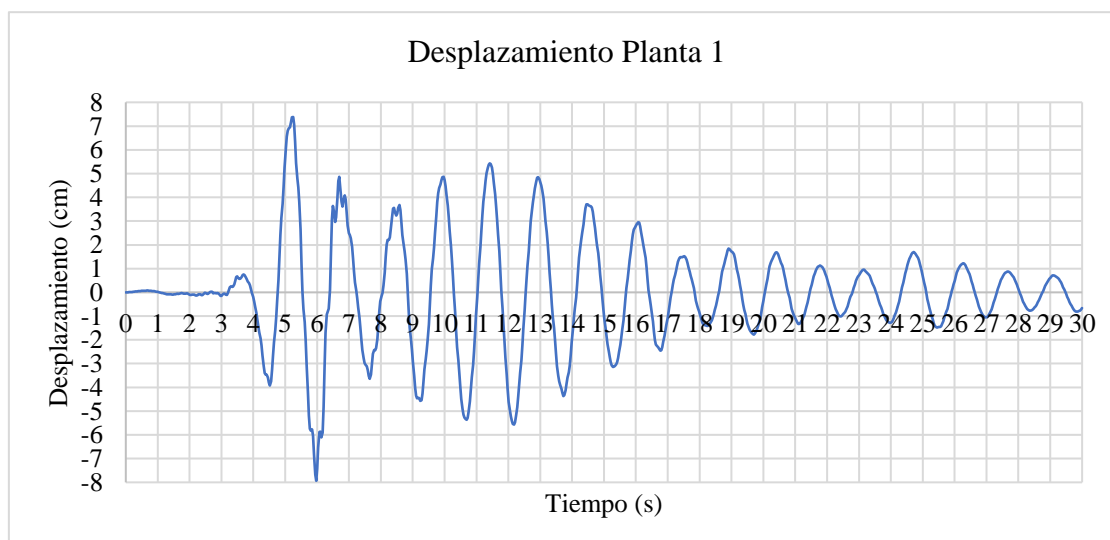
Desplazamientos máximos por nivel en dirección de análisis X

| Planta | Desplazamiento | D promedio | Distorsión E |
|--------|----------------|------------|--------------|
| 5 | 0.273 | -0.001 | -0.0003 |
| 4 | 0.273 | 0.101 | 0.0362 |
| 3 | 0.172 | 0.049 | 0.0176 |
| 2 | 0.123 | 0.049 | 0.0174 |
| 1 | 0.074 | 0.074 | 0.0264 |

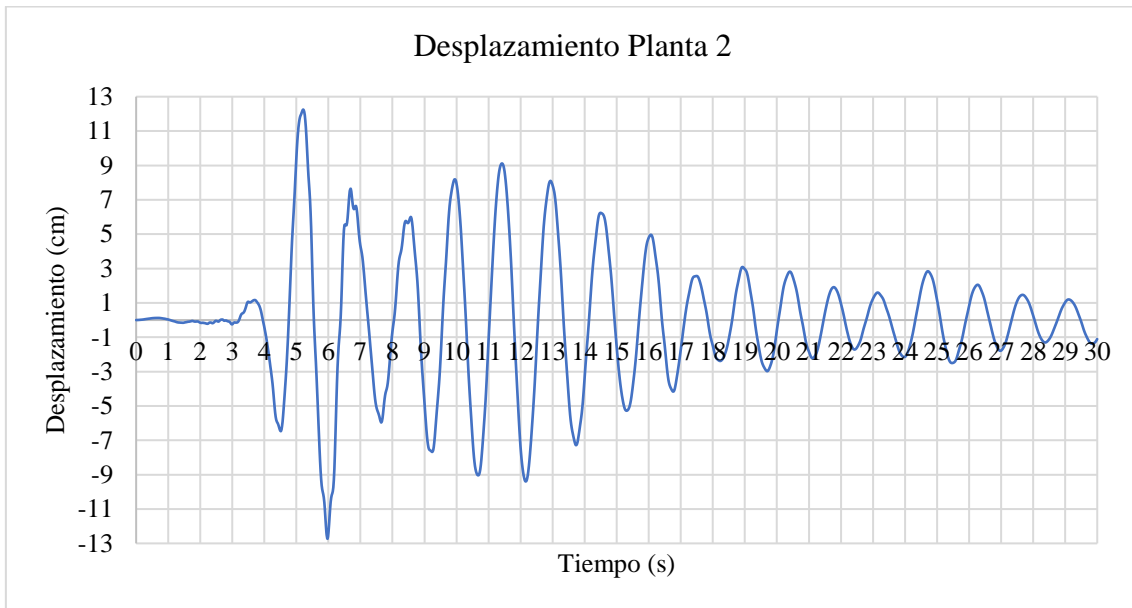
Nota. Se muestra los desplazamientos horizontales, el desplazamiento máximo se registra en la Planta 5, con un valor de 0.273 m, disminuyendo progresivamente hacia la Planta 1, donde alcanza 0.074 m. Este comportamiento es consistente con el patrón dinámico de oscilación, en el cual los niveles superiores presentan mayores amplitudes debido a su mayor libertad de movimiento.

Figura 108

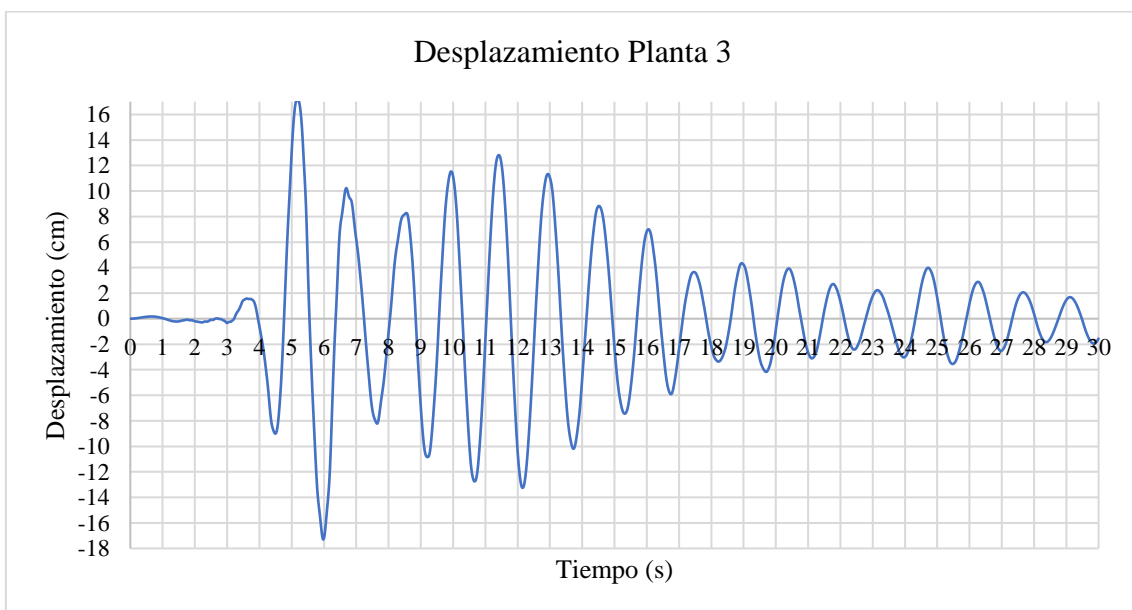
Desplazamiento dinámico en Planta 1



Nota. En la figura se representan los desplazamientos registrados en función del tiempo, durante una simulación de 30 segundos. Se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 4 y 7, alcanzando un valor máximo cercano a 0.074 m.

Figura 109*Desplazamiento dinámico en Planta 2.*

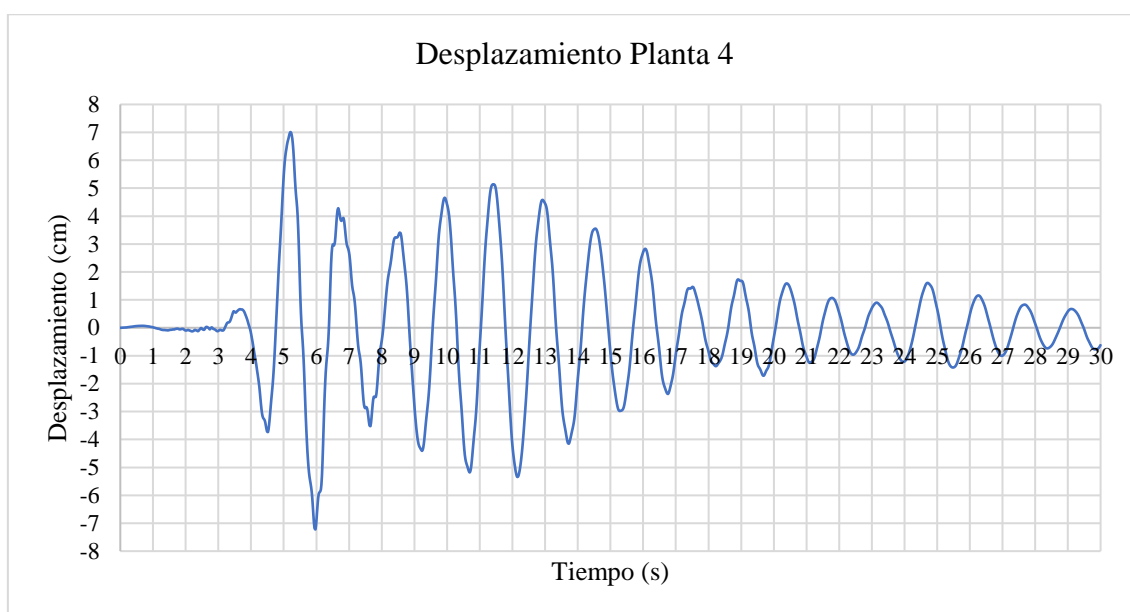
Nota. Se presentan los desplazamientos registrados en función del tiempo, se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.123 m.

Figura 110*Desplazamiento dinámico en Planta 3.*

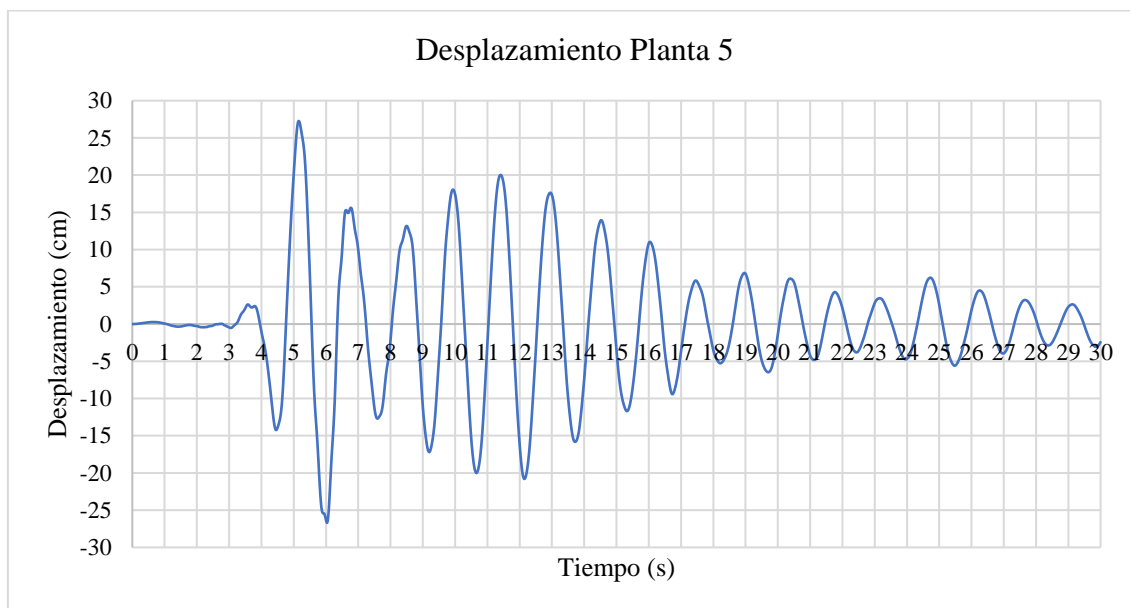
Nota. En la figura se representan los desplazamientos registrados, estos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.172 m. Los valores negativos reflejan el cambio de dirección del movimiento respecto al eje de análisis. La frecuencia de las oscilaciones es mayor durante los primeros segundos, cuando actúa la mayor intensidad del sismo, y decrece conforme disminuye la acción sísmica.

Figura 111

Desplazamiento dinámico en Planta 4.



Nota. Se representan el desplazamiento registrado en función del tiempo, se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.273 m. Los valores negativos reflejan el cambio de dirección del movimiento respecto al eje de análisis. La frecuencia de las oscilaciones es mayor durante los primeros segundos, cuando actúa la mayor intensidad del sismo, y decrece conforme disminuye la acción sísmica.

Figura 112*Desplazamiento dinámico en Planta 5.*

Nota. Se representan el desplazamiento registrado en función del tiempo, se observa que los mayores desplazamientos ocurren entre los segundos 5 y 6, alcanzando un valor máximo cercano a 0.273 m. Los valores negativos reflejan el cambio de dirección del movimiento respecto al eje de análisis. La frecuencia de las oscilaciones es mayor durante los primeros segundos, cuando actúa la mayor intensidad del sismo, y decrece conforme disminuye la acción sísmica.

4.3.3.9.2. Fuerzas internas

Tabla 160*Fuerzas máximas de interacción suelo–estructura*

| Caso | FIX (tf) | FIY (tf) |
|-------|----------|----------|
| MAX | 102.226 | 74.097 |
| Nudos | 172-7 | 915-9 |

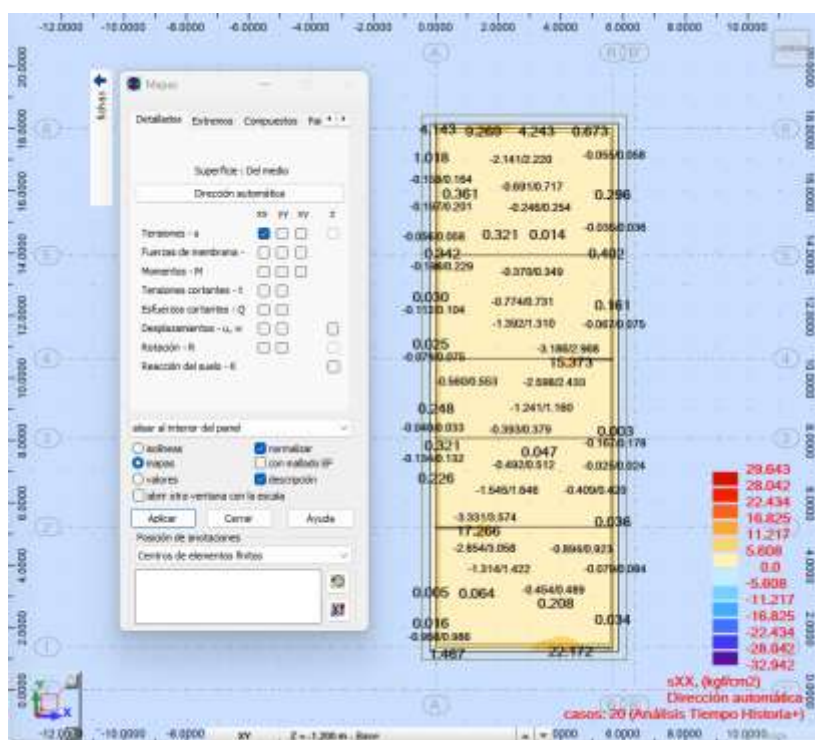
Nota. La tabla presenta los valores máximos de las fuerzas de interacción horizontal entre la estructura y el suelo, obtenidas en los apoyos del modelo con base Flexible. En

la dirección X, se registró una fuerza máxima de interacción de 102.226 tf en el nudo 172-7, mientras que en la dirección Y, la fuerza máxima alcanzó 74.097 tf en el nudo 915-9.

4.3.3.9.3. Presiones en la cimentación / asentamientos

Figura 113

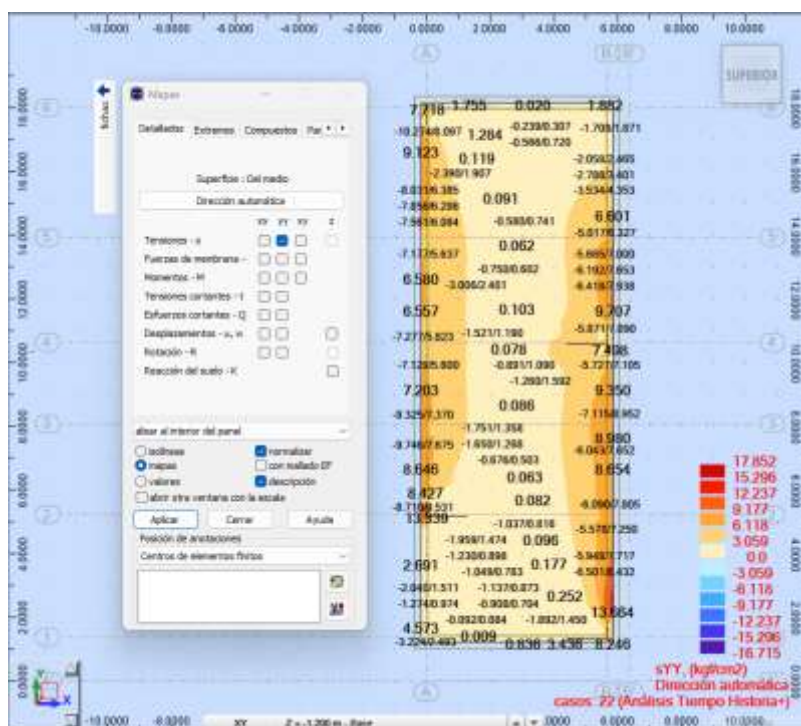
Tensiones normales XX en la cimentación.



Nota. Se observan tracciones de hasta 29.643 kgf/cm² y compresiones de 32.942 kgf/cm². Aunque la compresión está dentro del rango permitido para el tipo de suelo, las tracciones indican pérdida de contacto en varias zonas de la losa platea. Este comportamiento es típico en modelos con IDSE, pero debe considerarse en el diseño para evitar asentamientos diferenciales.

Figura 114

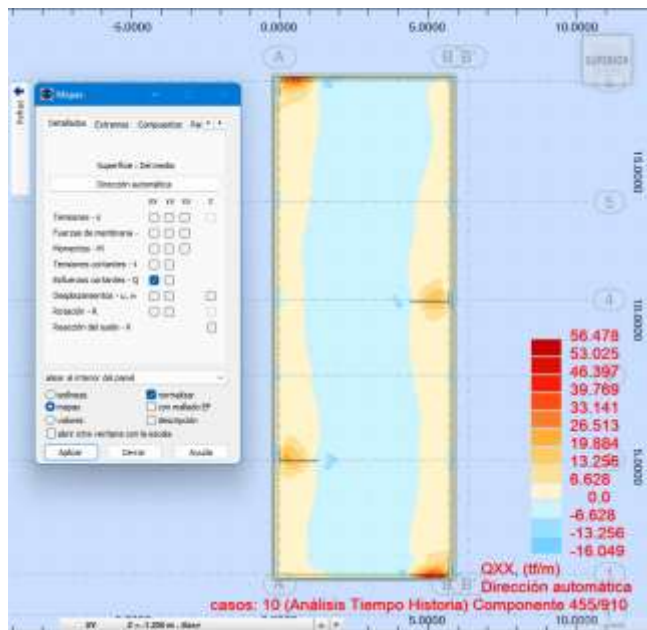
Tensiones normales YY en la cimentación.



Nota. El comportamiento vertical bajo IDSE se torna más agresivo: se registran tensiones de tracción de hasta 17.852 kgf/cm² y compresiones de 16.715 kgf/cm². Las zonas de tracción son más extensas y profundas que en el caso con base rígida, lo que implica una interacción no lineal más marcada. La NTP E.050 no permite que el suelo trabaje a tracción; por lo tanto, se debe analizar el efecto de estos despegues en el diseño del sistema de fundación. Si bien los valores de compresión aún están dentro del rango permisible, el comportamiento no es uniforme y debería corregirse o mitigarse con cambios en la geometría de la losa o disposición de los apoyos.

Figura 115

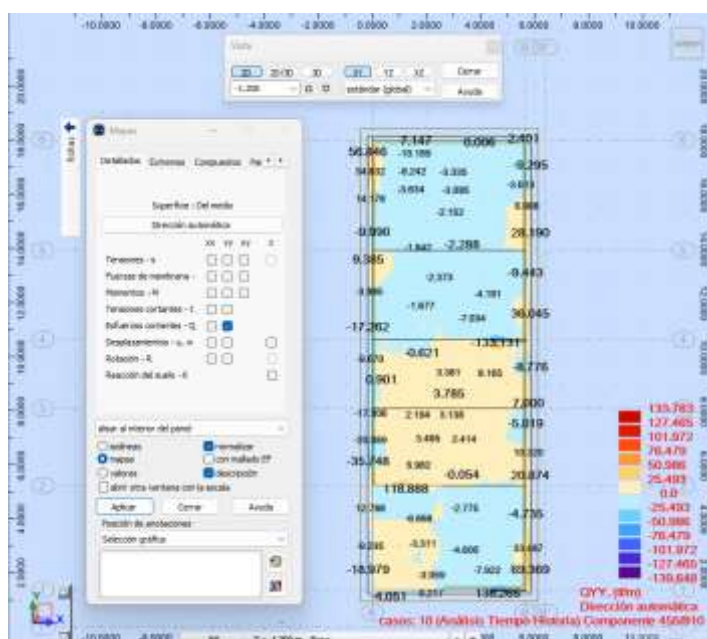
Esfuerzos cortantes – Dirección X-X.



Nota. Se aprecia un comportamiento dinámico no uniforme, con picos puntuales de cortante. Aunque no se observan concentraciones críticas que comprometan la estabilidad, se recomienda verificar la distribución del refuerzo inferior de la losa en zonas con gradientes altos. Cumple con la NTP E.060 para cimentaciones.

Figura 116

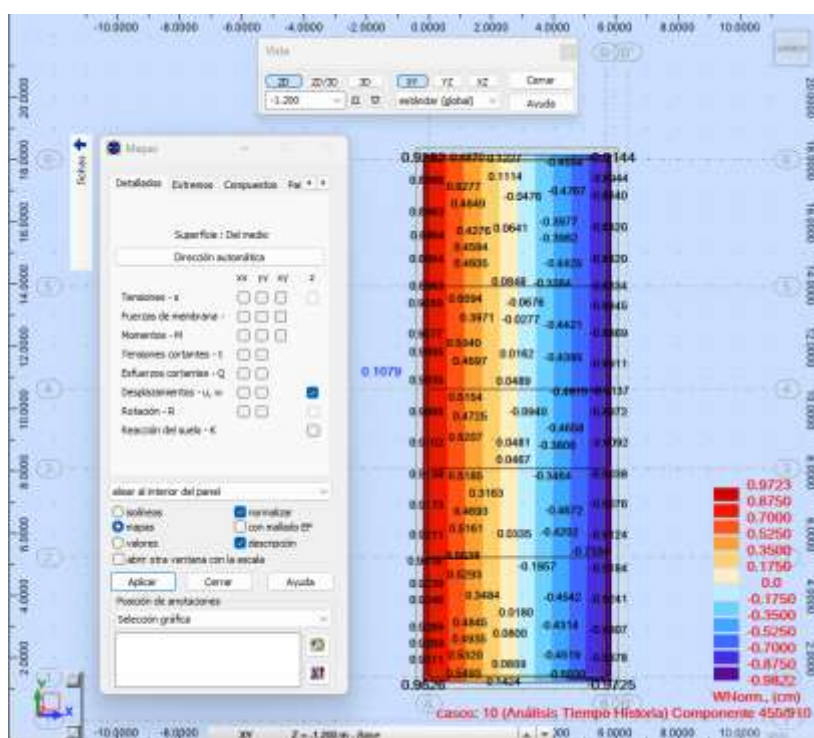
Esfuerzos cortantes – Dirección Y-Y.



Nota. En la dirección Y-Y, los esfuerzos cortantes presentan menor intensidad relativa que en X-X, pero siguen un patrón de inversión simétrica, indicativo de un comportamiento estructural dinámico balanceado. Esta respuesta está dentro de los valores aceptables para cimentaciones de losa bajo acciones sísmicas, según criterios de desempeño estructural y las disposiciones de la **NTP E.060**.

Figura 117

Desplazamientos verticales – Asentamientos de la losa

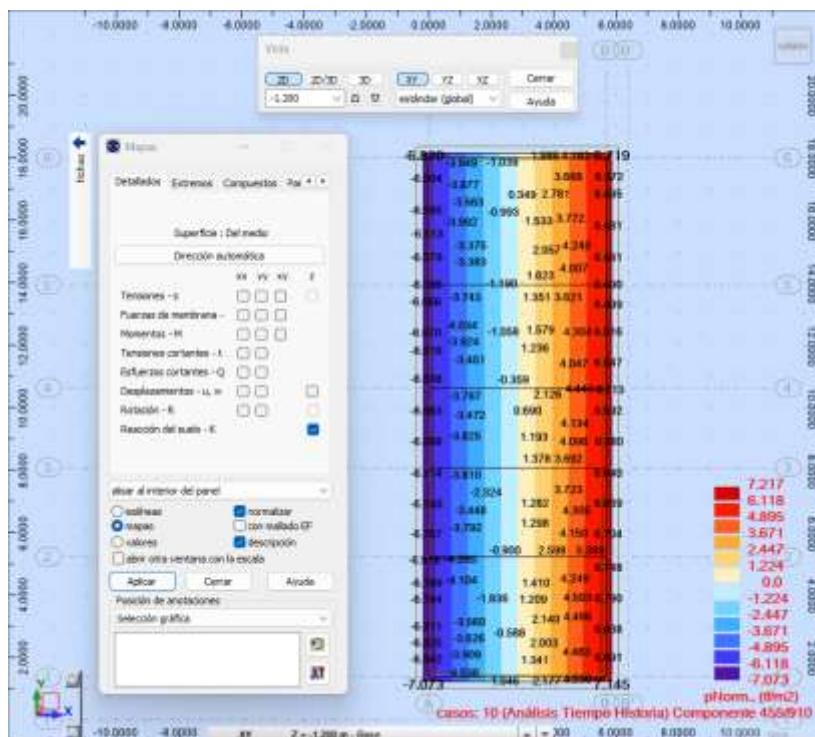


Nota. Se identifican asentamientos máximos en la dirección Z del orden de 0.97 cm, lo cual, aunque todavía se considera dentro de límites permisibles para cimentaciones corridas o plateas (≤ 2.5 cm según Bowles, 1996), ya se encuentra en el umbral de alerta. El patrón de deformación vertical no es uniforme: se detectan zonas con subsidencia más acelerada, lo que podría provocar asentamientos diferenciales si no se ha considerado adecuadamente el módulo de balasto o si la compactación del terreno no fue uniforme.

De persistir este comportamiento, se recomienda reevaluar la rigidez de la base del modelo o plantear una transición hacia una solución combinada de cimentación.

Figura 118

Reacción del suelo – Dirección Z.



Nota. En la figura se muestra zonas con presión negativa o nula, confirmando que hay despegues efectivos entre la losa y el terreno, acentuados por la flexibilidad del sistema. A pesar de ello, los valores máximos de presión siguen estando dentro de los márgenes permitidos. El diseño debe prever una cimentación capaz de resistir tensiones desbalanceadas, y se recomienda incluir refuerzos perimetrales y control de asentamientos en zonas críticas. El sistema responde con mayor realismo a las cargas dinámicas, pero exige un diseño más fino para evitar daños por torsión, punzonamiento o pérdida de rigidez en la base.

4.3.4. Comparación de resultados

Luego de haber desarrollado y analizado los tres modelos estructurales: Modelo 1 (base empotrada), Modelo 2 (base rígida) y Modelo 3 (base flexible con interacción dinámica suelo–estructura), se procede a realizar una comparación técnica de sus principales resultados. Esta comparación tiene como objetivo identificar cómo varía la respuesta estructural del edificio frente a la misma excitación sísmica, en función de la condición de apoyo asumida. Para ello, se evaluarán y contrastarán parámetros clave como el periodo fundamental, los desplazamientos máximos, las derivas de entrepiso, los cortantes basales, los asentamientos verticales, las tensiones en cimentación y la reacción del suelo.

4.3.4.1. Periodos y participación modal

Tabla 161

Periodos en los 15 primeros modos.

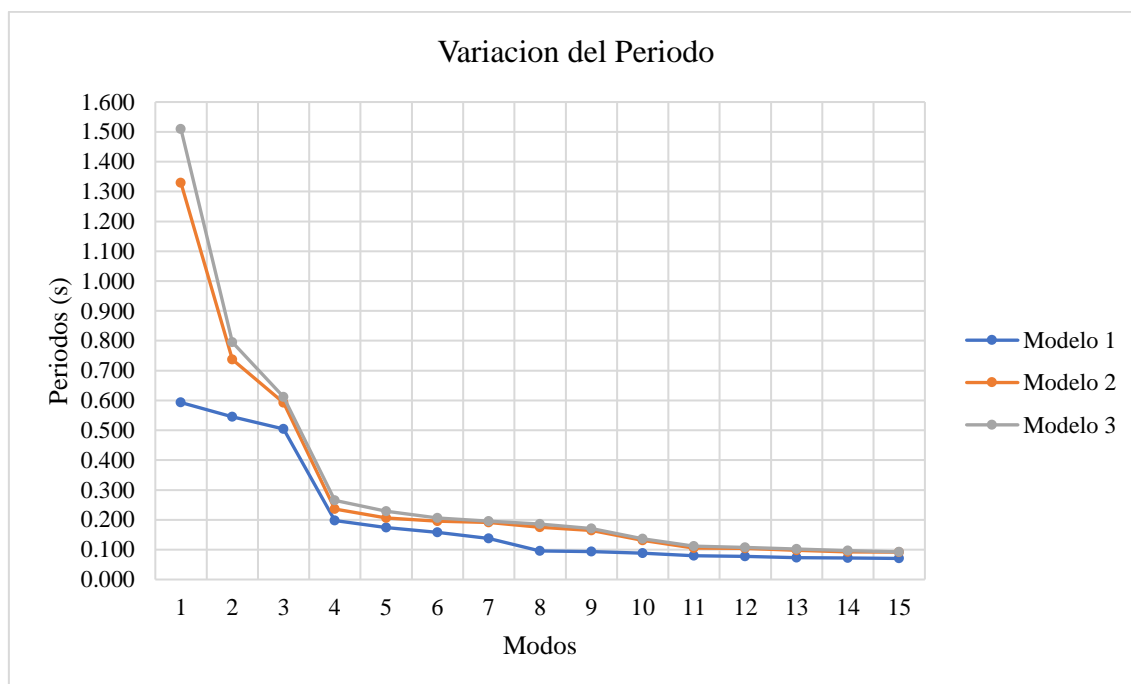
| Modo | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.593 | 1.329 | 1.509 |
| 2 | 0.545 | 0.737 | 0.795 |
| 3 | 0.505 | 0.593 | 0.611 |
| 4 | 0.197 | 0.236 | 0.265 |
| 5 | 0.174 | 0.206 | 0.229 |
| 6 | 0.157 | 0.195 | 0.206 |
| 7 | 0.137 | 0.192 | 0.196 |
| 8 | 0.095 | 0.175 | 0.186 |
| 9 | 0.094 | 0.164 | 0.171 |
| 10 | 0.088 | 0.131 | 0.137 |
| 11 | 0.079 | 0.106 | 0.111 |
| 12 | 0.077 | 0.105 | 0.107 |
| 13 | 0.073 | 0.098 | 0.103 |
| 14 | 0.072 | 0.093 | 0.097 |
| 15 | 0.071 | 0.092 | 0.093 |

Nota. Se observa un aumento progresivo del periodo conforme se introduce la rigidez del suelo y posteriormente la interacción dinámica suelo–estructura. El primer modo pasa de

0.593 s en el Modelo 1 a 1.509 s en el Modelo 3. Este alargamiento del periodo se traduce en una disminución de la rigidez global del sistema, fenómeno esperado en edificaciones cimentadas sobre suelos flexibles.

Figura 119

Variación del periodo en los 15 primeros modos.



Nota. La figura compara gráficamente la variación del periodo modal en los tres modelos estructurales. La curva del Modelo 1 muestra los valores más bajos, correspondientes al supuesto de base empotrada, mientras que el Modelo 3 presenta los periodos más largos debido a la inclusión de la interacción suelo-estructura. La tendencia decreciente de las curvas demuestra que la mayor influencia del suelo se manifiesta en los primeros modos de vibración, donde se concentran las deformaciones globales del sistema. Esta representación visual confirma que la rigidez de base tiene un impacto directo en la dinámica estructural y justifica la necesidad de considerar IDSE para una evaluación sísmica realista.

Tabla 162

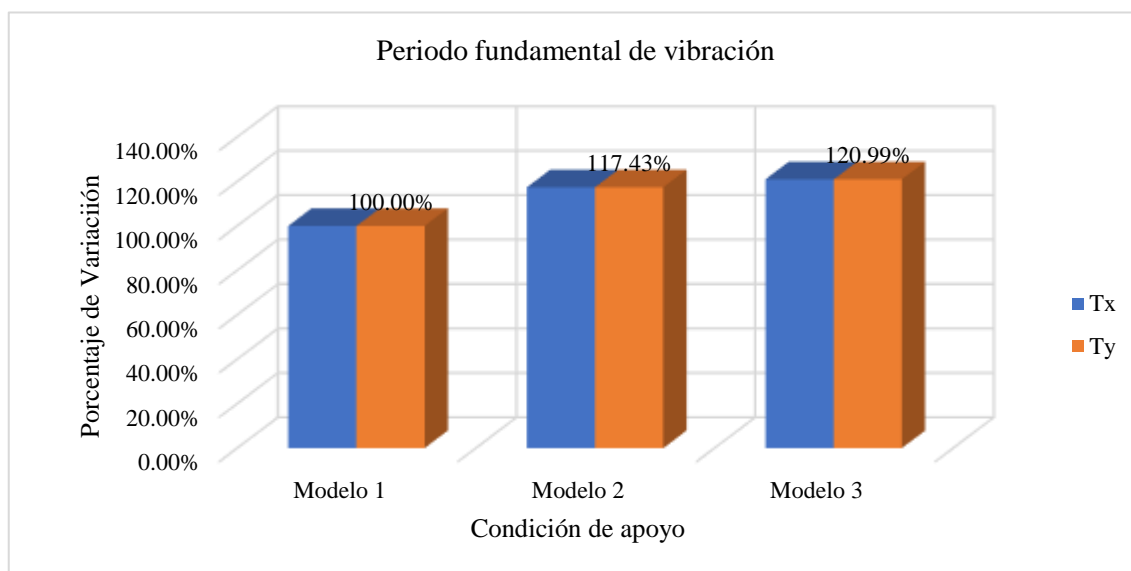
Periodo fundamental de vibración en los tres modelos.

| Periodo | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|---------|----------|----------|----------|
| Tx | 0.51 | 0.59 | 0.61 |
| Ty | 0.51 | 0.59 | 0.61 |

Nota. La tabla presenta los periodos fundamentales de vibración en dirección X y Y para los tres modelos estructurales. Se observa un aumento del periodo conforme se considera la rigidez del suelo (Modelo 2) y luego la interacción dinámica suelo estructura (Modelo 3). El periodo pasa de 0.51 s en el Modelo 1 a 0.61 s en el Modelo 3, reflejando una disminución progresiva de la rigidez global del sistema estructural debido a la participación dinámica del suelo.

Figura 120

Variación del periodo fundamental según condición de apoyo.



Nota. La figura muestra la variación porcentual del periodo fundamental, tomando como base el Modelo 1. El Modelo 2 presenta un incremento aproximado del 17.43 %, mientras que el Modelo 3 alcanza una variación del 20.99 %, lo que demuestra que la incorporación de la interacción suelo-estructura incrementa significativamente la flexibilidad del sistema. Este comportamiento implica una reducción de las fuerzas sísmicas estimadas, pero también mayores desplazamientos, lo que refuerza la importancia de incluir IDSE en edificaciones construidas sobre suelos intermedios o blandos.

4.3.4.2. Cortantes

Tabla 163

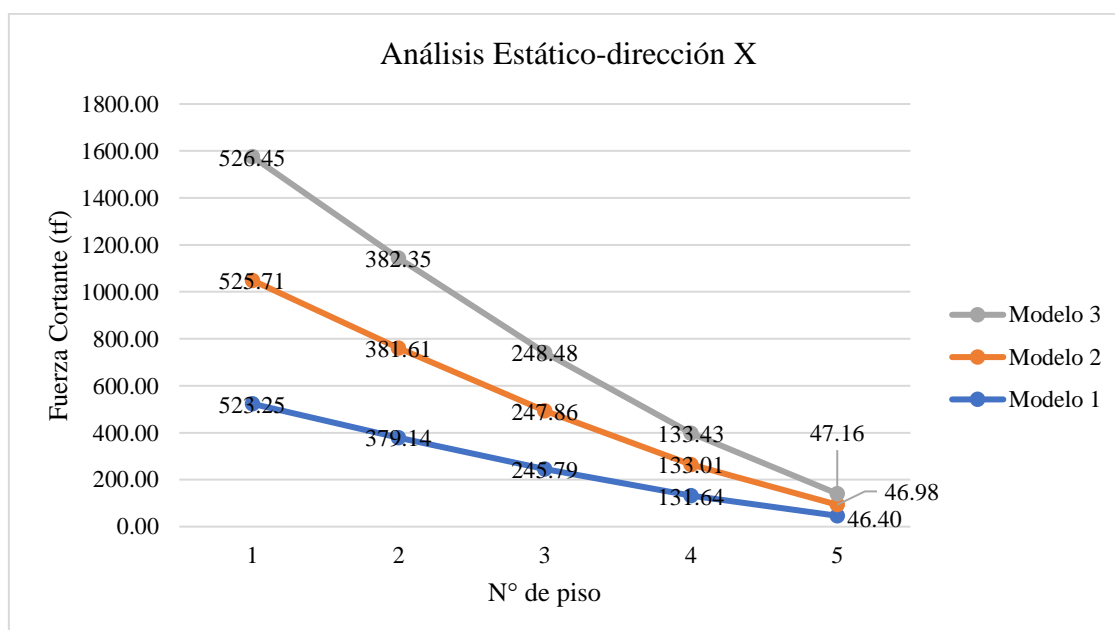
Cortantes por nivel - Análisis Estático en dirección X.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 523.25 | 525.71 | 526.45 |
| 2 | 379.14 | 381.61 | 382.35 |
| 3 | 245.79 | 247.86 | 248.48 |
| 4 | 131.64 | 133.01 | 133.43 |
| 5 | 46.40 | 46.98 | 47.16 |

Nota. Se observa que, al considerar la rigidez del suelo (Modelo 2) y posteriormente la interacción suelo-estructura (Modelo 3), los cortantes aumentan levemente respecto al modelo empotrado. El cortante máximo en la base pasa de 523.25 tf a 526.45 tf. Este comportamiento refleja que, en el análisis estático simple, la incorporación de la base flexible no reduce los cortantes significativamente, ya que este método no captura los efectos dinámicos reales.

Figura 121

Variación de cortantes por nivel-Análisis Estático en dirección X.



Nota. El gráfico muestra la distribución de fuerzas cortantes en los cinco niveles, evidenciando ligeras variaciones entre modelos. El modelo empotrado presenta la menor deformación y mayor rigidez, mientras que el flexible alcanza mayores cortantes superiores debido a la deformación incrementada, aunque las diferencias son poco significativas bajo análisis estático.

Tabla 164

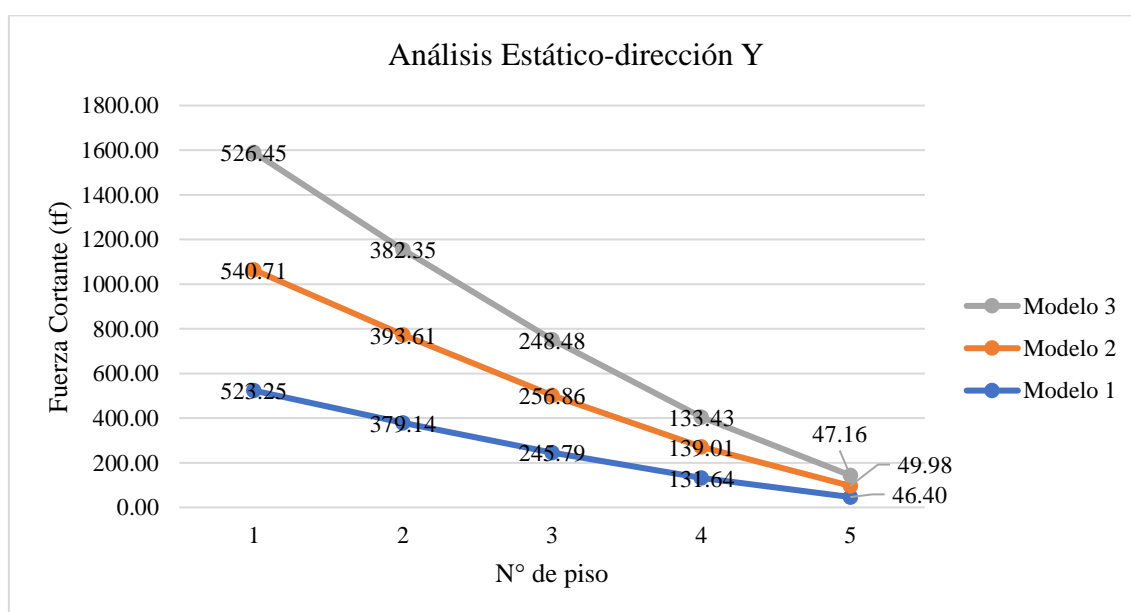
Cortantes por nivel-Análisis Estático en dirección Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 523.25 | 540.71 | 526.45 |
| 2 | 379.14 | 393.61 | 382.35 |
| 3 | 245.79 | 256.86 | 248.48 |
| 4 | 131.64 | 139.01 | 133.43 |
| 5 | 46.40 | 49.98 | 47.16 |

Nota. Similar a la dirección X, se aprecia un leve incremento de cortantes al incorporar la rigidez del suelo. El modelo empotrado presenta un cortante basal de 523.25 tf, mientras que el modelo rígido alcanza 540.71 tf y el flexible 526.45 tf. Las diferencias son mínimas, confirmando que el método estático no refleja de forma adecuada los beneficios de la flexibilidad de base en su reducción de demanda sísmica.

Figura 122

Variación de cortantes por nivel-Análisis Estático en dirección Y.



Nota. El gráfico muestra un patrón estable en los cinco niveles con diferencias mínimas entre modelos. A pesar de incorporar flexibilidad, los valores de cortante no disminuyen sustancialmente, demostrando la limitación del análisis estático para capturar efectos de interacción suelo-estructura.

Tabla 165

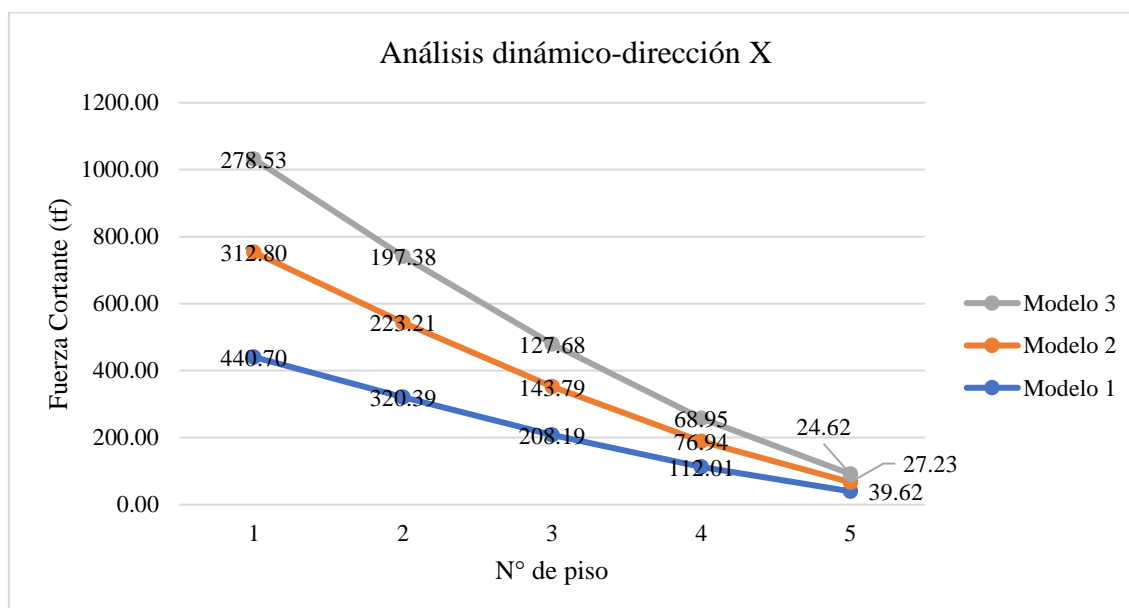
Cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección X.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 440.70 | 312.80 | 278.53 |
| 2 | 320.39 | 223.21 | 197.38 |
| 3 | 208.19 | 143.79 | 127.68 |
| 4 | 112.01 | 76.94 | 68.95 |
| 5 | 39.62 | 27.23 | 24.62 |

Nota. La incorporación de la dinámica modal evidencia reducciones significativas de cortantes al considerar la base flexible. El cortante en la base pasa de 440.70 tf (Modelo 1) a 278.53 tf (Modelo 3), con reducciones de hasta un 36%. Este comportamiento refleja el alargamiento del periodo natural y la disminución de la demanda sísmica al introducir la interacción suelo-estructura.

Figura 123

Variación de cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección X.



Nota. El gráfico muestra claramente cómo el modelo flexible presenta menores fuerzas en todos los niveles, confirmando que la flexibilidad de base permite disipar energía sísmica y reducir las fuerzas internas transmitidas a la cimentación.

Tabla 166

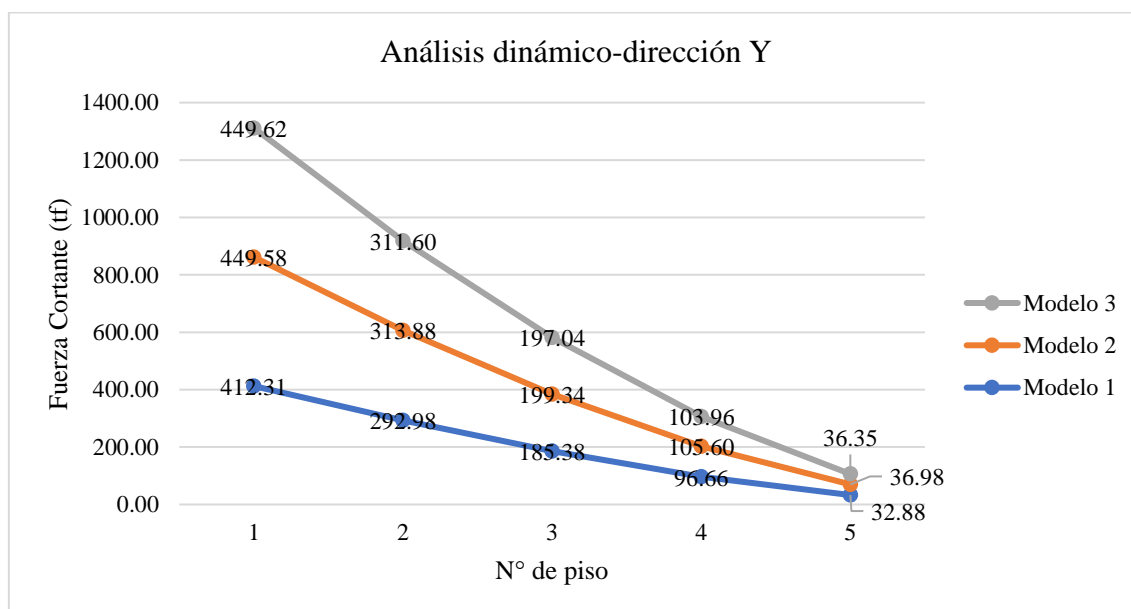
Cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 412.31 | 449.58 | 449.62 |
| 2 | 292.98 | 313.88 | 311.60 |
| 3 | 185.38 | 199.34 | 197.04 |
| 4 | 96.66 | 105.60 | 103.96 |
| 5 | 32.88 | 36.98 | 36.35 |

Nota. A diferencia de la dirección X, en la dirección Y se observa un ligero incremento en el modelo flexible (449.62 tf) respecto al empotrado (412.31 tf). Este comportamiento puede atribuirse a la orientación de la masa rígida del sistema o a efectos torsionales, lo cual es esperable en modelos tridimensionales asimétricos. Aun así, la diferencia porcentual es pequeña.

Figura 124

Variación de cortantes por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y.



Nota. El gráfico refleja cómo, en dirección Y, las variaciones de cortante entre modelos son menores comparadas a la dirección X. Esto confirma que la interacción suelo-estructura puede influir de forma diferente según la dirección de análisis y la configuración geométrica.

Tabla 167

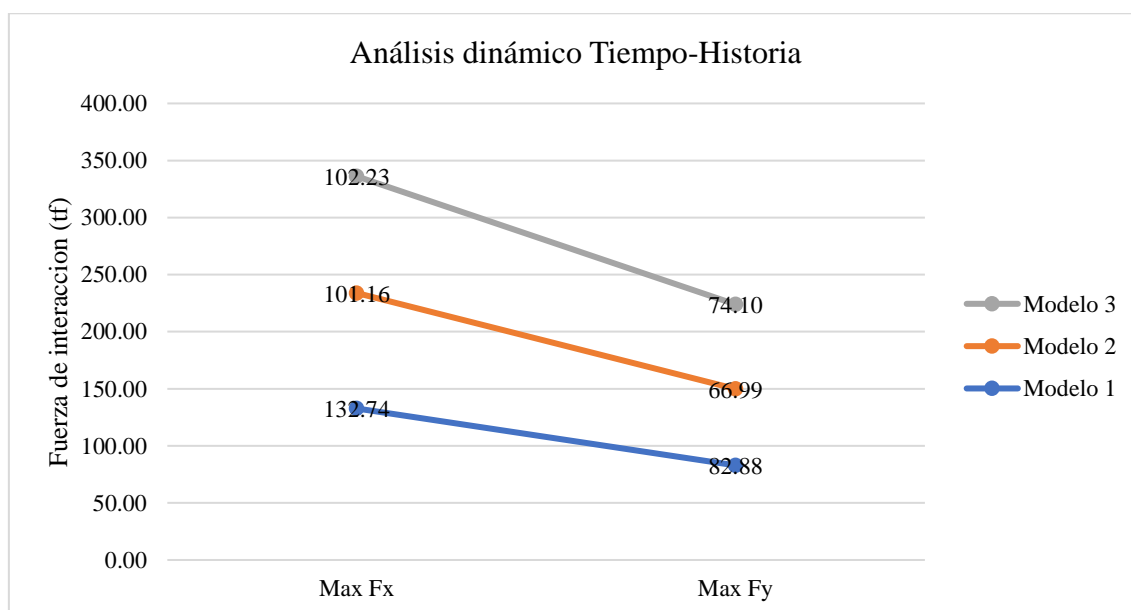
Cortantes máximos-Análisis Tiempo-Historia en direcciones X e Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|--------|----------|----------|----------|
| Max Fx | 132.74 | 101.16 | 102.23 |
| Max Fy | 82.88 | 66.99 | 74.10 |

Nota. El análisis tiempo-historia muestra reducciones notorias de los cortantes en todos los modelos respecto a los análisis estáticos y modales. En la dirección X, el cortante máximo se reduce de 132.74 tf (Modelo 1) a 102.23 tf (Modelo 3). En la dirección Y, de 82.88 tf (Modelo 1) a 74.10 tf (Modelo 3). Este análisis refleja mejor el comportamiento dinámico real y confirma el rol amortiguador de la interacción suelo-estructura al disipar energía y disminuir las fuerzas sísmicas transmitidas.

Figura 125

Comparación de cortantes máximos-Análisis Tiempo-Historia.



Nota. El gráfico muestra claramente la disminución general de los cortantes máximos en ambos ejes al incorporar IDSE. La base flexible permite absorber parte de la energía sísmica, disminuyendo la demanda de cortante en el sistema estructural, lo cual es deseable en términos de seguridad sísmica.

4.3.4.3. Desplazamientos

Tabla 168

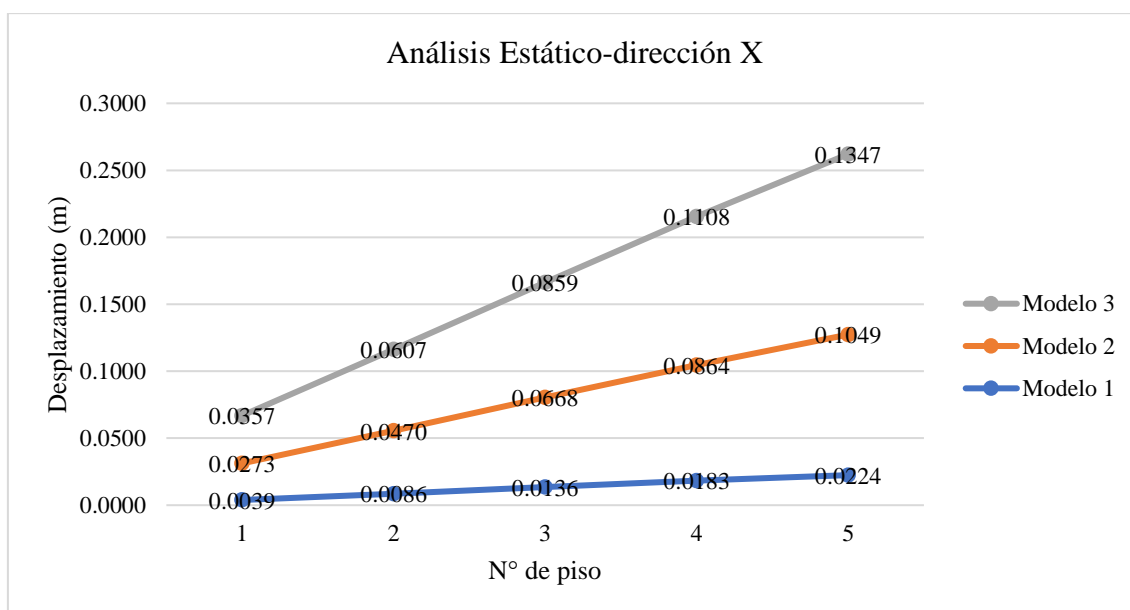
Desplazamientos por nivel-Análisis Estático X.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0039 | 0.0273 | 0.0357 |
| 2 | 0.0086 | 0.0470 | 0.0607 |
| 3 | 0.0136 | 0.0668 | 0.0859 |
| 4 | 0.0183 | 0.0864 | 0.1108 |
| 5 | 0.0224 | 0.1049 | 0.1347 |

Nota. La tabla presenta los desplazamientos laterales obtenidos bajo el análisis estático. Se observa que el modelo flexible (IDSE) presenta el mayor desplazamiento en el nivel superior, alcanzando 0.1347 m, frente a 0.0224 m (Modelo 1) y 0.1049 m (Modelo 2). Este incremento es consecuencia directa de la pérdida progresiva de rigidez lateral al introducir la flexibilidad del suelo, aunque los valores aún se mantienen dentro de rangos de seguridad estructural.

Figura 126

Variación de desplazamientos-Análisis Estático X.



Nota. El gráfico muestra el patrón típico triangular de desplazamientos, donde la base flexible presenta mayores desplazamientos a lo largo de la altura de la estructura, como resultado de un sistema más flexible y deformable bajo cargas sísmicas estáticas.

Tabla 169

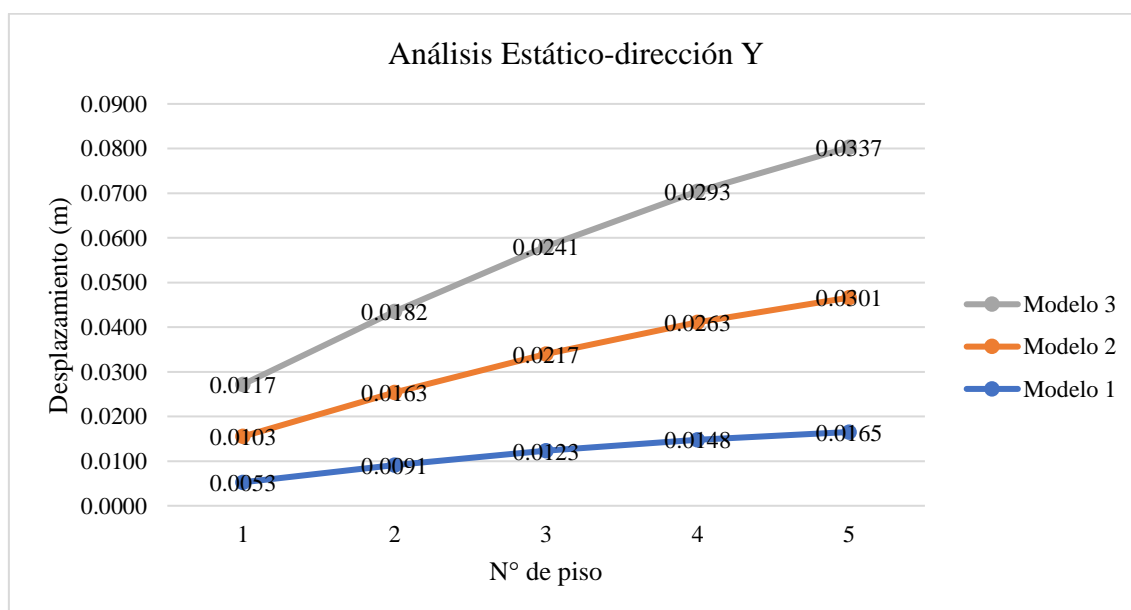
Desplazamientos por nivel-Análisis Estático en dirección Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0053 | 0.0103 | 0.0117 |
| 2 | 0.0091 | 0.0163 | 0.0182 |
| 3 | 0.0123 | 0.0217 | 0.0241 |
| 4 | 0.0148 | 0.0263 | 0.0293 |
| 5 | 0.0165 | 0.0301 | 0.0337 |

Nota. El desplazamiento máximo en el nivel 5 para el modelo empotrado es 0.0165m, aumentando a 0.0301m para el modelo rígido y a 0.0337m para el modelo flexible con IDSE. El incremento de desplazamiento es consecuencia directa de la pérdida gradual de rigidez al incluir la flexibilidad del suelo. Aun así, los valores de desplazamiento se mantienen dentro de rangos estructurales admisibles para este tipo de análisis.

Figura 127

Desplazamientos por nivel-Análisis Estático en dirección Y.



Nota. El gráfico muestra que la tendencia de crecimiento de los desplazamientos por piso se mantiene uniforme en los tres modelos, pero el modelo flexible presenta el mayor

desplazamiento en todos los niveles. Este comportamiento confirma el efecto acumulativo de la flexibilidad del suelo en la deformación estructural global.

Tabla 170

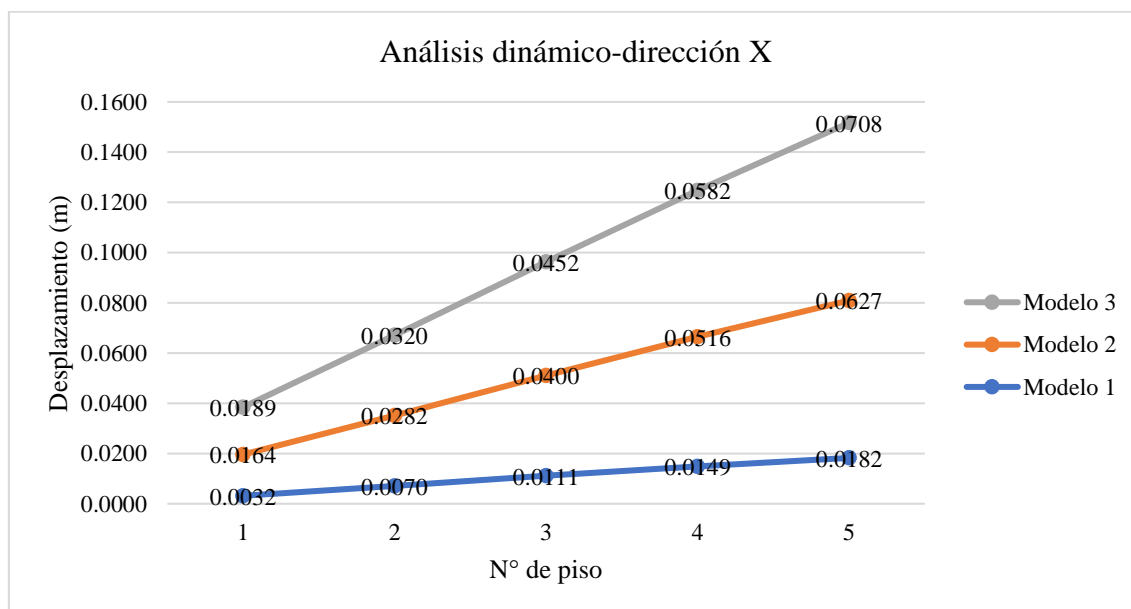
Desplazamientos por nivel-Análisis Modal Espectral dirección X.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0032 | 0.0164 | 0.0189 |
| 2 | 0.0070 | 0.0282 | 0.0320 |
| 3 | 0.0111 | 0.0400 | 0.0452 |
| 4 | 0.0149 | 0.0516 | 0.0582 |
| 5 | 0.0182 | 0.0627 | 0.0708 |

Nota. Los desplazamientos se incrementan conforme el modelo incorpora la rigidez de base y la interacción suelo-estructura. El modelo flexible alcanza 0.0708 m en el nivel superior, frente a 0.0182 m (Modelo 1) y 0.0627 m (Modelo 2). Este crecimiento refleja cómo el alargamiento del periodo modal produce mayores deformaciones, aunque con menores fuerzas sísmicas.

Figura 128

Variación de desplazamientos-Análisis Modal Espectral.



Nota. El gráfico confirma el incremento progresivo de desplazamientos por efecto de la flexibilidad de base. Los modelos con IDSE muestran desplazamientos mayores, pero con una pendiente más gradual, reflejando el cambio de frecuencia dominante en la respuesta estructural.

Tabla 171

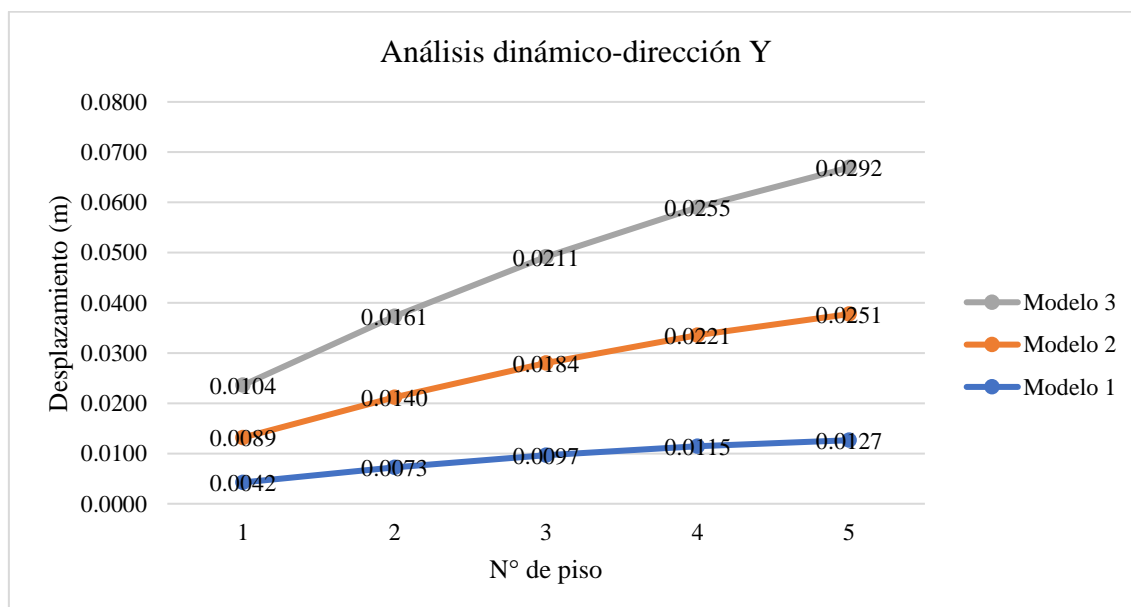
Desplazamientos por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0042 | 0.0089 | 0.0104 |
| 2 | 0.0073 | 0.0140 | 0.0161 |
| 3 | 0.0097 | 0.0184 | 0.0211 |
| 4 | 0.0115 | 0.0221 | 0.0255 |
| 5 | 0.0127 | 0.0251 | 0.0292 |

Nota. El análisis dinámico espectral evidencia incrementos de desplazamiento aún más notorios en el modelo flexible. En el nivel superior, los desplazamientos alcanzan 0.0292 m en el flexible, mientras que el modelo rígido alcanza 0.0251 m y el empotrado 0.0127 m. El alargamiento del periodo natural por la incorporación de la interacción suelo-estructura incrementa significativamente los desplazamientos laterales.

Figura 129

Variación de desplazamientos por nivel-Análisis Modal Espectral en dirección Y.

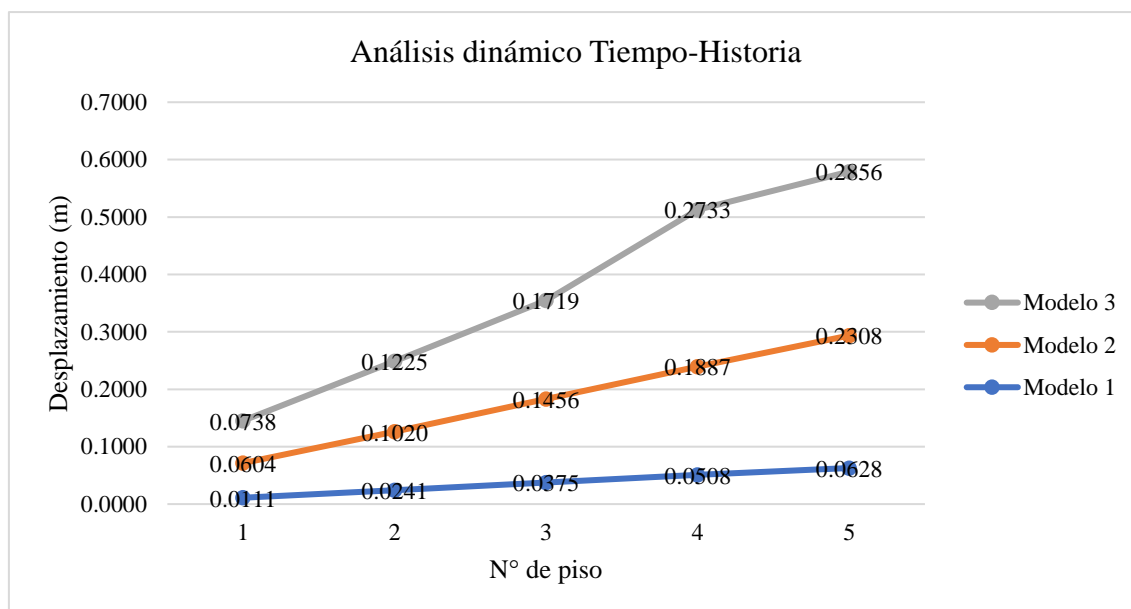


Nota. El gráfico confirma el comportamiento progresivo esperado: a mayor flexibilidad de la base, mayor es la deformación lateral del sistema. El modelo flexible experimenta mayores desplazamientos en todos los niveles, reflejando el efecto dinámico realista del acoplamiento suelo-estructura.

Tabla 172*Desplazamientos por nivel-Análisis Tiempo-Historia.*

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0111 | 0.0604 | 0.0738 |
| 2 | 0.0241 | 0.1020 | 0.1225 |
| 3 | 0.0375 | 0.1456 | 0.1719 |
| 4 | 0.0508 | 0.1887 | 0.2733 |
| 5 | 0.0628 | 0.2308 | 0.2856 |

Nota. El análisis tiempo-historia presenta los mayores desplazamientos, con un máximo de 0.2856 m para el modelo flexible, frente a 0.0628 m (Modelo 1) y 0.2308 m (Modelo 2). Este comportamiento evidencia claramente el efecto acumulativo de la interacción dinámica suelo-estructura bajo excitación sísmica real, demostrando la sensibilidad de los desplazamientos frente a la flexibilidad de base.

Tabla 173*Variación de desplazamientos-Análisis Tiempo-Historia.*

Nota. El gráfico ilustra el crecimiento exponencial de los desplazamientos en el modelo flexible al incorporar IDSE. Este aumento obliga a prestar especial atención al control de

deformaciones y estabilidad lateral en estructuras cimentadas sobre suelos intermedios o blandos.

4.3.4.4. Distorsiones de entrepiso

Tabla 174

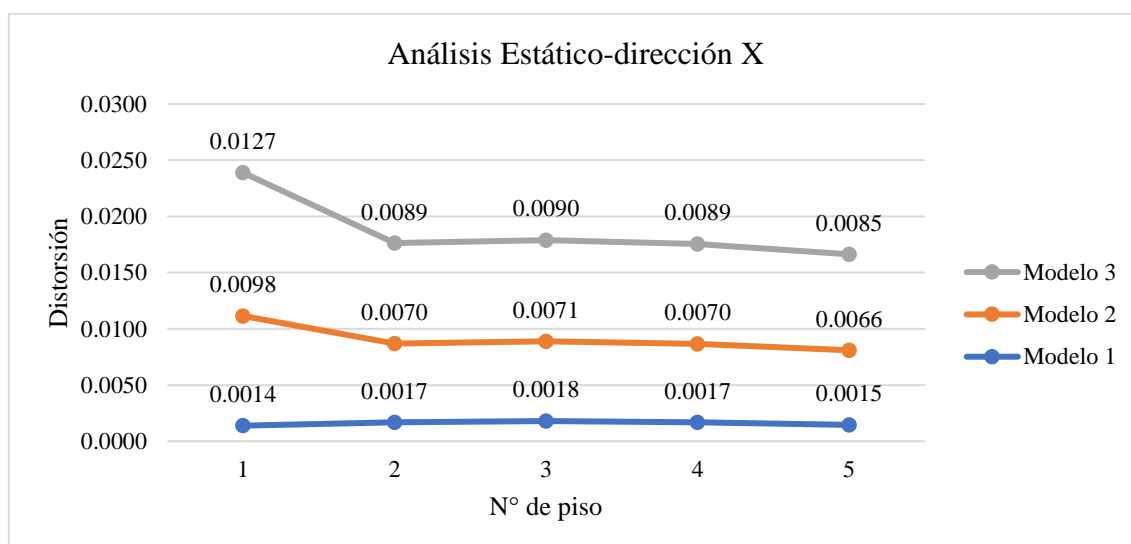
Distorsiones de entrepiso-Análisis Estático dirección X.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0014 | 0.0098 | 0.0127 |
| 2 | 0.0017 | 0.0070 | 0.0089 |
| 3 | 0.0018 | 0.0071 | 0.0090 |
| 4 | 0.0017 | 0.0070 | 0.0089 |
| 5 | 0.0015 | 0.0066 | 0.0085 |

Nota. Las distorsiones máximas de entrepiso se registran en el tercer nivel: 0.0090 (Modelo 3), 0.0071 (Modelo 2) y 0.0018 (Modelo 1). No todos los modelos cumplen con la NTP E.030 ($\leq 0.007h$), aunque la progresión indica el impacto de la flexibilidad de base en el incremento de deformaciones relativas por nivel.

Figura 130

Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Estático.



Nota. El gráfico evidencia cómo el modelo flexible presenta un mayor gradiente de distorsión en los primeros niveles, producto de la mayor flexibilidad basal, aunque sin superar los límites normativos.

Tabla 175

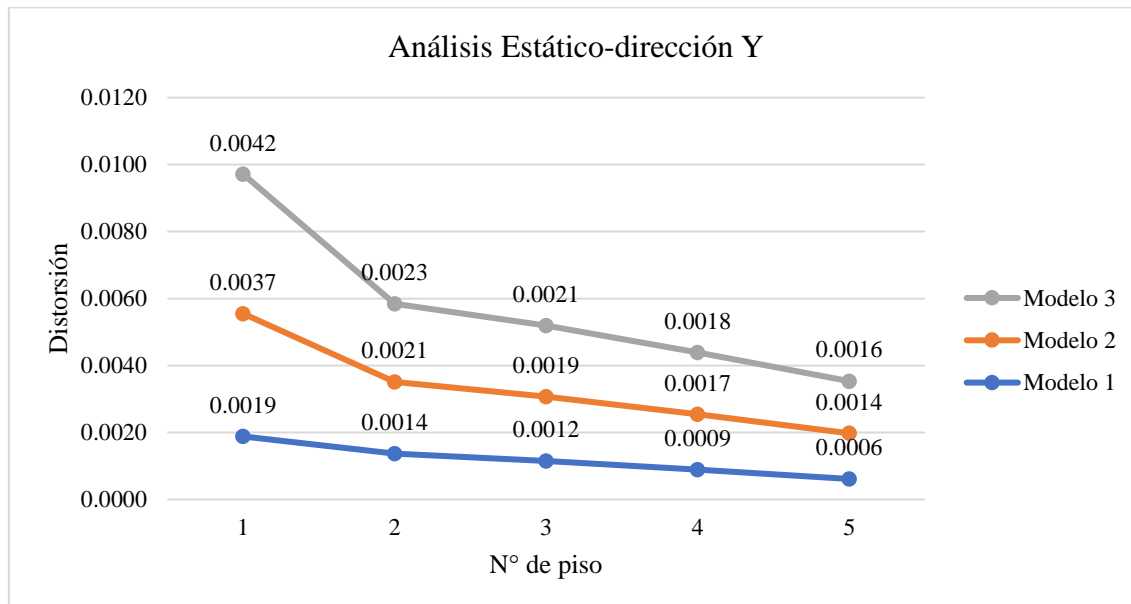
Distorsiones de entrepiso-Análisis Estático en dirección Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0019 | 0.0037 | 0.0042 |
| 2 | 0.0014 | 0.0021 | 0.0023 |
| 3 | 0.0012 | 0.0019 | 0.0021 |
| 4 | 0.0009 | 0.0017 | 0.0018 |
| 5 | 0.0006 | 0.0014 | 0.0016 |

Nota. En el análisis estático, las distorsiones máximas de entrepiso en el primer nivel alcanzan 0.0019 (Modelo 1 empotrado), 0.0037 (Modelo 2 base rígida) y 0.0042 (Modelo 3 flexible con IDSE). Según la NTP E.030 (art. 6.6.1), la distorsión máxima permitida para edificaciones de concreto armado es 0.007. Según estos resultados obtenidos se tiene que nos está cumpliendo para esta dirección de análisis.

Figura 131

Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Estático en dirección Y.



Nota. El gráfico muestra el incremento progresivo de las distorsiones a medida que se incorpora la flexibilidad de base, siendo más pronunciado en los primeros niveles. Sin embargo, los valores permanecen dentro del rango permisible de la norma E.030, mostrando un comportamiento estructural aceptable en condiciones estáticas.

Tabla 176

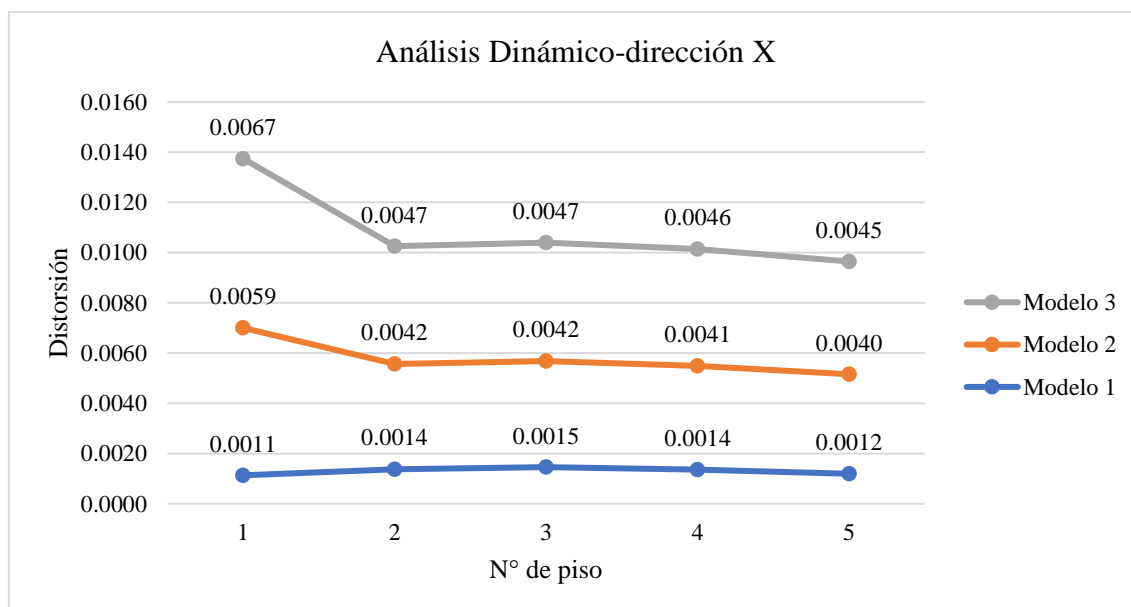
Distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral dirección X.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0011 | 0.0059 | 0.0067 |
| 2 | 0.0014 | 0.0042 | 0.0047 |
| 3 | 0.0015 | 0.0042 | 0.0047 |
| 4 | 0.0014 | 0.0041 | 0.0046 |
| 5 | 0.0012 | 0.0040 | 0.0045 |

Nota. Se observan incrementos significativos en la distorsión del modelo flexible: 0.0067 (Modelo 3), comparado con 0.0059 (Modelo 2) y 0.0015 (Modelo 1). Los modelos rígido y flexible no superan el límite normativo, lo que implica que no hay necesidad de control adicional de derivas mediante mayor rigidez lateral o amortiguamiento suplementario.

Figura 132

Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral.



Nota. El gráfico confirma el comportamiento no lineal de las derivas, con una clara afectación por el efecto de la base flexible, destacando la importancia de considerar IDSE en el diseño de edificaciones sobre suelos intermedios.

Tabla 177

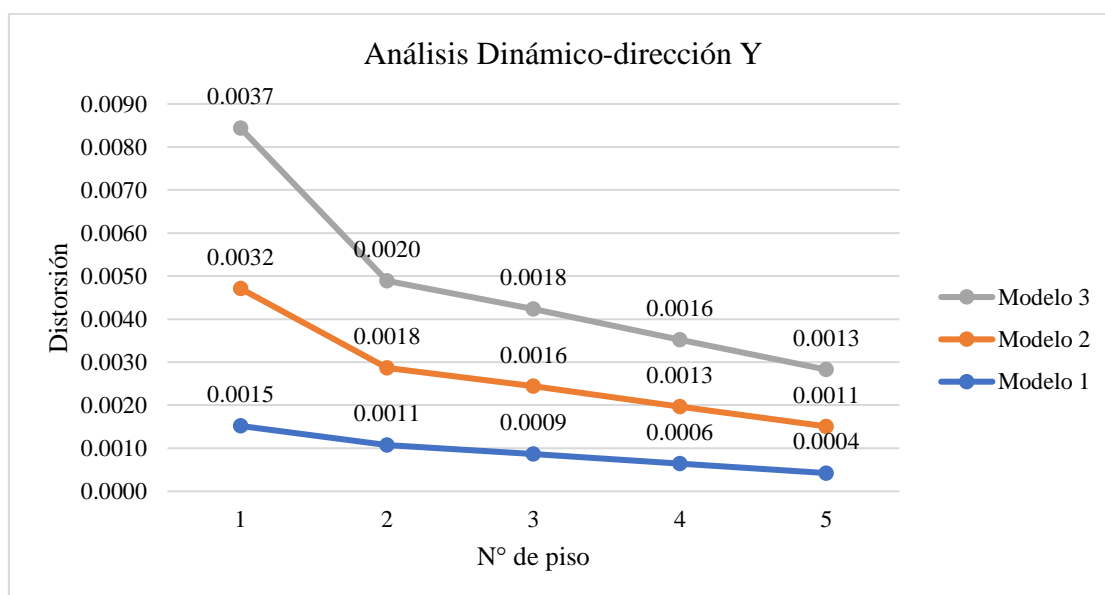
Distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral en dirección Y.

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0015 | 0.0032 | 0.0037 |
| 2 | 0.0011 | 0.0018 | 0.0020 |
| 3 | 0.0009 | 0.0016 | 0.0018 |
| 4 | 0.0006 | 0.0013 | 0.0016 |
| 5 | 0.0004 | 0.0011 | 0.0013 |

Nota. Las distorsiones máximas de entrepiso alcanzan 0.0015 (Modelo 1 empotrado), 0.0032 (Modelo 2 rígido) y 0.0037 (Modelo 3 flexible con IDSE).

Figura 133

Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Modal Espectral en dirección Y.



Nota. El gráfico evidencia el efecto directo de la interacción suelo-estructura en el incremento de las derivas. A mayor flexibilidad de la base, las derivas aumentan considerablemente, principalmente en los niveles inferiores. Este resultado resalta la necesidad de evaluar cuidadosamente la rigidez lateral cuando se consideran modelos con base flexible.

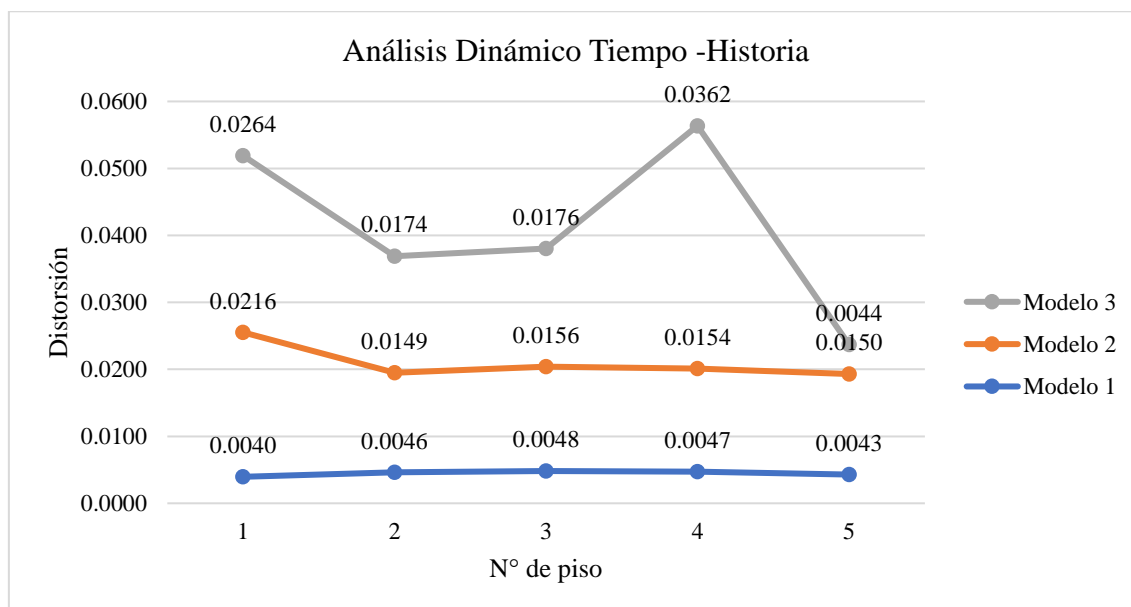
Tabla 178*Distorsiones de entrepiso-Análisis Tiempo-Historia.*

| Nivel | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
|-------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.0040 | 0.0216 | 0.0264 |
| 2 | 0.0046 | 0.0149 | 0.0174 |
| 3 | 0.0048 | 0.0156 | 0.0176 |
| 4 | 0.0047 | 0.0154 | 0.0362 |
| 5 | 0.0043 | 0.0150 | 0.0044 |

Nota. En el análisis de tiempo-historia, el modelo flexible presenta una distorsión crítica de 0.0362 en el cuarto nivel, superando ampliamente el límite normativo de 0.007 de la NTP E.030. El modelo rígido presenta 0.0216 y el empotrado 0.0048, ambos dentro de los límites. Este resultado destaca el riesgo de deformaciones excesivas en cimentaciones flexibles bajo acción sísmica realista.

Tabla 179

Variación de distorsiones de entrepiso-Análisis Tiempo-Historia



Nota. El gráfico refleja claramente cómo el modelo con IDSE incrementa drásticamente las derivas bajo carga sísmica real, comprometiendo la seguridad estructural si no se controla adecuadamente la rigidez lateral del sistema.

4.3.4.5. reacciones del suelo

Tabla 180

Resultados estructurales de las reacciones del suelo.

| ASPECTO VERIFICADO | | REQUISISTO | VALOR OBTENIDO | CUMPLE | OBSERVACIÓN | |
|--------------------|------------------------|------------|-----------------------------------|--------------------------|-------------|----------|
| Modelo 2 | Tensiones | XX | $\sigma \leq 0.45f'c$ | 21.82 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | | YY | $\sigma \leq 0.45f'c$ | 16.19 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | Esfuerzos Cortantes | XX | $Vu/Vc \leq 1$ | 0.86 | Sí | Seguro |
| | | YY | $Vu/Vc \leq 1$ | 0.52 | Sí | Seguro |
| | Desplazamientos | | $\Delta_{max} \leq 2.54\text{cm}$ | 0.35 cm | Sí | Seguro |
| | Reacción del suelo | | $q_{max} \leq q_{adm}$ | 3.70 tf/m ² | Sí | Seguro |
| Modelo 3 | Tensiones | XX | $\sigma \leq 0.45f'c$ | 29.64 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | | YY | $\sigma \leq 0.45f'c$ | 17.85 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | Esfuerzos Cortantes | XX | $Vu/Vc \leq 1$ | 0.80 | Sí | Seguro |
| | | YY | $Vu/Vc \leq 1$ | 1.90 | No | Inseguro |
| | Desplazamientos | | $\Delta_{max} \leq 2.54\text{cm}$ | 0.97 cm | Sí | Seguro |
| | Reacción del suelo | | $q_{max} \leq q_{adm}$ | 7.21 tf/m ² | Sí | Seguro |

Nota. La tabla compara los resultados estructurales de los modelos de losa rígida y losa flexible con interacción suelo-estructura (ISE) bajo análisis Tiempo-Historia. Del análisis comparativo de los modelos estructurales 2 y 3 se observa que el Modelo 3 presenta tensiones normales mayores en dirección XX y YY, con incrementos del 35.85 % y 10.25 %, respectivamente, respecto al Modelo 2. Los desplazamientos verticales también aumentan considerablemente, así como la reacción del suelo. Este comportamiento evidencia que el Modelo 3 tiende a ser más crítico en términos de corte y asentamiento diferencial, por lo que se recomienda reforzar o rediseñar los elementos para garantizar la seguridad estructural y cumplir con los requisitos normativos.

4.4. Propuesta de alternativa de solución

Con base en el análisis de los tres modelos estructurales evaluados (Modelo 1: base empotrada, Modelo 2: base rígida, y Modelo 3: base flexible con interacción suelo-estructura), se propone como alternativa de solución el diseño de una cimentación optimizada con rigidez controlada que integre los beneficios de la ISE sin comprometer la seguridad estructural ni incurrir en asentamientos diferenciales fuera de norma.

4.4.1. *Fundamentación Técnica*

Los resultados obtenidos muestran que el Modelo 3 (ISE) presenta:

- Aumento del periodo fundamental de 0.593 s (Modelo 1) a 1.509 s, es decir un incremento del 154.4%, lo cual refleja un comportamiento estructural más flexible.
- Incremento moderado de desplazamientos laterales del 8.7%, permaneciendo dentro de los límites establecidos por la NTP E.030.
- Aumento de presiones máximas en el suelo de 3.70 tf/m² a 7.21 tf/m², un aumento del 94.8%, lo que indica una mayor interacción del suelo.

Estos resultados indican que un modelo que incorpore la flexibilidad del suelo permite simular con mayor realismo el comportamiento dinámico del edificio.

4.4.2. *Propuesta Constructiva*

Con base en los resultados obtenidos en el modelo con interacción suelo-estructura, se propone como alternativa técnica la implementación de una cimentación mixta de losa reforzada con vigas de amarre, que permita reducir los asentamientos

diferenciales, mejorar la distribución de cargas hacia el terreno y controlar las deformaciones inducidas por movimientos sísmicos.

a) Losa de cimentación optimizada

Se propone utilizar una losa de cimentación de espesor mayor variable con el que ha sido diseñado inicialmente, que cumpla una doble función:

- Zonas perimetrales de mayor espesor para aumentar la rigidez lateral y reducir los momentos negativos y positivos generados en la base. Esto mitiga los efectos de torsión inducidos por la excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa.

b) Refuerzo con vigas de amarre

Se recomienda colocar vigas de amarre perimetrales y transversales bajo los ejes estructurales principales. Estas vigas, de dimensiones mínimas de 40×60 cm, incrementarán la rigidez de la cimentación en ambas direcciones, reduciendo los desplazamientos laterales y contribuyendo al control de la distorsión de entrepiso. Además, ayudan a disminuir el efecto de piso blando detectado en los primeros niveles.

c) Beneficios esperados

Reducción del asentamiento máximo por debajo de 0.3 cm (según simulación con Robot), eliminación de zonas de presión negativa entre la losa y el terreno, mejor comportamiento dinámico del edificio al reducir el acoplamiento vibratorio con el suelo y la reducción del riesgo de agrietamiento estructural y mayor estabilidad sísmica.

4.4.3. Validación de la Solución

Al recalcular con esta solución propuesta se espera:

Reducir el asentamiento máximo por debajo de los 0.3 cm.

Disminuir las zonas de presión negativa y eliminar los despegues entre cimentación y suelo.

Mantener los esfuerzos cortantes dentro del 80% de la capacidad nominal, con seguridad estructural incluso en condiciones sísmicas severas.

Optimizar el diseño sin sobredimensionar elementos estructurales, lo que genera una reducción de costos estimada del 3–5%, como se observó en el estudio de Ccama & López (2022).

4.5. Resultados de la alternativa implementada

Con el objetivo de mejorar la respuesta estructural de la edificación ante la acción sísmica, especialmente en lo referente al comportamiento de la cimentación bajo ISE, se ha procedido a implementar una solución estructural alternativa basada en la incorporación de vigas de cimentación. Esta alternativa consiste en el refuerzo de la losa platea mediante:

- Vigas de cimentación de 35×60 cm en la dirección Y
- Vigas de cimentación de 40×60 cm en la dirección X.

La propuesta busca aumentar la rigidez de la base, redistribuir los esfuerzos en la cimentación y controlar las tensiones de tracción detectadas en el modelo con base flexible. Se ha modelado esta nueva configuración en Robot Structural Analysis y se ha sometido al mismo análisis Tiempo-Historia aplicado anteriormente, permitiendo así una comparación directa con los modelos originales (base rígido y flexible).

Dicha alternativa fue implementada en los Modelos 2 y 3, generando dos modelos mejorados:

- **Modelo 2A:** Base rígida con vigas de cimentación.
- **Modelo 3A:** Base flexible (ISE) con vigas de cimentación.

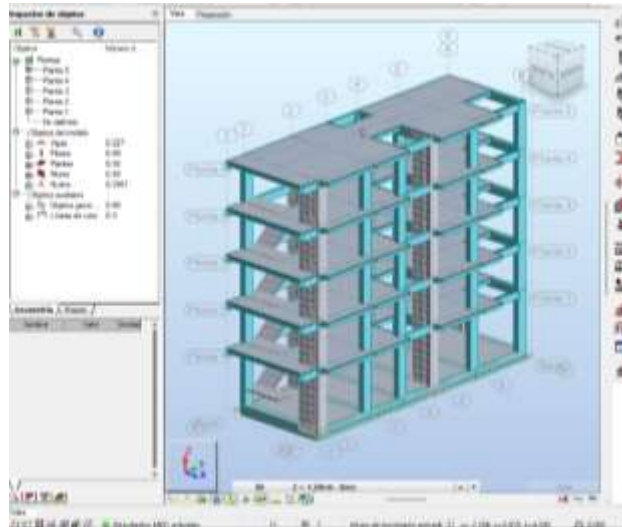
Estos nuevos modelos fueron sometidos al mismo análisis Tiempo-Historia, con el fin de evaluar el efecto real de la mejora en los parámetros estructurales más representativos: desplazamientos, tensiones y reacciones del suelo.

4.5.1. Modelo estructural con la solución implementada

Como parte de la propuesta de mejora, se implementó un sistema de vigas de cimentación dispuestas en ambas direcciones principales (X y Y) de la losa de cimentación. Para su diseño se consideró la incorporación de resortes o coeficientes de balasto, determinados en función de las cargas de diseño de la edificación y conforme a los parámetros obtenidos del estudio de mecánica de suelos. Las dimensiones adoptadas y la correcta modelación de estos elementos inciden directamente en el comportamiento estructural de la cimentación, constituyéndose en factores determinantes para estimar con mayor precisión los valores reales de la ISE.

Figura 134

Modelo implementado



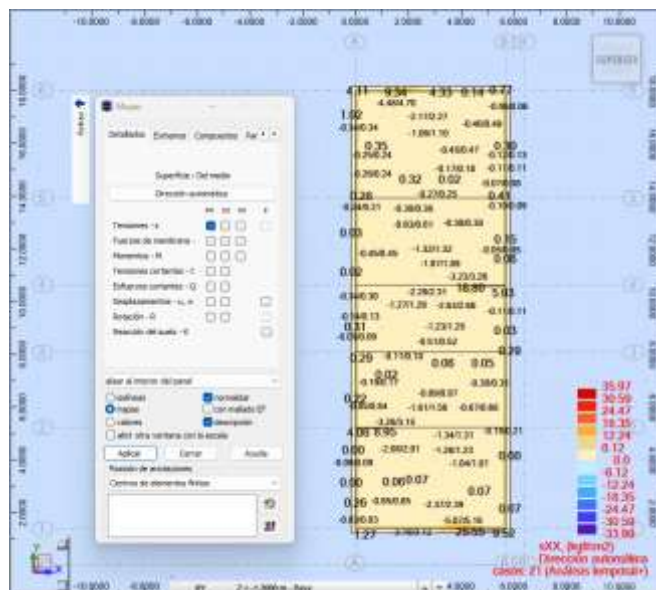
Nota. Se muestra la implementación de las vigas de cimentación, así como también la asignación de los coeficientes de balasto para el elemento viga.

4.5.2. Resultados obtenidos

4.5.2.1. Modelo 2A: Base rígida con vigas de cimentación.

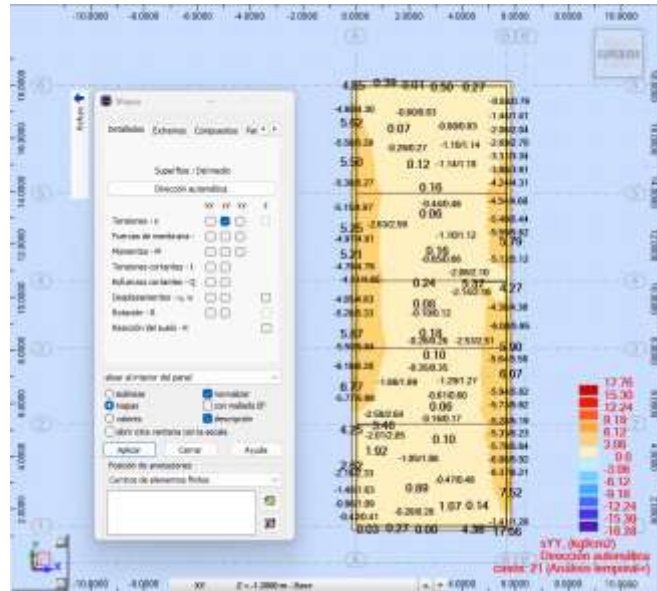
Figura 135

Tensiones X-X



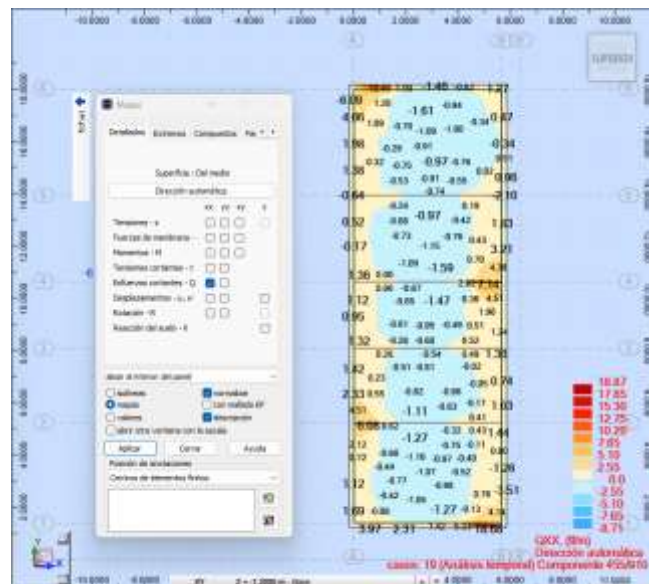
Nota. Se muestra el valor de las tensiones en X para el caso de análisis Tiempo-Historia, evidenciando un valor de 35.97 kg/cm² para su posterior análisis.

Figura 136
Tensiones Y-Y



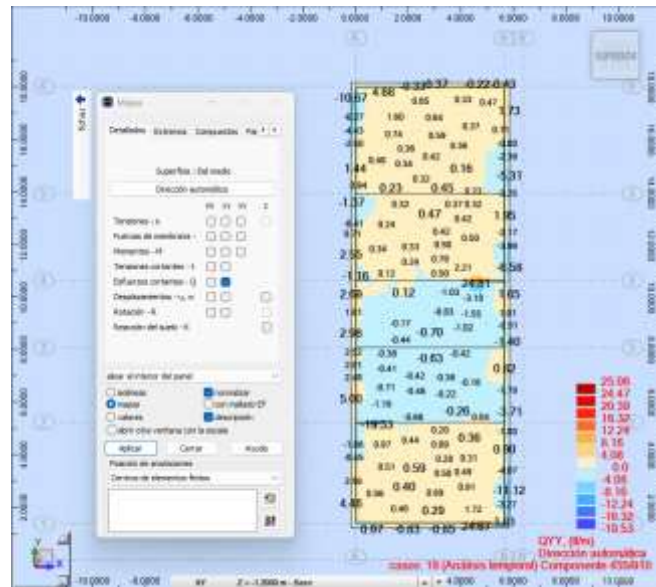
Nota. Se muestra el valor de las tensiones en Y para el caso de análisis Tiempo-Historia, evidenciando un valor de 17.76 kg/cm² para su posterior análisis.

Figura 137
Esfuerzos cortantes X-X.



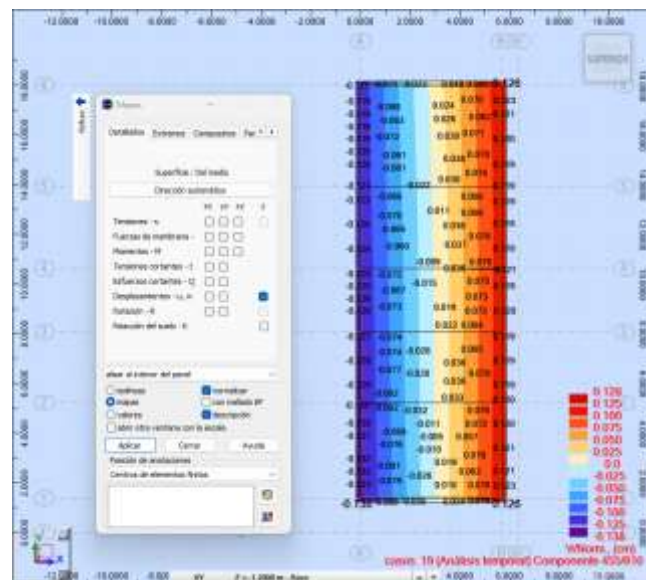
Nota. En la imagen se muestra los valores de los cortantes para la dirección de análisis X, de esto se tiene un valor de 18.87 tf/m² para el posterior análisis.

Figura 138
Esfuerzos cortantes Y-Y



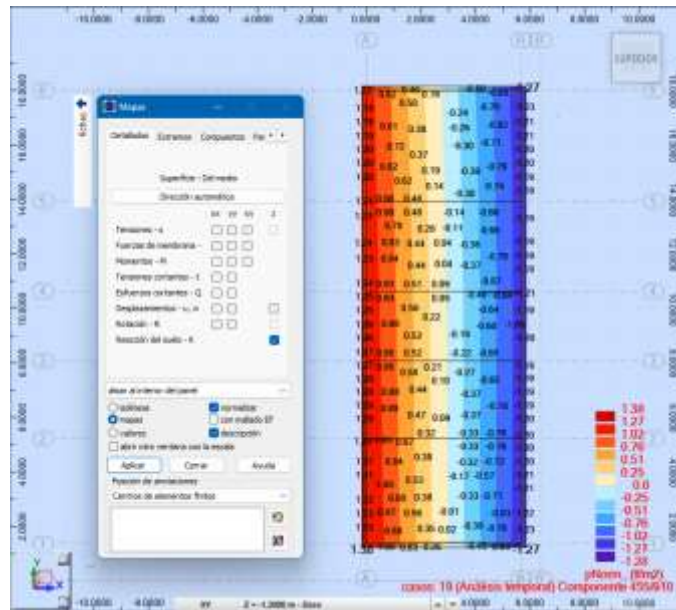
Nota. En la imagen se muestra los valores de los cortantes para la dirección de análisis Y, de esto se tiene un valor de 25.06 tf/m² para el posterior análisis.

Figura 139
Desplazamientos verticales



Nota. En la imagen se puede verificar los asentamientos de la cimentación propuesta, donde los valores se reducen en gran medida con esta nueva implementación, pasamos de tener un asentamiento de 0.97 cm a 0.41 cm, siendo esta reducción de un 57.73%.

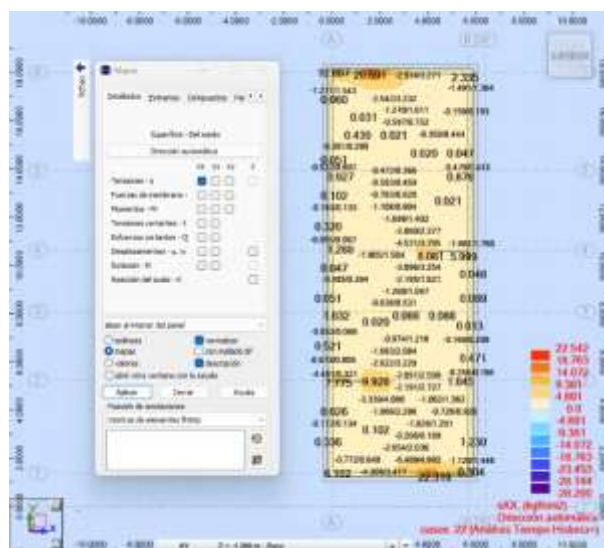
Figura 140
Reacción del suelo



Nota. Se evidencia que la reacción del suelo tiene un valor máximo de 1.38 tnf/m² siendo mucho menor en comparación al valor obtenido en el análisis inicial.

4.5.2.2. Modelo 3A: Base flexible (ISE) con vigas de cimentación.

Figura 141
Tensiones X-X

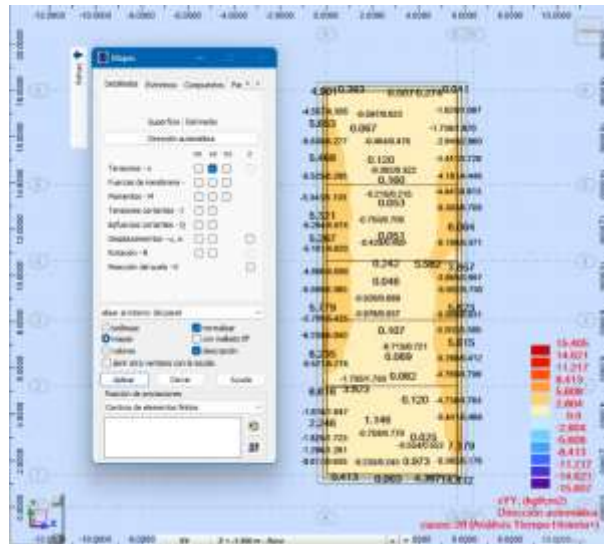


Nota. Se muestra el valor de las tensiones en X-X, evaluado mediante el análisis Tiempo-Historia. Se observa una clara concentración de tensiones en la esquina superior izquierda

de 22.542 kgf/cm², lo que requiere zonas de alta demanda por compresión y tracción producto de la acción sísmica.

Figura 142

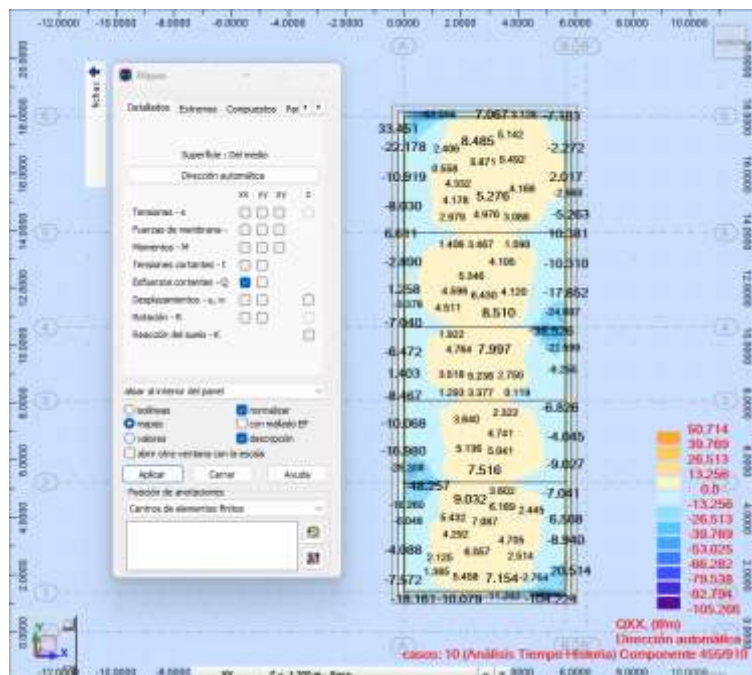
Tensiones Y-Y



Nota. Se muestra el valor de las tensiones en Y para el caso de análisis Tiempo- Historia. Se observa una clara concentración de tensiones de un valor de 15.405 kgf/cm².

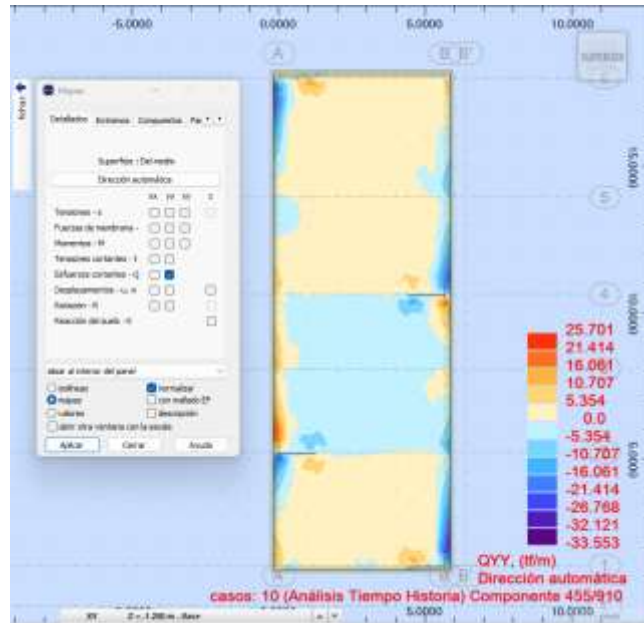
Figura 143

Esfuerzos cortantes X-X



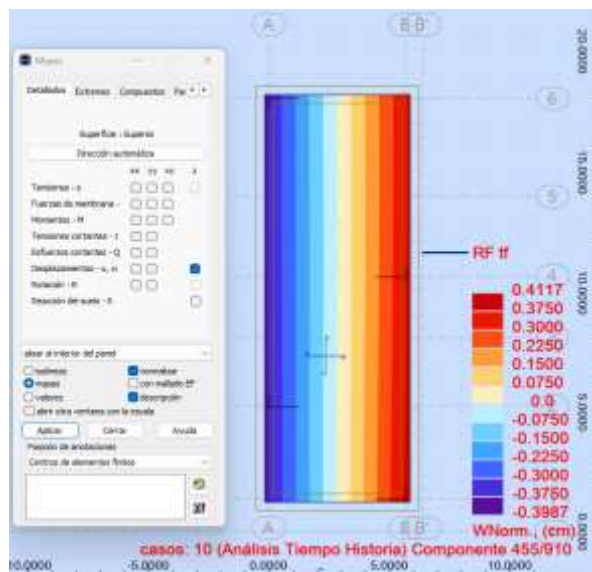
Nota. En la imagen se muestra los valores de los cortantes para la dirección de análisis X, evidenciando concentraciones en centro de la losa, donde alcanzan valores de hasta 50.71 tf/m², y en zonas del borde de la losa alcanza valores de -105.266 tf/m²

Figura 144
Esfuerzos cortantes Y-Y



Nota. En la imagen se muestra los valores de los cortantes para la dirección de análisis Y, de esto se tiene un valor de 25.70 tf/m² para el posterior análisis.

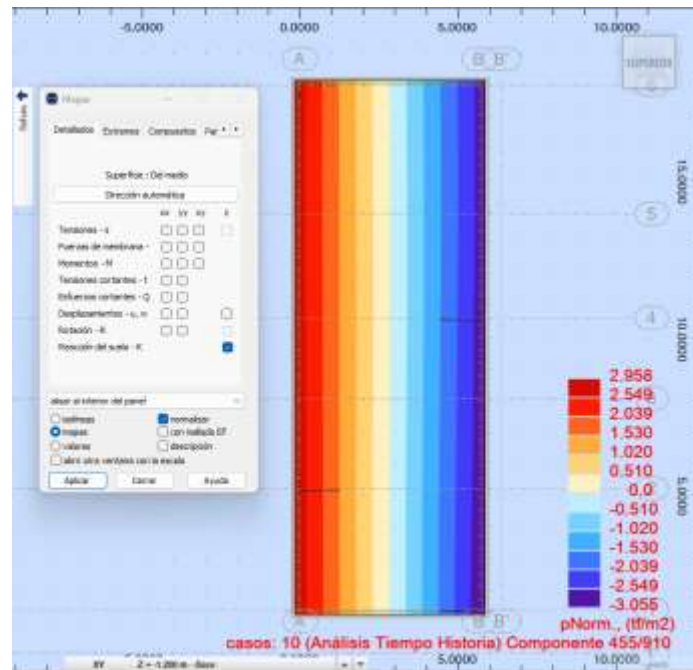
Figura 145
Desplazamientos verticales



Nota. En la imagen se muestra los asentamientos de la cimentación propuesta, con esta nueva implementación, pasamos a tener un asentamiento de 0.41 cm.

Figura 146

Reacción del suelo



Nota. Se muestra que la reacción del suelo tiene un valor máximo de 2.958 tnf/m² siendo mucho menor en comparación al valor obtenido en el análisis inicial.

4.5.3. Resumen de resultados

Tabla 181

Resultados estructurales de la implementación.

| ASPECTO VERIFICADO | | REQUISISTO | VALOR OBTENIDO | CUMPLE | OBSERVACIÓN |
|--------------------|---------------------|----------------------------|---|--------|-------------|
| Modelo 2A | Tensiones | XX | $\sigma \leq 0.45f'c$ 35.97 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | | YY | $\sigma \leq 0.45f'c$ 17.76 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | Esfuerzos Cortantes | XX | $Vu/Vc \leq 1$ 0.27 | Sí | Seguro |
| | | YY | $Vu/Vc \leq 1$ 0.36 | Sí | Seguro |
| | Desplazamientos | $\Delta_{max} \leq 2.54cm$ | 0.128 cm | Sí | Seguro |
| | Reacción del suelo | $q_{max} \leq q_{adm}$ | 1.38 tf/m ² | Sí | Seguro |
| Modelo 3A | Tensiones | XX | $\sigma \leq 0.45f'c$ 22.54 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | | YY | $\sigma \leq 0.45f'c$ 15.40 kg/cm ² | Sí | Seguro |
| | Esfuerzos Cortantes | XX | $Vu/Vc \leq 1$ 0.72 | Sí | Seguro |
| | | YY | $Vu/Vc \leq 1$ 0.36 | Sí | Seguro |
| | Desplazamientos | $\Delta_{max} \leq 2.54cm$ | 0.411 cm | Sí | Seguro |
| | Reacción del suelo | $q_{max} \leq q_{adm}$ | 2.95 tf/m ² | Sí | Seguro |

Nota. Del análisis entre los modelos 2A y 3A se evidencia que el Modelo 3A presenta una disminución de las tensiones normales en dirección XX y YY en 37.35 % y 13.27 % respectivamente, lo que indica un alivio parcial de la demanda axial en esas direcciones. Sin embargo, se observa un aumento considerable de los esfuerzos cortantes en dirección XX, con una variación del 166.67 % respecto al Modelo 2A, manteniéndose constantes en YY. Asimismo, el desplazamiento vertical máximo experimenta un incremento del 221.09 %, pasando de 0.128 cm a 0.411 cm, mientras que la reacción del suelo se incrementa en 113.77 %. Estos resultados muestran que, si bien las tensiones directas se reducen en el Modelo 3A, la respuesta cortante, los asentamientos y la presión de contacto aumentan significativamente.

4.5.4. Comparación de parámetros clave con modelos previos

Tabla 182

Comparativa del análisis con base rígida y la implementación

| Aspecto | Modelo 2 | Modelo 2A | % Variación |
|--|----------|-----------|-------------|
| Tensiones XX (kg/cm ²) | 21.82 | 35.97 | +64.86 % |
| Tensiones YY (kg/cm ²) | 16.19 | 17.76 | +9.69 % |
| Cortantes XX (Vu/Vc) | 0.86 | 0.27 | -68.60 % |
| Cortantes YY (Vu/Vc) | 0.52 | 0.36 | -30.77 % |
| Desplazamientos (cm) | 0.35 | 0.128 | -63.43 % |
| Reacción suelo (tf/m ²) | 3.7 | 1.38 | -62.70 % |

Nota. Los modelos 2 y 2A muestra un comportamiento diferenciado producto de la modificación estructural aplicada. En el Modelo 2A se observa un incremento significativo en las tensiones normales: 64.86 % más en la dirección XX y 9.69 % más en YY, indicando una mayor concentración de esfuerzos directos en la losa de cimentación. No obstante, los esfuerzos cortantes se reducen notablemente, con una disminución de 68.60 % en la dirección XX y 30.77 % en YY, lo cual mejora la seguridad frente a fallas por corte. Además, el desplazamiento vertical máximo disminuye en 63.43 % y la reacción del suelo se reduce en 62.70 %, evidenciando una redistribución de la carga hacia un comportamiento más rígido y estable. Estos resultados validan la efectividad de la propuesta implementada en el Modelo 2A para optimizar la interacción suelo–estructura y controlar la deformación de la cimentación, conforme a lo dispuesto en la Norma Técnica Peruana.

Tabla 183*Comparativa del análisis con base flexible y la implementación*

| Aspecto | Modelo 3 | Modelo 3A | % Variación |
|--|-----------------|------------------|--------------------|
| Tensiones XX (kg/cm ²) | 29.64 | 22.54 | -23.97 % |
| Tensiones YY (kg/cm ²) | 17.85 | 15.4 | -13.72 % |
| Cortantes XX (Vu/Vc) | 0.8 | 0.72 | -10.00 % |
| Cortantes YY (Vu/Vc) | 1.9 | 0.36 | -81.05 % |
| Desplazamientos (cm) | 0.97 | 0.411 | -57.53 % |
| Reacción suelo (tf/m ²) | 7.21 | 2.95 | -59.08 % |

Nota. El análisis comparativo entre los modelos 3 y 3A evidencia una mejora sustancial en el desempeño estructural tras la implementación de la propuesta de optimización. En el Modelo 3A, las tensiones normales disminuyen en un 23.97 % en dirección XX y en 13.72 % en YY, lo que indica una reducción de la concentración de esfuerzos. De manera significativa, la relación Vu/Vc para esfuerzos cortantes en dirección YY, que inicialmente alcanzaba un valor crítico de 1.90 (Modelo 3), se reduce drásticamente a 0.36 en el Modelo 3A, logrando una disminución del 81.05 % y ubicándose dentro de los límites permitidos por la Norma Técnica Peruana E.060. Los desplazamientos verticales máximos también se reducen en 57.53 % y la reacción del suelo se disminuye en 59.08 %, evidenciando un comportamiento estructural más uniforme, seguro y eficiente. Este resultado confirma la efectividad de la intervención para mitigar riesgos de falla por corte y controlar asentamientos excesivos, fortaleciendo la interacción suelo–estructura.

V. DISCUSIÓN

Para el modelo del edificio Galilea, se recopiló información en campo sobre su estructura, altura de los pisos y características de sus elementos principales. Se identificaron dos tipos de columnas (C1:35x45, C2:30x60); seis tipos de vigas (VA:15x20, VP 101:30x50, VPA 102: 25x45, VP 103:30x35, VP 104:25x30, VCH 01:20x20) y una losa de 20 cm, y la altura de para todos los niveles fue de 2.8m. Se elaboró un modelado en el software Robot structural Analysis 2025, considerando una base empotrada (Modelo 1). Este modelo permitió evaluar inicialmente el comportamiento global del edificio frente a cargas estáticas, siguiendo la norma E.030. Se obtuvo un periodo fundamental de vibración de 0.593 s, valores máximos de desplazamiento en la azotea del orden de 2.94 cm y cortantes bases totales de 576.9 tonf en dirección X y 509.3 tonf en dirección Y, los cuales se encontraban dentro de los límites permitidos por la norma. Esta limitación ha sido ampliamente documentada en estudios como el de Bustamante (2021) y Castro & Gómez (2021), quienes concluyen que los modelos convencionales pueden llevar a diseños conservadores, pero poco realistas, sobre todo en edificaciones medianas con suelos de tipo intermedio o blando. En este caso, el suelo presenta una rigidez moderada, por lo que el modelo empotrado no refleja adecuadamente la flexibilidad del sistema suelo-estructura. Se justifica, por tanto, la necesidad de avanzar hacia un análisis dinámico con interacción suelo-estructura, como se plantea en los siguientes objetivos.

La incorporación de la rigidez de apoyo de la estructura para un suelo tipo S3, mediante el modelo de A.E Sargsian, permitió considerar de manera más precisa las condiciones reales del sistema suelo-estructura, integrando la interacción mutua entre ambos mediante la implementación de resortes horizontales y rotacionales. del cual se obtiene un periodo fundamental extendido a 1.509 s, es decir, un incremento del 154.4%

respecto al modelo empotrado. Este incremento redujo la respuesta espectral, provocando una disminución general en las fuerzas sísmicas, particularmente en las cortantes bases. De la cual Rodríguez (2024), el modelo de Sargsian evidenció que, con suelos de mayor rigidez, los desplazamientos, derivas y deformaciones axiales son significativamente mayores que en el caso de base empotrada, llegando a superar los límites normativos de derivas en alguna instancia. Así mismo concuerda con investigaciones como las de Acuña & Molina (2023), donde se identificó un incremento de hasta el 34% en edificios similares construidos sobre arcilla blanda, así como con Braña et al. (2022), que registraron aumentos superiores al 70% en edificaciones de 5 pisos sobre suelos tipo D. En conjunto, estos estudios evidencian que el incremento del periodo, al reflejar una mayor flexibilidad estructural, reduce las fuerzas sísmicas debido a la disminución del valor espectral en ese rango; sin embargo, también incrementa los desplazamientos y exige mayores niveles de ductilidad en el diseño estructura.

Los resultados obtenidos según el modelo utilizado evidencian variaciones significativas en el comportamiento estructural. En el modelo empotrado presenta valores bajos por su análisis simplificado, mientras que los modelos de base rígida y de base flexible con ISE reflejaron comportamientos más representativos de la realidad estructural, entre los presentes:

- Las fuerzas cortantes: En el análisis modal espectral muestra que el modelo de empotrado en el primer nivel alcanza valores de 440.70 kN en la dirección XX y 412.31 kN en YY, mientras que el modelo con base flexible e inclusión de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) presenta una reducción significativa en la dirección XX, con 278.53 kN, y un ligero incremento en la dirección YY, con 449.62 kN. Por otro lado, en el análisis Tiempo-Historia, se observa una reducción

generalizada en ambas direcciones: el modelo empotrado registra 132.74 kN en XX y 82.88 kN en YY, en tanto que el modelo flexible reduce estos valores a 102.23 kN y 74.10 kN, respectivamente, lo que refuerza la influencia de la ISE en la disminución de las fuerzas transmitidas a la superestructura bajo solicitaciones sísmicas reales. En la misma idea (Cordorluicho, 2020) señala que al incorporar la ISE las mediante el análisis modal espectral, las cortantes se incrementan en todos los niveles del eje X, mientras que en el eje Y el aumento se percibe solo en los primeros niveles y se vuelve casi imperceptibles en los pisos superiores. En su análisis Tiempo- Historia, reporta un incremento del 4% en las cortantes del eje X respecto a modelo empotrado. Por otro lado, Araca Llanos (2020), muestra que las fuerzas cortantes apenas superan el 1% de incremento al incorporar la ISE en los modelos tradicionales, lo que indica que dichas estructuras presentan una rigidez suficiente como para que la ISE no altere significativamente su comportamiento estructural

- Los desplazamientos experimentaron variaciones notables ente los tres modelos. Para el análisis modal espectral los mayores desplazamientos se muestran en el piso 5, el modelo empotrado de 0.0182m en XX y 0.0127m YY el cual al aplicar la ISE en el modelo de base flexible de 0.0708m en XX y 0.0292m YY. Para el análisis estático en el piso 5, el modelo empotrado es de 0.0224m en XX y 0.0165m en YY, y al aplicar la ISE en el modelo de base flexible arroja 0.1347m en XX y 0.0337m en YY. Para el análisis de Tiempo-Historia, los desplazamientos en el mismo piso, el modelo empotrado es de 0.0628m, el modelo de base rígida de 0.2308m y el modelo con ISE de base flexible de 0.2856 m. Para los tres tipos de análisis realizados, existo un significativo incremento en su desplazamiento lateral al considerar la ISE, el modelo convencional arroja

valores inferiores que el de base flexible. Al igual que en la investigación de (Benel y Rodríguez 2025), donde realiza una comparativa de la respuesta estructural con el modelo empotrado y con el modelo de ISE, la cual presento una variación del 4.34% en la “Losa 04” del “Bloque I” el modelo de Barkan & Savinov (ISE) frente al modelo de base empotrada. En la misma línea (Bustamante, 2021) que realizó una comparación del modelo de base empotrada respecto a los modelos de Interacción suelo estructura, en el Análisis Modal Espectral al considerar la ISE, los desplazamientos en la dirección X, se incrementan, en el último nivel, el modelo de base empotrada es de 4.72cm y al considerar la ISE llega a 7.88 cm para el modelo A.E Sargsian.

- Las distorsiones: En el análisis estático, todos los modelos presentan distorsiones en distintos niveles, siendo particularmente relevantes las del tercer piso. El modelo empotrado muestra distorsiones de 0.0018 en la dirección XX y 0.0012 en YY; el modelo con base rígida presenta valores de 0.0071 en XX y 0.0019 en YY; mientras que el modelo con base flexible e interacción suelo-estructura (ISE) alcanza 0.0090 en XX y 0.0021 en YY. Por otro lado, en el análisis modal espectral, las distorsiones en el tercer piso son de 0.0015 en XX y 0.0009 en YY para el modelo empotrado; de 0.0042 en XX y 0.0016 en YY para la base rígida; y de 0.0047 en XX y 0.0018 en YY en el modelo con base flexible e ISE. Los resultados muestran que la rigidez de la base influye significativamente en las distorsiones del modelo estructural, especialmente en la dirección XX.
- Los asentamientos verticales: El modelo de base rígida, presenta un asentamiento máximo de 0.35 cm, Por el contrario, el modelo de base flexible mostro asentamientos diferenciados más marcados 0.97 cm, lo cual, aunque todavía se considera dentro de límites permisibles para cimentaciones corridas o plateas. Las

presiones máximas en el suelo se incrementaron de 3.70 tf/m² en el modelo de base rígida paso a 7.21 tf/m² en el modelo de base flexible con ISE, evidenciando un aumento del 94.8%. Estos resultados reflejan claramente el impacto de la ISE en la respuesta estructural del edificio. La reducción en las presiones del suelo es un beneficio, pero el incremento de los desplazamientos y la aparición de zonas de presión negativa (despegues) plantea riesgos de asentamiento diferencial. Estos resultados coinciden con estudios como los de De la Cruz Vega (2022) y Ccama & López (2022), que indican que la interacción suelo-estructura genera una redistribución favorable de esfuerzos verticales y una reducción de la fuerza cortante total en elementos estructurales, pero incrementa la vulnerabilidad a deformaciones.

- Los periodos fundamentales de vibración: Aumentaron progresivamente al pasar del modelo empotrado al modelo de base flexible con ISE. El modelo empotrado arrojó periodos más bajos de 0.593s, el modelo con base rígida, mostro un ligero incremento a 1.329 s, el mayor incrementó se presentó en el modelo con base flexible a 1.509s, lo cual indica una mayor flexibilidad global del sistema. De manera consistente, Acuña & Molina (2023), reporta que, en el eje X, el periodo aumento de 0.6s en la base empotrada a 0.79s al considerar la ISE, y en el eje Y, de 0.54s a 0.75 s respectivamente, lo que representa un incremento promedio de 34% del modelo con ISE n respecto al modelo con base empotrada. Asi mismo Oliveros et al., (2023), muestra que en suelos de fundación de tipo C y D sin exclusión de altura, los periodos fundamentales al incluir ISE, el cual se incrementó 82%, lo cual evidencia la necesidad de considerar la flexibilidad de suelos blandos (tipo C y D) en el cálculo de la respuesta dinámica de edificios entre 10 y 20 niveles.

Frente a la respuesta dinámica de la estructura generado en los modelos de base rígida y el modelo de base flexible con ISE, se propone una alternativa de solución para mejorar el desempeño estructural. Como parte de esta alternativa de solución, la incorporación de vigas mixtas en la losa de cimentación mostró efectos estructurales concretos y positivos en los modelos analizados. En el Modelo 2A, respecto al Modelo 2, se evidenció un aumento en las tensiones normales en XX (+64.86 %) y YY (+9.69 %) debido a la redistribución de cargas por la inclusión del sistema de vigas y la interacción suelo–estructura; sin embargo, esto se compensó con reducciones significativas en esfuerzos cortantes (−68.60 % en XX y −30.77 % en YY), desplazamientos verticales (−63.43 %) y reacción del suelo (−62.70 %), mejorando el control del punzonamiento y los asentamientos diferenciales. En el Modelo 3A, comparado con el Modelo 3, se redujeron las tensiones normales (−23.97 % en XX y −13.72 % en YY) y los esfuerzos cortantes, destacando una disminución del 81.05 % en YY, crítica por superar V_u/V_c en el modelo base; además, se logró una reducción del 57.53 % en desplazamientos y del 59.08 % en la reacción del suelo. Estos resultados confirman que la solución propuesta mejora la rigidez de la cimentación, redistribuye adecuadamente los esfuerzos y mitiga riesgos estructurales asociados a tracción, corte y deformaciones excesivas. Estos hallazgos están en la misma idea con investigaciones previas en el campo, como la de Castro et al., (2021) en su investigación propone para una edificación de 5 pisos una platea de cimentación de 0.22 m, ya que no presentan mayores problemas en los esfuerzos promedio en este elemento, basado en su desempeño estructural al hacer un análisis de la estructura bajo la ISE. De manera similar Chugden y Pérez (2023), plantea como solución una platea de cimentación de 60 cm de espesor, para una edificación de 6 niveles, ya que dicho elemento disminuye notoriamente la presión que ejerce la estructura sobre el terreno.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Respecto al modelado de la edificación basado en análisis estático: El modelo estructural con base empotrada arrojó un periodo fundamental de 0.593 s, con desplazamientos laterales máximos de 2.94 cm en la azotea. Las cortantes bases fueron de 576.9 tonf (X) y 509.3 tonf (Y). Este tipo de modelamiento, aunque cumple con la norma E.030, no representa adecuadamente la interacción real entre el suelo y la estructura, generando una visión parcial del desempeño sísmico del edificio. Por tanto, se concluye que el análisis estático convencional es insuficiente para edificaciones ubicadas sobre suelos intermedios o blandos, como es el caso del Edificio Galilea, por lo que debe complementarse con modelos dinámicos que consideren la flexibilidad del terreno.

De acuerdo al cálculo de la rigidez del apoyo mediante el modelo dinámico A.E. Sargsian, se logró determinar valores realistas de rigidez horizontal y rotacional que permiten representar el comportamiento dinámico del suelo. El periodo fundamental del edificio se incrementó de 0.593 s a 1.509 s, es decir, un aumento del 154.4%, al considerar la interacción suelo-estructura. Este incremento conllevó a una reducción de las fuerzas sísmicas, pero también generó un aumento de los desplazamientos y distorsiones, en especial en los niveles bajos. Se concluye que el modelo de Sargsian proporciona una representación más realista de la dinámica estructural, siendo indispensable para el análisis detallado de edificios medianos sobre suelos no rígidos.

Los resultados del análisis estructural muestran que la incorporación de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) en modelos con base flexible genera cambios significativos respecto a los modelos empotrados o con base rígida, reflejando un comportamiento más cercano a la realidad estructural; en particular, se evidencian

reducciones importantes en las fuerzas cortantes transmitidas a la estructura en la dirección XX y variaciones menores en YY, además de un notable incremento en los desplazamientos laterales, distorsiones y periodos fundamentales de vibración, que indican una mayor flexibilidad global del sistema. Asimismo, los asentamientos verticales y las presiones en el suelo aumentan considerablemente al considerar la flexibilidad del terreno, lo que, si bien favorece la redistribución de esfuerzos verticales, también plantea riesgos por asentamientos diferenciales. Un aspecto identificado es la presencia de irregularidad torsional en la dirección X, especialmente en los pisos 2 y 3, ausente en la dirección Y, lo cual resalta la importancia de evaluar y controlar este tipo de irregularidad que puede comprometer la estabilidad estructural durante eventos sísmicos, más aún cuando se incorpora la ISE y se amplifican las respuestas dinámicas del sistema.

Del modelo de solución estructural propuesto, basada en los resultados se concluye que la incorporación de un sistema de vigas de cimentación en ambas direcciones, junto con la adecuada consideración del coeficiente de balasto del terreno, mejora significativamente el desempeño estructural de la losa de cimentación superficial. La comparación de los modelos analizados demuestra que esta estrategia permite optimizar la distribución de cargas, reducir los esfuerzos cortantes críticos y limitar los desplazamientos verticales y la reacción del suelo, garantizando la estabilidad de la estructura y el cumplimiento de los criterios de resistencia y servicio establecidos por la Norma Técnica Peruana E.060.

Los resultados obtenidos confirman que la inclusión de la interacción suelo–estructura, evaluada mediante el modelo dinámico de A.E. Sargsian y considerando un suelo blando (S3), provoca un incremento significativo en los desplazamientos laterales del edificio Galilea de cinco niveles, validando la hipótesis planteada sobre la influencia

de la flexibilidad del terreno en la respuesta sísmica de la estructura. Asimismo, la comparación de los pares de modelos (2 vs. 2A y 3 vs. 3A) demuestra que la incorporación de vigas de cimentación longitudinales y transversales, junto con la adecuada consideración del coeficiente de balasto, tiene un efecto positivo en el comportamiento estructural de la losa de cimentación. Esta configuración permite una distribución más eficiente de cargas, un mejor control de los esfuerzos cortantes críticos y la minimización de asentamientos diferenciales, contribuyendo así a una mayor seguridad global de la edificación y al cumplimiento de los criterios de resistencia y servicio establecidos por la normativa vigente.

6.2. Recomendaciones

Resulta conveniente implementar sistemas de cimentación que consideren la flexibilidad del terreno, como la solución propuesta en esta tesis basada en una losa de cimentación de espesor variable reforzada con vigas de amarre. Esta configuración permite contrarrestar los efectos negativos de la interacción suelo-estructura, como los asentamientos diferenciales y zonas de presión negativa, garantizando un contacto continuo entre la base estructural y el terreno. Los resultados del modelo con ISE evidenciaron que esta estrategia reduce los asentamientos máximos y mejora la transmisión de cargas sin incrementar de manera significativa los esfuerzos internos.

Es aconsejable que las edificaciones de cinco niveles o más, especialmente aquellas construidas sobre suelos de tipo intermedio o blando, incorporen de forma obligatoria el análisis dinámico con interacción suelo-estructura (ISE) durante la etapa de diseño estructural. Esta tesis ha demostrado que al no considerar la ISE, se subestiman desplazamientos laterales y periodos de vibración, comprometiendo la evaluación de derivas y generando un diseño que puede aparentar cumplir normativas, pero que en la

práctica no refleja el verdadero comportamiento sísmico del sistema suelo-estructura. En el caso del Edificio Galilea, el periodo se incrementó en más del 150%, y los desplazamientos aumentaron un 8.7%, lo cual justifica la necesidad técnica de este tipo de análisis.

Se sugiere ajustar el diseño de los elementos estructurales verticales (columnas y muros de corte) en función de los resultados obtenidos con el análisis que incluye la interacción suelo-estructura, ya que esta condición, al incrementar el periodo fundamental, reduce las aceleraciones espectrales y, por tanto, las fuerzas cortantes en la base. En esta investigación se demostró que las cortantes se redujeron en promedio un 25%, lo que representa una oportunidad técnica para optimizar secciones, reducir armados y mejorar la eficiencia del diseño sin comprometer la seguridad estructural, logrando incluso reducir los costos totales en un 3–5%.

Se insta la utilización de modelos dinámicos especializados, como el modelo de A.E. Sargsian, para la evaluación estructural de edificaciones que se asientan sobre suelos no rígidos, dado que este enfoque permite calcular rigideces horizontales y rotacionales realistas del suelo, incorporándolas al sistema estructural global. El modelo utilizado en esta tesis permitió una representación más precisa de la ISE y facilitó la toma de decisiones técnicas fundamentadas para el rediseño de la cimentación.

Conviene considerar una revisión y actualización técnica de la NTP E.030 para incorporar criterios obligatorios sobre la interacción suelo-estructura, especialmente para edificaciones medianas y altas ubicadas en zonas sísmicas. Los resultados de esta investigación, junto con los antecedentes nacionales e internacionales revisados, evidencian que el efecto de la ISE es significativo incluso en edificaciones de 5 niveles, afectando directamente desplazamientos, esfuerzos y condiciones de servicio. Incorporar

estos lineamientos permitirá mejorar la seguridad estructural, promover diseños más realistas y reducir vulnerabilidades ante sismos severos.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acuña Izquierdo, F. L., & Molina Guerrero, C. J. (2023). Efectos de la interacción suelo estructura (ISE) en edificaciones de 5 pisos tipo pórtico en concreto reforzado sobre suelo blando(arcilla) típico en la ciudad de Montería-Córdoba. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinaria*, 7(4) 4471-4484. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i4.7293
- Araca Llanos, F. H., Gómez Catacora, L., Cahui Galarza, A., & Marín Mamani, G. (2020). Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca. *Revista Científica de la UCSA*, 7(2), 70-81. <https://doi.org/10.18004/ucsa/2409-8752/2020.007.02.070>
- Arquiñejo Laulate, J. J., & Velásquez Barrios, N. I. (2020). *Evaluación de la interacción suelo-Estructura en una edificación de 4 pisos, en el distrito de Cercado de Lima* [Tesis de pregrado, Universidad Tecnológica del Perú]. Repositorio Institucional de la UTP. <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3035986>
- Benel García, J. K., Rodríguez Vásquez, S. M. (2025). *Análisis del comportamiento estructural considerando interacción suelo estructura en el pabellón de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Jaén, 2023* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Jaén]. Repositorio Institucional de la UNJ. <https://repositorio.unj.edu.pe/handle/20.500.14689/930>
- Braña Nuez, P., Gamón Payret, R., Fundora Sautié, N., Martínez Cid, J. O. (2022). Influencia de la altura en la consideración de la interacción dinámica suelo-estructura en edificaciones con tipología mixta ubicadas en zonas de alto peligro

sísmico. *Ingeniería y Desarrollo*, 40(1), 6-27.

<https://doi.org/10.14482/inde.40.01.621.852>

Bustamante Moreno, J. F. (2021). *Comparación de los métodos de cálculo de interacción suelo estructura con la NTP E-0.30. 2018, al determinar la respuesta estructural de la torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional de la UNC. <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3232785>

Castro, G. A. V., & Gómez, C. T. A. (2021). INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA Y SU INFLUENCIA EN LA RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3). <https://doi.org/10.24133/riie.v26i3.2336>

Castro, G. A. V., Vasquez, M. A. C., & Torres, C. U. E. (2021). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(1). <https://doi.org/10.24133/riie.v26i1.1967>

Carrasco Diaz, S. (2008). *Metodología de la investigación científica: Pautas metodológicas para diseñar y elaborar el proyecto de investigación*. Segunda Edición, Editorial San Marcos, Perú. <https://es.scribd.com/document/575484795/CARRASCO-DIAZ-S-Metodologia-de-La-Investigacion-Cientifica-OCR-Por-Ganz1912>

Ccalluchi Carrillo, R. (2022). *Influencia de la interacción suelo—Estructura en la respuesta estructural de un edificio de concreto armado* [Tesis de pregrado, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio Institucional de la UCV. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/89246>

- Ccama Cruz, R., & López Flores, Y. G. (2022). *Optimización del diseño estructural de una edificación aplicando la interacción suelo estructura en la ciudad de Arequipa y su impacto en los Costos de edificación* [Tesis de pregrado, Universidad Católica Santa María]. Repositorio Institucional de la UCSM. <https://repositorio.ucsm.edu.pe/handle/20.500.12920/11733>
- Condorluicho Luna, L. A. (2023). *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Dinámica de un edificio Edificio Aporticado en Cajamarca* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio institucional de la UNC. <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/5501>
- Corratgé Yzaquirre, Z., Martínez Cid, J. O., Cobelo Cristiá, W., (2022). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado. *Hormigón Y Acero*, 73(296), 41-53. <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3027>
- De la Cruz Vega, S. A., Astocaza Camargo, S. J., & Astocaza Camargo E. A. (2022) Interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación para uso de oficinas con zapatas aisladas en suelo blando e intermedio de la región de Ica. *Revista cubana de Ingeniería*, 13(1). <https://rci.cujae.edu.cu/index.php/rci/article/download/823/513>
- Fernández, D. P., Limés, A. F., & Cristiá, W. D. C. (2021). INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN TORRE AUTOSOPORTADA SOMETIDA A CARGA DINÁMICA DE VIENTO. *Revista Ciencia y Construcción*, 2(1), <https://rci.cujae.edu.cu/index.php/rci/article/download/823/513>

- Fernández Limes, A., Fernández Lorenzo, I., Cobelo Cristiá, W. D., (2023) Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificios de 100 metros de altura. *Ingeniería y desarrollo*, 42(1). <https://doi.org/10.14482/inde.41.02.201.456>
- Marquéz, A., Ruiz, B. A. J. R., & Ramírez, B. G. A. Z. (2018). *Efectos de interacción dinámica suelo - estructura en un edificio en la ciudad de managua* [Tesis de posgrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional de la UNI-Managua, Nicaragua. <https://ribuni.uni.edu.ni/2565/1/92884>
- Oliveira, A., Vasconcelos, A. C. A., & Labaki, J. (2023). Dynamic response of piled structures including pile-soil-pile interaction. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 20, e491. <https://doi.org/10.1590/1679-78257514>
- Oliveros-Caicedo, M. A., Cotes-Prieto, D. S., & Zapata-Orduz, L. E. (2023). Análisis comparativo en la respuesta lineal de sistemas estructurales muro-pórtico representativos de Bucaramanga incorporando interacción suelo estructura. *Revista Politécnica*, 19(38). <https://doi.org/10.33571/rpolitec.v19n38a11>
- Otzen, T., & Manterola, C. (2017). Técnicas de Muestreo sobre una Población a Estudio. *Internacional journal of morphology*, 35(1), 227-232. <http://dx.doi.org/10.4067/S0717-95022017000100037>
- Pérez Linares, J., & Chugden Olivera, N. A., (2022). *Análisis de la interacción estática suelo-estructura mediante el modelamiento estructural sismorresistente de una edificación de 6 niveles, en la ciudad de Jaén-2022* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Jaén]. Repositorio Institucional de la UNJ. <http://repositorio.unj.edu.pe/handle/UNJ/665>
- Rodríguez Cortez, M. T. (2024). *Comparación de la respuesta estructural de los pabellones E y F SENATI Cajamarca usando los diferentes modelos dinámicos de interacción suelo-estructura* [Tesis de posgrado, Universidad Nacional de

- Cajamarca]. Repositorio Institucional de la UNC.
<https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/7381>
- Silva Alverca, J. E. (2025). *Evaluación sismorresistente de un edificio de concreto armado empleando la norma E. 030–2018, en la urbanización California, Jaén–2024* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Jaén]. Repositorio Institucional de la UNJ. <https://repositorio.unj.edu.pe/handle/UNJ/814>
- Valdivia Ruiz, L. A. (2021). *Evaluación de la influencia de la interacción suelo-estructura en el margen de seguridad estructural de un pórtico 2D sobre zapatas superficiales en arenas* [Tesis de pregrado, Pontifica Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional de la PUCP.
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/20199>
- Villarreal, G. (2020). INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(3). <https://doi.org/10.24133/riie.v25i3.1689>
- Wang, H., & Zhang, R. (2021). Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: Influence on dynamic response. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 18, e357.
<https://doi.org/10.1590/1679-78256223>
- Clough, G. W., & Idriss, I. M. (1993). Lessons from Loma Prieta earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(5), 817–836.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1993\)119:5\(817\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:5(817))

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al ingeniero José Luis Piedra Tineo por su invaluable apoyo en cada etapa del desarrollo de este proyecto. Su tiempo, conocimientos y amplia experiencia fueron fundamentales para perfeccionar nuestro trabajo.

Extendemos nuestra gratitud a los ingenieros que nos brindaron su respaldo académico, motivándonos a perseverar y avanzar en este camino. Asimismo, a nuestra alma mater, la Universidad Nacional de Jaén, por inculcarnos valores éticos y morales, forjando nuestro perfil como profesionales íntegros.

A nuestros amigos y familiares, quienes, con su apoyo incondicional y aliento constante, fueron una fuente de inspiración para llevar a cabo este proyecto.

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo con gratitud y respeto a Dios, fuente de sabiduría y fortaleza en cada paso de nuestro camino.

A nuestros queridos padres, por su amor incondicional, sacrificios y apoyo inquebrantable, quienes con su ejemplo de esfuerzo y dedicación me han inspirado a alcanzar nuestras metas.

A los docentes y asesores, por compartir sus conocimientos y guiarme en este proceso de aprendizaje, brindándome las herramientas necesarias para desarrollar esta investigación.

A nuestros amigos y compañeros, por su compañía, ánimo y valiosos consejos a lo largo de este camino académico.

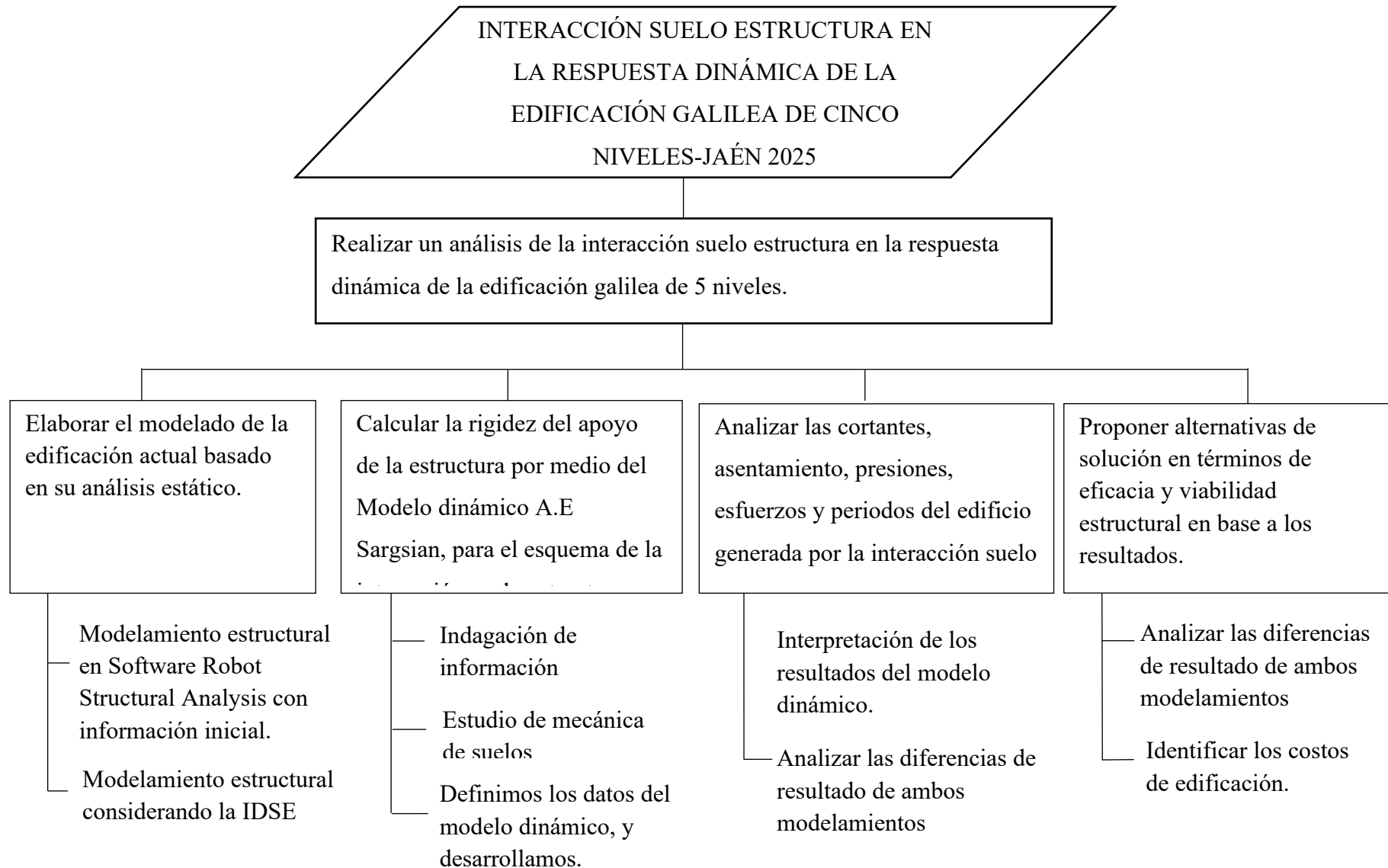
Finalmente, a todos aquellos que creen en la importancia del conocimiento y la investigación para la construcción de un futuro mejor.

ANEXOS

Anexo 1. Operacionalización de variables

| Variables | Definición conceptual | Dimensión | Indicadores | Instrumentos | Escala de medición |
|---|--|---|---|--|---------------------------|
| Interacción suelo-estructura (Variable Independiente) | Se refiere a la modificación que experimenta el movimiento del terreno debido a la influencia de la estructura que responde a una excitación dinámica. | Estudio de mecánica de suelos. | Clasificación SUCS. | *Ficha de observación de Recolección de datos. *Software Robot Structural Analysis Profesional 2024 | Razón |
| | | Parámetros Estructurales. | Capacidad Portante. Rigideces. Resistencia. | | |
| | | Modelamiento de la edificación basado en el modelo Dinámico A.E. Sargsian. | Varianza de asentamiento. Periodos de vibración. | | |
| | | | Desplazamientos laterales. | | |
| Respuesta Dinámica (Variable dependiente) | Se refiere a la manera en que una estructura, responde a las fuerzas y cargas que actúan sobre ella. | Esfuerzos y momentos Deformaciones y desplazamiento. Amplitud de vibraciones. | Incremento o Disminución. | *Plantillas de excel * Bibliografía | Razón |

Anexo 2. Diagrama del procedimiento de datos



Anexo 3. Matriz de consistencia.

| INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO GALILEA DE CINCO NIVELES, JAÉN 2025. | | | | |
|--|--|---|-------------------------------|--------------------|
| PROBLEMA | OBJETIVO | HIPÓTESIS | VARIABLES | |
| Problema general | Objetivo general | Hipótesis general | Variable independiente | |
| ¿Cuáles son los efectos al considera interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio galilea de 5 niveles en la ciudad de Jaén? | Analizar la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio “Galilea” de 5 niveles, Jaén – 2025. | El efecto que genera la interacción suelo estructura, evaluado por el modelo dinámico A.E Sargsian y considerando un suelo intermedio genera mayores desplazamientos de la estructura del edificio galilea de 5 niveles de la ciudad de jaén. | Interacción suelo-estructura. | |
| | Objetivos Específicos | | Variable Dependiente | |
| | Elaborar el modelado de la edificación actual basado en su análisis estático. | | | |
| | Calcular la rigidez del apoyo de la estructura por medio del Modelo dinámico A.E Sargsian, para el esquema de la interacción suelo estructura. | | | |
| | Analizar las cortantes, asentamiento, presiones, esfuerzos y periodos del edificio generada por la interacción suelo estructura. | | | Respuesta Dinámica |
| Proponer alternativa de solución en términos de eficacia y viabilidad estructural en base a los resultados. | | | | |

Anexo 4. Panel fotográfico

| | |
|---|---|
| <p>1.- Vista de la elevación frontal del edificio Galilea.</p> | <p>2.- Medida de altura de piso terminado a cielo raso del primer nivel.</p> |
|  <p>lunes, 12 de mayo de 2025 12:16:05 5°42'36.132"S 78°49'8.082"W 308° NW 137 Calle Bracamoros Jaén Cajamarca Altitud: 813.9m Velocidad: 0.0km/h Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero</p> |  |
| <p>3.- Medidas del paso y contrapaso de la escalera de 3 tramos.</p> | |
|  <p>lunes, 12 de mayo de 2025 11:54:52 5°42'36.186"S 78°49'8.73"W 1° N 180 Calle Bracamoros Jaén Cajamarca Altitud: 808.5m Velocidad: 0.0km/h Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero #Edificio en estudio #PRACTICAS PREPROFESIONALES Número de índice: 244</p> |  <p>lunes, 12 de mayo de 2025 11:54:09 5°42'36.534"S 78°49'8.28"W 316° NW 137 Calle Bracamoros Jaén Cajamarca Altitud: 812.1m Velocidad: 0.0km/h Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero #Edificio en estudio #PRACTICAS PREPROFESIONALES Número de índice: 236</p> |

4.- Peralte de la viga en la dirección X.



5.- Peralte de la Viga en la dirección Y.



6.- Medidas de las columnas.



| | |
|--|---|
| <p>7.- Dimensiones de los muros de corte (Placas) en la dirección X.</p> | <p>8.- Voladizo de la en la dirección Y, del eje 1 -1'.</p> |
| | |
| <p>9.- Medida de placas sobre voladizo entre los ejes 3 y 1 en la dirección Y y el eje B en la dirección x</p> | <p>10. Ancho de junta sísmica que separa la estructuras de edificaciones vecinas.</p> |
| | |

Anexo 5. Ficha de observación de recolección de datos.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



| FORMATO DE FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS | |
|--|--|
| TESIS | "Interacción suelo - estructura en la respuesta dinámica del edificio Galilea de 5 niveles, Jaén -2025" |
| UBICACIÓN | Calle Bracamoros, de la Hab. Urbanización Pakamuros I, Manzana B Lote 5, del sector Monterrico, distrito de Jaén, departamento de Cajamarca. |
| TESISTAS | Egr. Camizan Herrera Yeckson Egr. Yajahuanca Guerrero Elkin Nandito |
| FECHA | 12 de Mayo del 2025 |

A. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

(Ficha técnica)

I) DATOS GENERALES DEL EDIFICIO

Edificio : Galilea
 Propietario : Anibal Alejandro Uriarte Dávila
 Año de construcción : 2023-2024
 Ubicación : Hab. Urbanización Pakamuros I, Sector Monterrico, Jaén
 Uso : Vivienda Multifamiliar
 Número de pisos : 5
 Sistema estructural : Dual
 Tipo de Cimentación : Platea de cimentación
 Área total : 108 m²
 Área construida : 600.8 m²
 Área libre : 78.88 m²

II) OBJETO

Recopilar los datos de todos los elementos estructurales que conforman la estructura de la edificación multifamiliar Galilea, ahora llamado edificación "Fontana".

III) ÍTEMS

A.1. PLACAS
 A.2. COLUMNAS
 A.3. VIGAS
 A.4. LOSAS



| FORMATO DE FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS | |
|--|--|
| TESIS | "Interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio galilea de 5 niveles, Jaén 2025" |
| UBICACIÓN | Calle Bracamoros, de la Hab. Urbanización Pakamuros I, Manzana B del Lote 5, sector Monterrico, distrito de Jaén, departamento de cajamarca. |
| TESISTAS | Egr. Camizán Herrera Yeckson Egr. Yajahuanca Guerrero Elkin Nandito |
| FECHA | 12 de mayo del 2025 |

A.1. Muros de corte

| | Nº Nivel | Denominación | Altura de Placa(m) | b(m) | | h(m) | | Acero | Acero |
|---|----------|--------------|--------------------|------|------|------|------|--|-------|
| | | | | b(1) | b(2) | h(1) | h(2) | | |
| EDIFICIO MULTIFAMILIAR GALILEA (1er - 5to Nivel) | Nivel 1 | MC1 | 2.8 | b(1) | 1.40 | h(1) | 0.20 | 10 ϕ 3/4 " + 4 ϕ 5/8" +16 ϕ 1/2" | |
| | Nivel 2 | | 2.8 | b(2) | 0.35 | h(2) | 0.65 | | |
| | Nivel 3 | MC1 | 2.8 | b(1) | 1.40 | h(1) | 0.20 | 14 ϕ 5/8 " + 14 ϕ 3/8 "+2 ϕ 1/2" | |
| | Nivel 4 | | 2.8 | b(2) | 0.35 | h(2) | 0.65 | | |
| | Nivel 5 | | 2.8 | b(2) | 0.35 | h(2) | 0.65 | | |
| | Nivel 1 | MC2 | 2.8 | b(1) | 1.40 | h(1) | 0.20 | 6 ϕ 3/4" + 8 ϕ 5/8" +16 ϕ 1/2" | |
| | Nivel 2 | | 2.8 | b(2) | 0.35 | h(2) | 0.60 | | |
| | Nivel 3 | MC2 | 2.8 | b(1) | 1.40 | h(1) | 0.20 | 14 ϕ 5/8 " + 14 ϕ 3/8 "+2 ϕ 1/2" | |
| | Nivel 4 | | 2.8 | b(2) | 0.35 | h(2) | 0.60 | | |
| | Nivel 5 | | 2.8 | b(2) | 0.35 | h(2) | 0.60 | | |



UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



| FORMATO DE FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS | |
|---|---|
| TESIS | "Interacción suelo estructura en la respuesta dinámica del edificio galilea de 5 niveles, Jaén-2025" |
| UBICACIÓN | Calle Bracamoros, de la Hab. Ubanización Pakamuros I, Manzana B Lote 5, sector Monterrico, distrito de Jaén, departamento de Cajamarca. |
| TESISTAS | Egr. Camizan Herrera Yeckson Egr. Yajahuanca Guerrero Elkin Nandito |
| FECHA | |

| A.2. COLUMNAS | | | | | | | |
|---|----------|--------------|----------------------|------|---------------------------|------|---------------------|
| EDIFICIO MULTIFAMILIAR DIVERII (1er - 5to Nivel) | Nº Nivel | Denominación | Altura de columna(m) | Tipo | b(m) | h(m) | Acero |
| | Nivel 1 | C1 | 2.8 | | 0.35 | 0.65 | 10 Ø3/4" |
| | Nivel 2 | | 2.8 | | | | |
| | Nivel 3 | C1 | 2.8 | | 0.35 | 0.65 | 4Ø3/4" + 6Ø5/8" |
| | Nivel 4 | | 2.8 | | | | |
| | Nivel 5 | | 2.8 | | | | |
| | Nivel 1 | C2 | 2.8 | | 0.35 | 0.65 | 6Ø3/4" + 10Ø5/8" |
| | Nivel 2 | | 2.8 | | | | |
| | Nivel 3 | C2 | 2.8 | | 0.35 | 0.65 | 10Ø5/8" |
| | Nivel 4 | | 2.8 | | | | |
| Nivel 5 | 2.8 | | | | | | |
| Resistencia a la comprensión del concreto f_c | | | | | : 210 kg/cm ² | | |
| Resistencia a la fluencia del acero f_y | | | | | : 2400 kg/cm ² | | |



| FORMATO DE FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS | |
|--|--|
| TESIS | "Interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio Galilea de 5 niveles, Jaén-2025" |
| UBICACIÓN | Calle Bracamoros, de la Hab. Urbanización Pakamuros I, Manzana B Lote 5, del sector Monterrico, distrito de Jaén, departamento de Cajamarca. |
| TESISTAS | Egr. Camizan Herrera Yeckson Egr. Yajahuanca Guerrero Elkin Nandito |
| FECHA | 12 de mayo del 2025 |

| | | A.3. VIGAS | | | | | | | |
|---|-------------------|------------|------|--------------------|-------------------|-------------------|--------|--|--|
| Nº Nivel | Denominación | B(m) | H(m) | Acero longitudinal | | Acero por torsión | TIPO | | |
| | | | | Refuerzo Superior | Refuerzo inferior | | | | |
| EDIFICIO MULTIFAMILIAR DIVERTII (1er - 5to Nivel) | Nivel 1 | VP-101 | 0.3 | 0.5 | 2Ø5/8" | 3Ø5/8" | 2Ø1/2" | | |
| | | VP-102 | 0.3 | 0.45 | 2Ø5/8" | 2Ø5/8" | - | | |
| | NIVEL 1, 2, 3 y 4 | VP-103 | 0.35 | 0.3 | 2Ø5/8" | 2Ø5/8" | - | | |
| | | VP-104 | 0.25 | 0.3 | 2Ø5/8" | 2Ø5/8" | - | | |
| | | VCH 1 | 0.2 | 0.2 | 2Ø1/2" | 2Ø1/2" | - | | |
| | | VCH2 | 0.25 | 0.2 | 2Ø1/2" | 2Ø1/2" | - | | |

| | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------|------|-----------------|-----------------|--------|--|
| EDIFICIO MULTIFAMILIAR DIVERTI (1er - 5to Nivel) | NIVEL 2,3 y 5 | VP-201 | 0.3 | 0.5 | 2Ø5/8" | 2Ø5/8" | 2Ø1/2" | |
| | | VP-202 | 0.25 | 0.45 | 3Ø5/8" | 2Ø5/8" + 1Ø1/2" | - | |
| | | V | 0.30 | 0.20 | 2Ø5/8" | 2Ø1/2" | - | |
| | NIVEL 5 | VP-501 | 0.25 | 0.45 | 2Ø5/8" + 1Ø1/2" | 2Ø5/8" | - | |
| | | VP-502 | 0.25 | 0.30 | 2Ø5/8" | 2Ø5/8" | - | |
| | | VA | 0.15 | 0.20 | 2Ø1/2" | 2Ø1/2" | - | |
| | | V | 0.25 | 0.20 | 2Ø1/2" | 2Ø1/2" | - | |

| | |
|--|---------------------------|
| Resistencia a la compresión del concreto f_c | : 210 kg/cm ² |
| Resistencia a la fluencia del acero f_y | : 2400 kg/cm ² |



UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



| FORMATO DE FICHA DE RECOLECCION DE DATOS | |
|--|--|
| TESIS | "Interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio Galilea de 5 niveles, Jaén-2025" |
| UBICACIÓN | Calle Bracamoros, de la Hab. Urbanización Pakamuros I, Manzana B Lote 5, del sector Monterrico, distrito de Jaén, departamento de Cajamarca. |
| TESISTAS | Egr. Camizan Herrera Yeckson Egr. Yajahuanca Guerrero Elkin Nandito |
| FECHA | 12 de Mayo del 2025 |

| A.4. LOSA | | | | | | | | |
|---|----------------------|----------------|-------------|---------|-------------|-----------------|-------------|-----------------------------|
| EDIFICIO | Nº Nivel | Denominación | Dirección | Sentido | Espesor (m) | Acero Principal | Acero Temp. | TIPO |
| MULTIFAMILIAR DIVERTI (1er - 5to Nivel) | Nivel 1, 2, 3, 4 y 5 | Losa Aligerada | 1 dirección | Eje X | 0.2 | Ø5/8" | Ø1/4" | CORTE ALIGERADO h: 20cm |

| | |
|--|---------------------------|
| Resistencia a la compresión del concreto f_c | : 210 kg/cm ² |
| Resistencia a la fluencia del acero f_y | : 2400 kg/cm ² |



| FORMATO DE FICHA DE RECOLECIÓN DE DATOS | |
|---|--|
| TESIS | "Interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio Galilea de 5 niveles, Jaén-2025" |
| UBICACIÓN | Calle Bracamoros, de la Hab. Urbanización Pakamuros I, Manzana B Lote 5, del Sector Monterrico, distrito de Jaén, departamento de Cajamarca. |
| TESISTAS | Egr. Camizan Herrera Yeckson Egr. Yajahuanca Guerrero Elkin Nandito |
| FECHA | 12 de Mayo del 2025 |

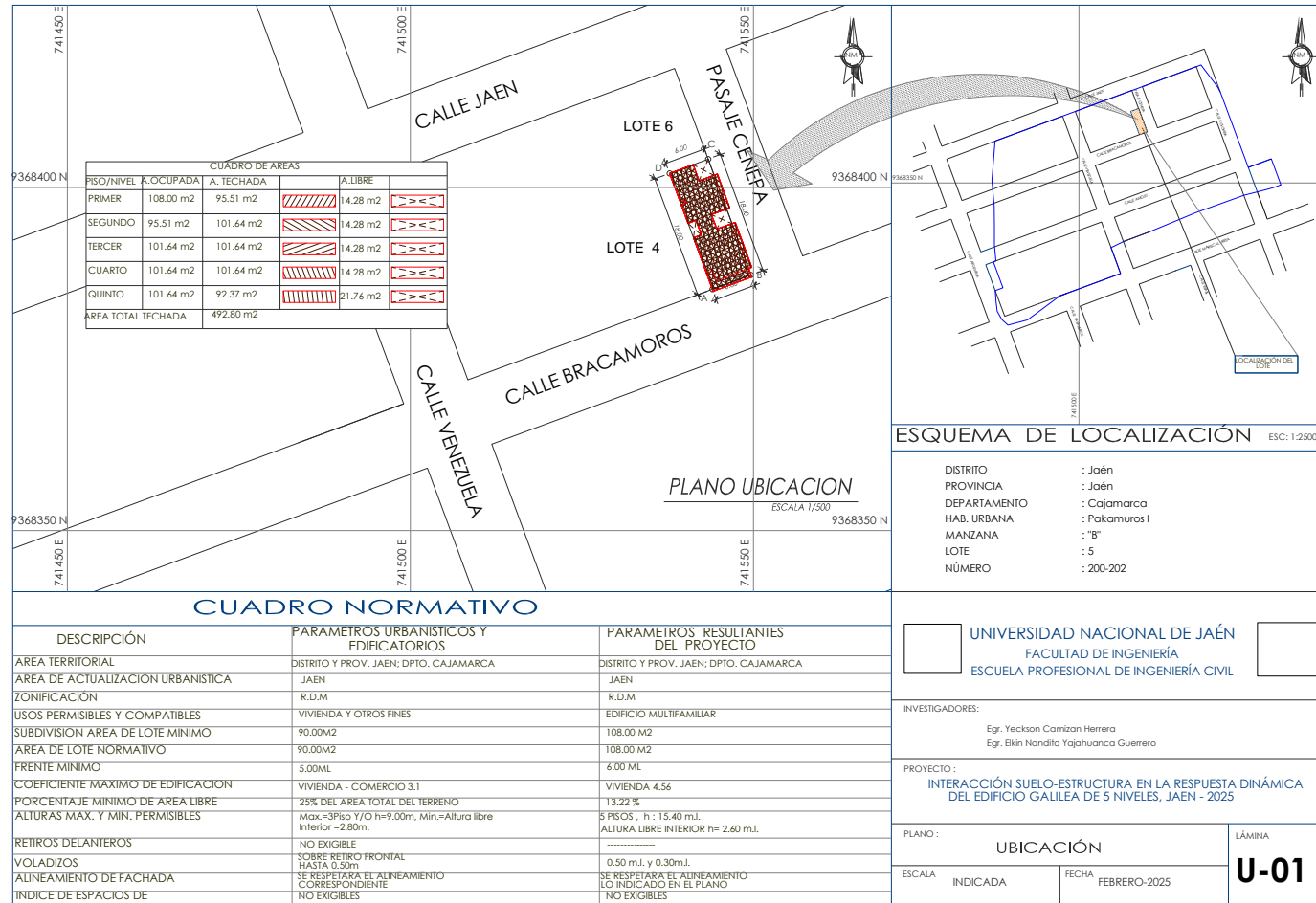
B. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA CIMENTACIÓN

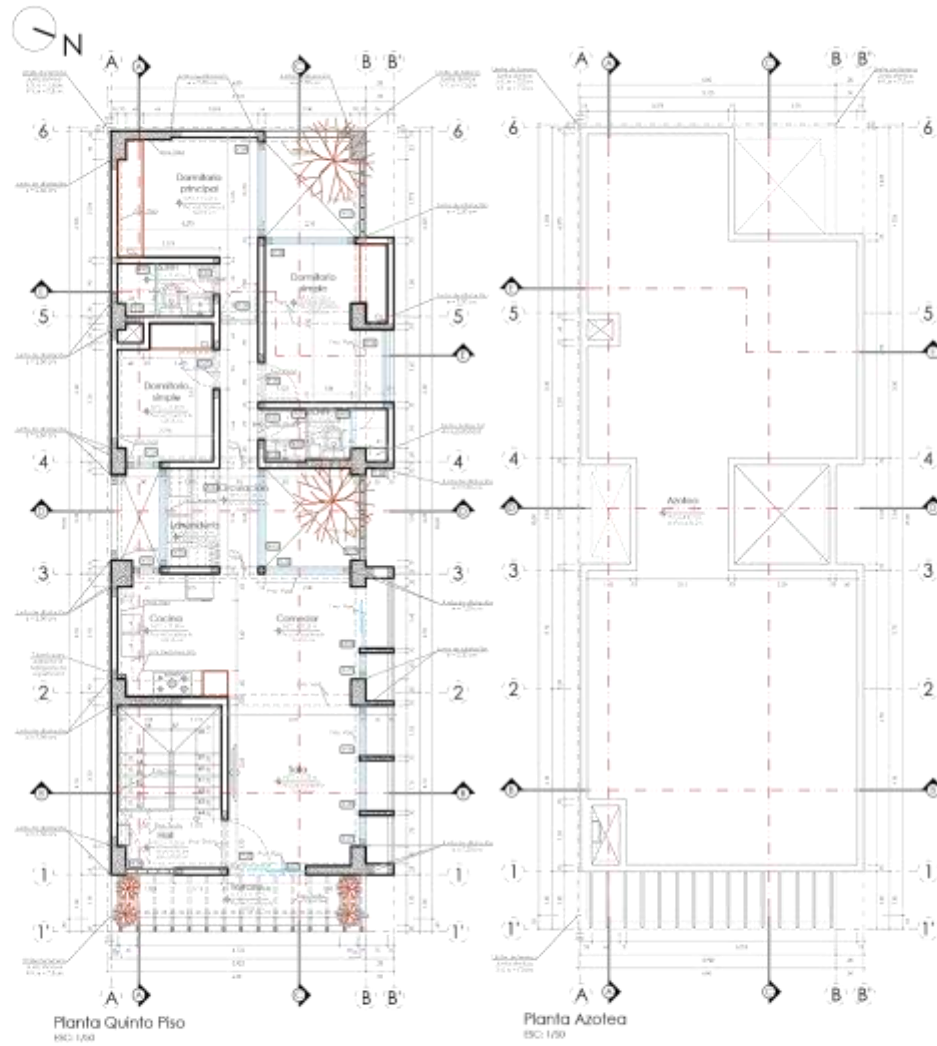
| EDIFICIO | Tipo de cimentación | Ancho(m) | Largo (m) | Espesor(m) | Descripción |
|---|---------------------|----------|-----------|------------|-------------|
| MULTIFAMILIAR GALILEA (1er - 5to Nivel) | Losa de cimentación | 0.3 | 0.5 | 1.2 | |

| | |
|--|---------------------------|
| Resistencia a la compresión del concreto $f'c$ | : 280 kg/cm ² |
| Resistencia a la fluencia del acero $f'y$ | : 2400 kg/cm ² |

Anexo 6. Planos.

A. Planos de localización.





| CUADRO DE VANDS | | |
|-----------------|------|-------------|
| ETIQUETA | TIPO | DESCRIPCIÓN |
| 1 | ACER | ACER |
| 2 | ACER | ACER |
| 3 | ACER | ACER |
| 4 | ACER | ACER |
| 5 | ACER | ACER |
| 6 | ACER | ACER |
| 7 | ACER | ACER |
| 8 | ACER | ACER |
| 9 | ACER | ACER |
| 10 | ACER | ACER |
| 11 | ACER | ACER |
| 12 | ACER | ACER |
| 13 | ACER | ACER |
| 14 | ACER | ACER |
| 15 | ACER | ACER |
| 16 | ACER | ACER |
| 17 | ACER | ACER |
| 18 | ACER | ACER |
| 19 | ACER | ACER |
| 20 | ACER | ACER |
| 21 | ACER | ACER |
| 22 | ACER | ACER |
| 23 | ACER | ACER |
| 24 | ACER | ACER |
| 25 | ACER | ACER |
| 26 | ACER | ACER |
| 27 | ACER | ACER |
| 28 | ACER | ACER |
| 29 | ACER | ACER |
| 30 | ACER | ACER |
| 31 | ACER | ACER |
| 32 | ACER | ACER |
| 33 | ACER | ACER |
| 34 | ACER | ACER |
| 35 | ACER | ACER |
| 36 | ACER | ACER |
| 37 | ACER | ACER |
| 38 | ACER | ACER |
| 39 | ACER | ACER |
| 40 | ACER | ACER |
| 41 | ACER | ACER |
| 42 | ACER | ACER |
| 43 | ACER | ACER |
| 44 | ACER | ACER |
| 45 | ACER | ACER |
| 46 | ACER | ACER |
| 47 | ACER | ACER |
| 48 | ACER | ACER |
| 49 | ACER | ACER |
| 50 | ACER | ACER |
| 51 | ACER | ACER |
| 52 | ACER | ACER |
| 53 | ACER | ACER |
| 54 | ACER | ACER |
| 55 | ACER | ACER |
| 56 | ACER | ACER |
| 57 | ACER | ACER |
| 58 | ACER | ACER |
| 59 | ACER | ACER |
| 60 | ACER | ACER |
| 61 | ACER | ACER |
| 62 | ACER | ACER |
| 63 | ACER | ACER |
| 64 | ACER | ACER |
| 65 | ACER | ACER |
| 66 | ACER | ACER |
| 67 | ACER | ACER |
| 68 | ACER | ACER |
| 69 | ACER | ACER |
| 70 | ACER | ACER |
| 71 | ACER | ACER |
| 72 | ACER | ACER |
| 73 | ACER | ACER |
| 74 | ACER | ACER |
| 75 | ACER | ACER |
| 76 | ACER | ACER |
| 77 | ACER | ACER |
| 78 | ACER | ACER |
| 79 | ACER | ACER |
| 80 | ACER | ACER |
| 81 | ACER | ACER |
| 82 | ACER | ACER |
| 83 | ACER | ACER |
| 84 | ACER | ACER |
| 85 | ACER | ACER |
| 86 | ACER | ACER |
| 87 | ACER | ACER |
| 88 | ACER | ACER |
| 89 | ACER | ACER |
| 90 | ACER | ACER |
| 91 | ACER | ACER |
| 92 | ACER | ACER |
| 93 | ACER | ACER |
| 94 | ACER | ACER |
| 95 | ACER | ACER |
| 96 | ACER | ACER |
| 97 | ACER | ACER |
| 98 | ACER | ACER |
| 99 | ACER | ACER |
| 100 | ACER | ACER |


UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

INVESTIGADORA:
 Ing. Terecillo-Cabrera Herrera
 Ing. Páez-Hernández-Valdivia-Cabrera

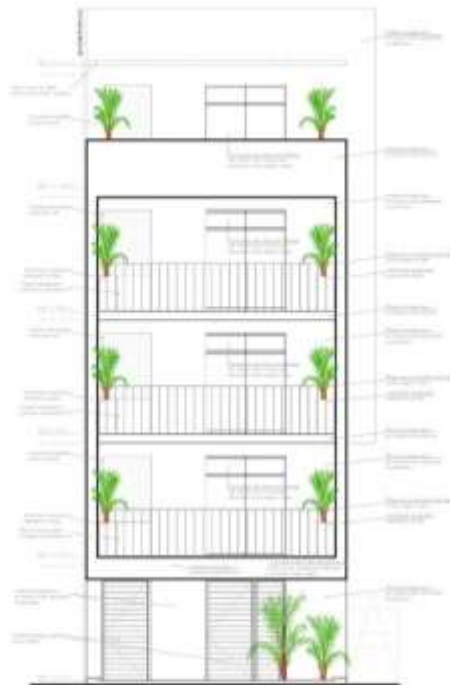
PROYECTO:
 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA
 DEL EDIFICIO GALILEO DE 5 NIVELES JAÉN-2025

MATERIA:
 ARQUITECTURA (Plantas)

ESCALA: INDICADA

FECHA: FEBRERO-2025

A-02



Elevación Frontal
ESC. 1/50



Elevación Lateral Derecha
ESC. 1/50

| | | |
|--|--|---|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL | |  |
| PROFESORADO: Sr. Teodoro González-Hernández Sr. Antonio García-Terres-Pedraza-García | | |
| TÍTULO: INTERACCIÓN VIENTO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA EN TORRESIERRA (EJE DE 5 MANTOS, 2004-2005) | | |
| AUTOR: ALBERTO CARRERA (Estructuras) | COORDINADOR: FRANCISCO J. GARCÍA | ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL |
| LOCALIDAD: JAÉN | FECHA: 2004 | A-03 |



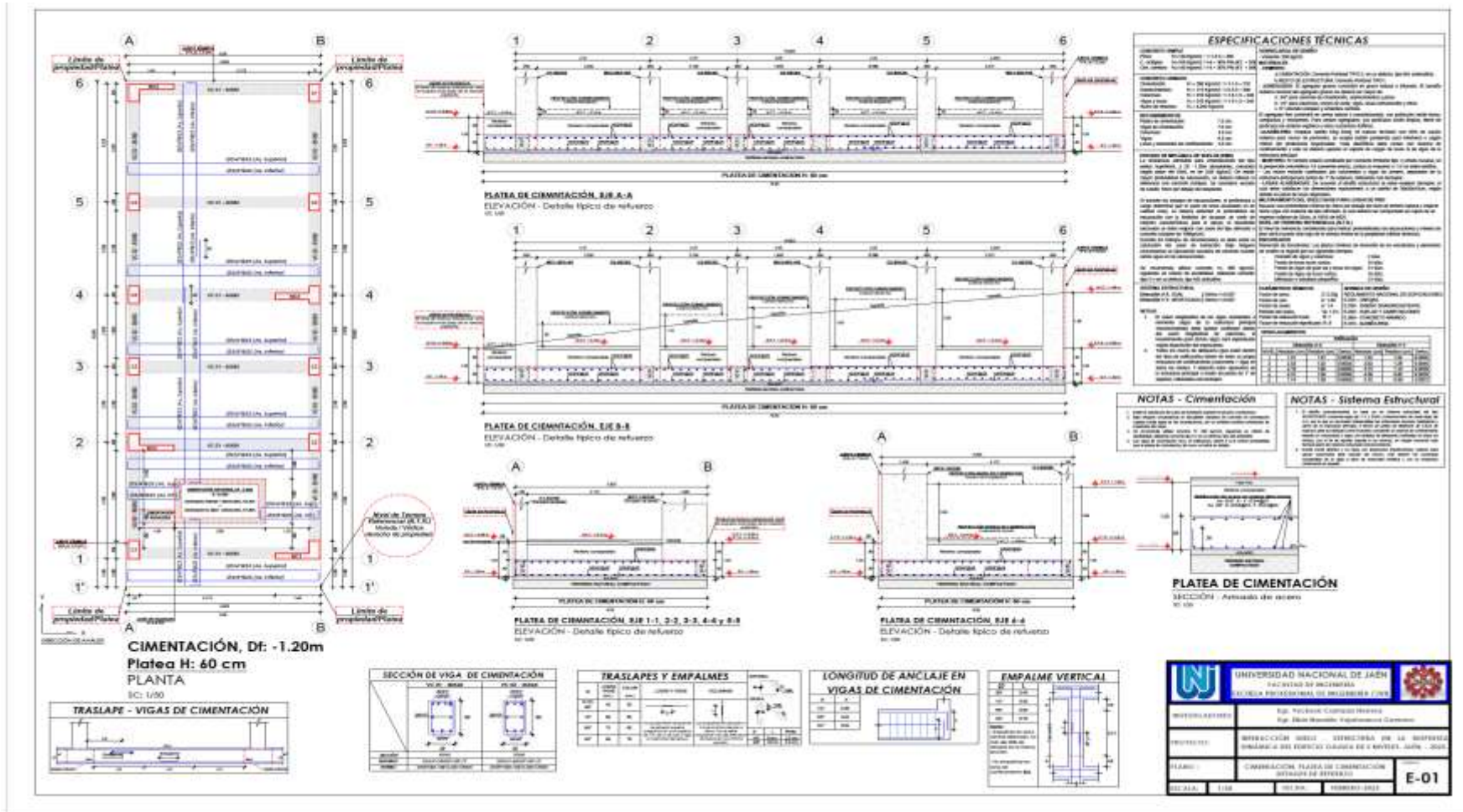
Corte A-A
1/100



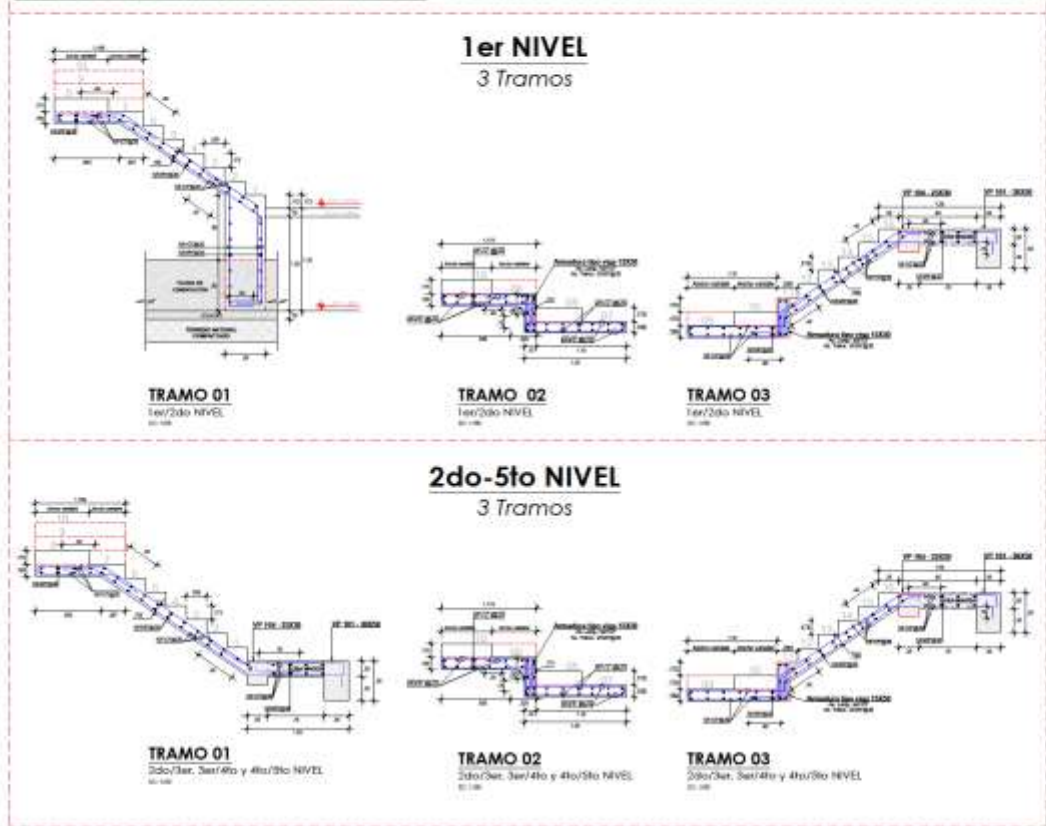
Corte B-B
1/100

| | | |
|--|--|---|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL | |  |
| Profesor/a: Ing. Fernando Espinosa Domínguez | | |
| Proyecto: PLAN DE ORDENAMIENTO URBANO DE LA ZONA DE INTERVENCIÓN DEL BARRIO CALATA DE S. MIGUEL, JAÉN - 2021 | | |
| Curso: ARQUITECTURA CIVIL | | Fecha: 14/04/2021 |
| Hoja: 10/14 | | A-04 |

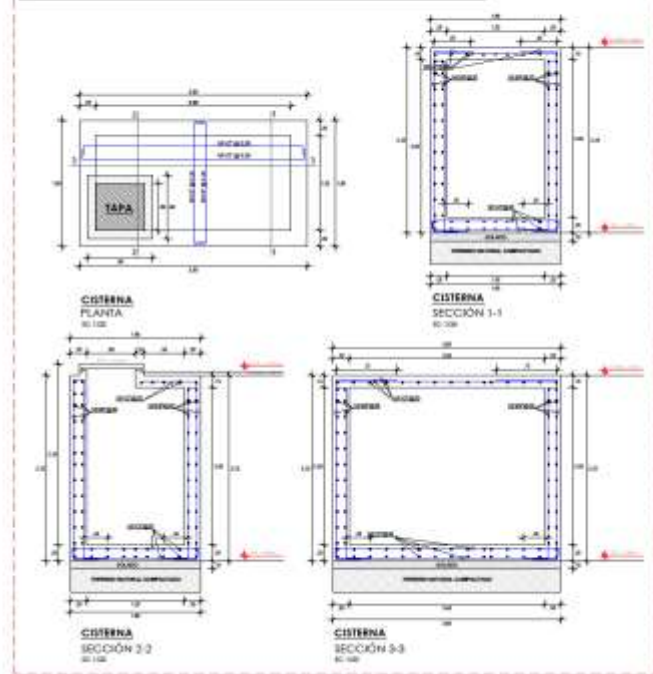
C. Planos estructurales del edificio



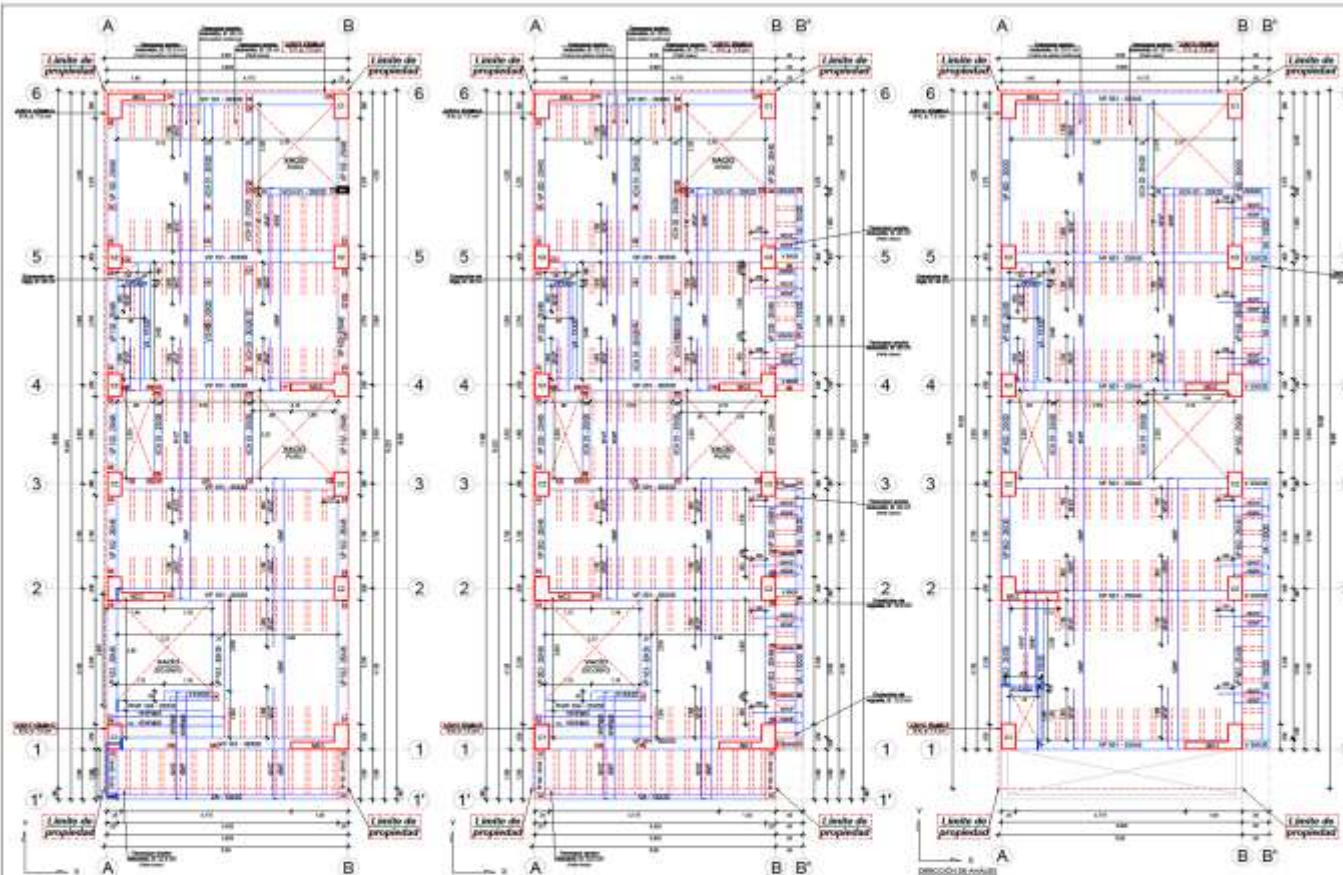
DETALLE N.º 01 - ESCALERA 1er/5to NIVEL



DETALLE N.º 02 - CISTERNA / VOLUMEN: 4.5 m3



| | | | |
|---------------|--|--------------|-------------|
| | UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN | | |
| | FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL | | |
| INVESTIGADOR: | Egr. Francisco González Romero Egr. María Rosalba Trigueros García | | |
| PROYECTO: | REHABILITACIÓN SISMO - RESISTENCIA DE LA RESPONDA DINÁMICA DEL EDIFICIO GARCÍA DE A. NIVEL JAÉN - 2011 | | |
| PLANO: | DETALLE DE ESCALERA Y CISTERNA | | |
| ESCALA: 1/50 | FECHA: | FEBRERO 2012 | |
| | | | E-04 |



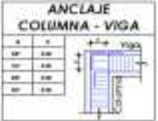
LOSA ALIGERADA (Tecnopor), e = 20 cm
PLANTA - 1er Nivel
 SC: 1/30

LOSA ALIGERADA (Tecnopor), e = 20 cm
PLANTA - 2do, 3er y 4to Nivel
 SC: 1/30

LOSA ALIGERADA (Tecnopor), e = 20 cm
PLANTA - 5to Nivel
 SC: 1/30

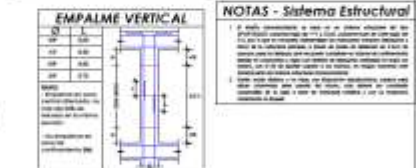
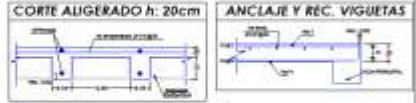
SECCIÓN DE VIGAS

| SECCIÓN DE VIGAS | SECCIÓN DE VIGAS | SECCIÓN DE VIGAS | SECCIÓN DE VIGAS | SECCIÓN DE VIGAS |
|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | | | | |
| 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

| INDICADOR | VALOR | UNIDAD | COMENTARIOS |
|---------------|-------|----------------|---|
| INDICADOR 001 | 1.00 | m ² | Superficie de losa aligerada |
| INDICADOR 002 | 1.00 | m ³ | Volumen de hormigón |
| INDICADOR 003 | 1.00 | m ³ | Volumen de acero |
| INDICADOR 004 | 1.00 | m ³ | Volumen de aligerados |
| INDICADOR 005 | 1.00 | m ³ | Volumen de mortero |
| INDICADOR 006 | 1.00 | m ³ | Volumen de arena |
| INDICADOR 007 | 1.00 | m ³ | Volumen de grava |
| INDICADOR 008 | 1.00 | m ³ | Volumen de cemento |
| INDICADOR 009 | 1.00 | m ³ | Volumen de agua |
| INDICADOR 010 | 1.00 | m ³ | Volumen de aditivo |
| INDICADOR 011 | 1.00 | m ³ | Volumen de fibra |
| INDICADOR 012 | 1.00 | m ³ | Volumen de espuma |
| INDICADOR 013 | 1.00 | m ³ | Volumen de perlita |
| INDICADOR 014 | 1.00 | m ³ | Volumen de vermiculita |
| INDICADOR 015 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas volantes |
| INDICADOR 016 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de carbón |
| INDICADOR 017 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 018 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de plástico |
| INDICADOR 019 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de caucho |
| INDICADOR 020 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de algodón |
| INDICADOR 021 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 022 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 023 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de perlita |
| INDICADOR 024 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 025 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 026 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 027 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 028 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 029 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 030 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 031 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 032 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 033 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 034 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 035 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 036 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 037 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 038 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 039 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 040 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 041 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 042 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 043 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 044 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 045 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 046 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 047 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 048 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 049 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 050 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 051 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 052 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 053 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 054 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 055 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 056 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 057 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 058 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 059 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 060 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 061 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 062 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 063 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 064 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 065 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 066 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 067 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 068 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 069 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 070 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 071 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 072 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 073 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 074 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 075 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 076 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 077 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 078 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 079 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 080 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 081 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 082 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 083 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 084 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 085 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 086 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 087 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 088 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 089 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 090 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |
| INDICADOR 091 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana de vidrio |
| INDICADOR 092 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de lana mineral |
| INDICADOR 093 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de perlita |
| INDICADOR 094 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vermiculita |
| INDICADOR 095 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas volantes |
| INDICADOR 096 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de carbón |
| INDICADOR 097 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de vidrio |
| INDICADOR 098 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de plástico |
| INDICADOR 099 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de caucho |
| INDICADOR 100 | 1.00 | m ³ | Volumen de cenizas de cenizas de algodón |



UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

INVESTIGADORES: Ego. Francisco Contreras Romero
 Ego. Elvira Morales Yegorovskaya Oroskov

PROFESOR: BEATRIZ CARRILLO VARGAS - ASISTENTE DE LA DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL EN EL EDIFICIO SARRAFA EN A. NÚMERO 14200 - JAÉN - 2023

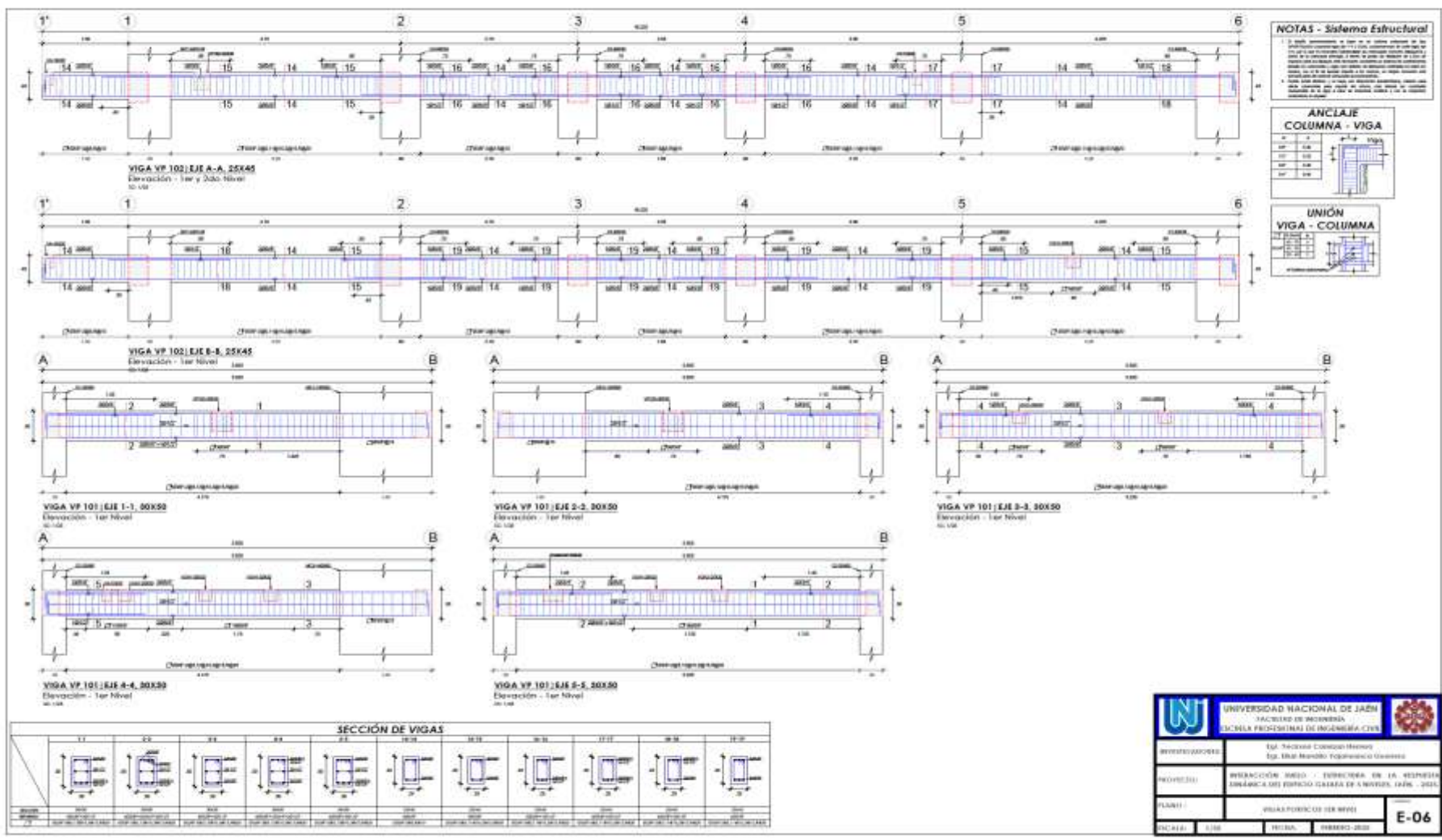
TÍTULO: LOSA ALIGERADA 19x 20x 20 - 30x 30x 30 Y 30x 30x 30

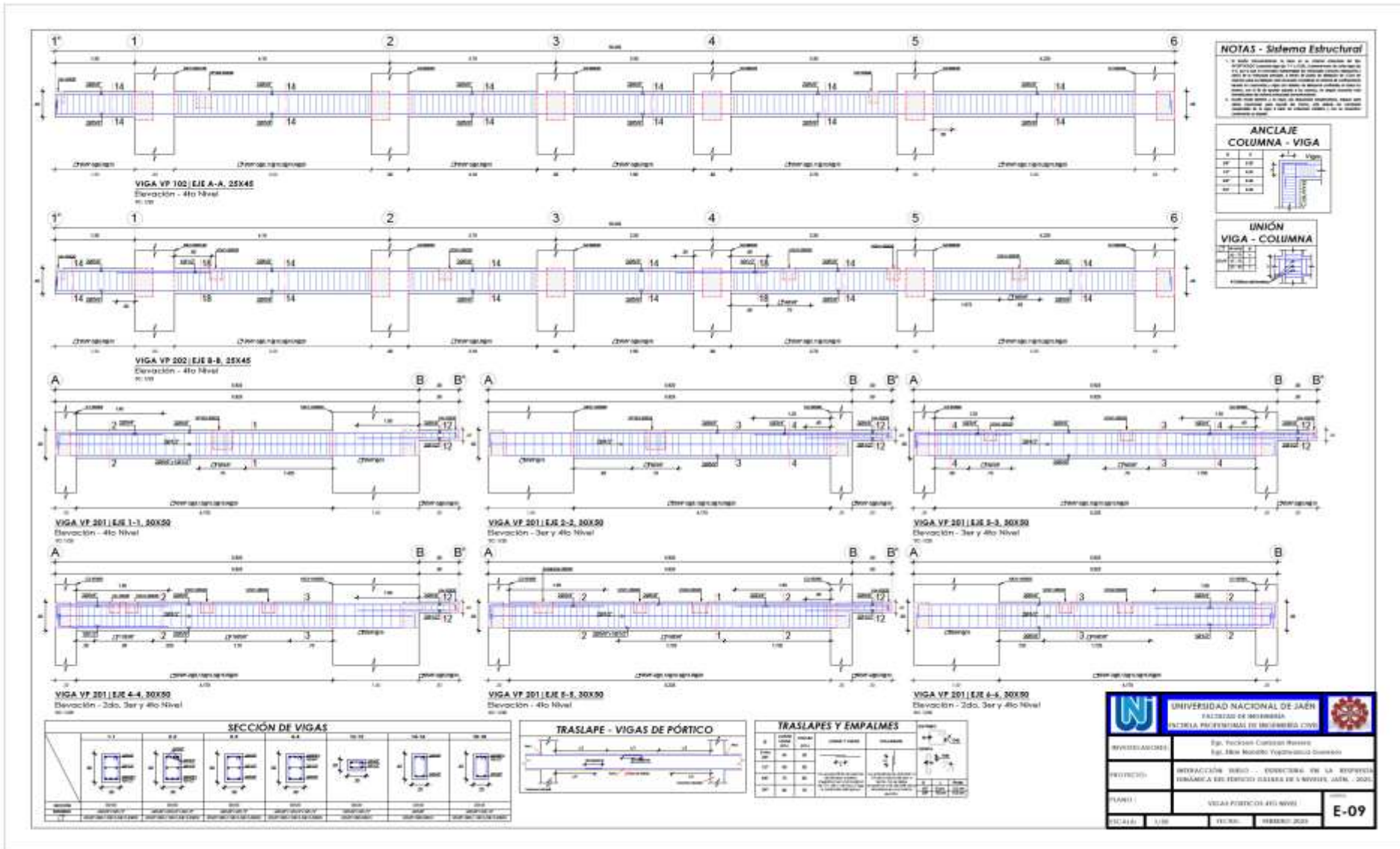
FECHA: 1/2023

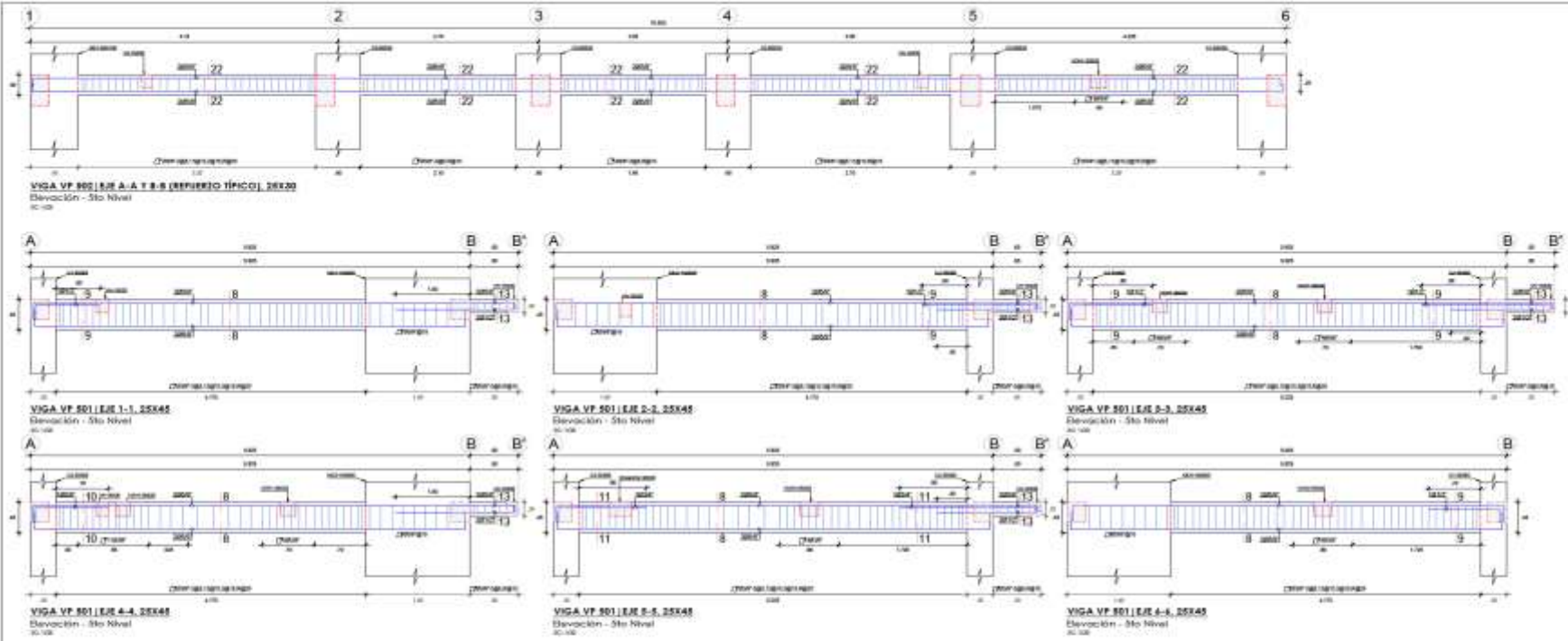
FECHA: 1/2023

FECHA: 1/2023

E-05







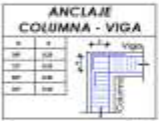
SECCIÓN DE VIGAS

| SECCIÓN | SECCIÓN | SECCIÓN | SECCIÓN | SECCIÓN | SECCIÓN |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1-1 | 2-2 | 3-3 | 4-4 | 5-5 | 6-6 |
| | | | | | |
| SECCIÓN 1-1 | SECCIÓN 2-2 | SECCIÓN 3-3 | SECCIÓN 4-4 | SECCIÓN 5-5 | SECCIÓN 6-6 |



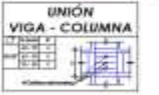
TRASLAPES Y EMPALMES

| SECCIÓN | SECCIÓN | SECCIÓN |
|---------|---------|---------|
| 1-1 | 2-2 | 3-3 |
| | | |



NOTAS - Sistema Estructural

- Sección de vigas y columnas en el plano de la estructura se muestra en el presente documento.
- Sección de vigas y columnas en el plano de la estructura se muestra en el presente documento.
- Sección de vigas y columnas en el plano de la estructura se muestra en el presente documento.
- Sección de vigas y columnas en el plano de la estructura se muestra en el presente documento.
- Sección de vigas y columnas en el plano de la estructura se muestra en el presente documento.
- Sección de vigas y columnas en el plano de la estructura se muestra en el presente documento.



| | | |
|---------------|---|-------------|
| | UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL | |
| | Ing. Francisco Cobian Rivera Ing. Elías Mandujano Topoloveanu Domínguez | |
| PROYECTO: | INTERACCIÓN VÍBRO - PERFORACIÓN DE LA ENTREPIESA DINÁMICA DEL ARREBOLDO SUBSUELO DE 4 NIVELES, JAÉN, 2024 | E-10 |
| PLANO: | VIGAS PERFORACIÓN 4º NIVEL | |
| ESCALA: 1:100 | FECHA: 08/06/2024 | |

Anexo 7. Datos importantes del estudio de mecánica de suelos.

Figura 147

Resumen de resultados de laboratorio de mecánica de suelos.

| CALICATA / ESTRATO | Prof. (°) de Muestreo (m) | Granulometría (%) < 3" | | | Límites de Atterberg | | | Humedad Natural (%) | Proctor | | CBR | | Densidades | | Ang. Fricc. (°) | Cohesión (Kg/cm ²) | Clasificación SUCS |
|--------------------|---------------------------|------------------------|-------|-------|----------------------|------|-------|---------------------|---------|-----|------|------|--------------------------|------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------|
| | | Grava | Arena | Finos | LL | LP | IP | | MDS | OCH | 100% | 95% | Húmeda g/cm ³ | Seca g/cm ³ | | | |
| C-01 - E1 | 0.00-1.20 | 45.27 | 27.25 | 27.48 | 33.2 | 24.4 | 8.80 | 8.22 | | | | | | | | | GC |
| C-01 - E2 | 1.20-2.20 | 30.02 | 51.50 | 18.48 | 30.7 | 23.4 | 7.30 | 9.12 | | | | | 1.74 | 1.60 | 26.69 | 0.07 | SC |
| C-01 - E3 | 2.20-3.50 | 6.36 | 30.31 | 63.33 | 38.6 | 28.5 | 10.30 | 17.61 | | | | | 1.68 | 1.43 | | | CL |
| C-02 - E1 | 0.00-1.10 | 20.41 | 43.21 | 36.38 | 33.2 | 25.5 | 7.70 | 8.12 | 2.18 | 6.4 | 6.14 | 3.62 | | | | | SM |
| C-02 - E2 | 1.10-3.20 | 32.49 | 51.46 | 16.05 | 29.4 | 22.9 | 6.50 | 8.55 | | | | | 2.08 | 1.92 | 29.13 | 0.052 | SM-SC |

Figura 148

Características del suelo determinadas en laboratorio para establecer el perfil del suelo.

| Característica de suelo | Valores | Unidad |
|-------------------------|---------|--------------------|
| Densidad | 1.4 | g/cm ³ |
| Angulo de fricción | 16 | ° |
| Cohesión | 0.2 | Kg/cm ² |
| Resistencia al corte | 0.49 | kg/cm ² |
| Índice de plasticidad | 10.3 | |
| Contenido de humedad | 17.61 | % |

Figura 149

Características físicas y mecánicas de los suelos a nivel de cimentación.

| | |
|---------------------------------------|-------------|
| Clasificación SUCS | SM-SC |
| Porcentaje de gravas (%) | 30 a 33 |
| Porcentaje de arenas (%) | 51 a 52 |
| Porcentaje de finos (%) | 16 a 18 |
| Límite Líquido | 29 a 33 |
| Límite plástico | 22 a 25 |
| Índice de plasticidad | 6 a 8 |
| Humedad natural | 8 a 9 |
| Densidad natural (g/cm ³) | 1.6 a 1.9 |
| Cohesión (C) (Kg/cm ²) | 0.05 a 0.07 |
| Angulo de Fricción (°) | 26 a 29 |

Figura 150

Resumen de las condiciones de cimentación

| Resumen de las condiciones de cimentación | | | |
|---|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Profesional responsable | Ing Civil. Wilmer Rojas Pintado | CIP: | 173245 |
| Tipo de cimentación | Superficial | Estrato de apoyo: | CL |
| Napa freática: | NE | Fecha: | septiembre 2022 |
| Parámetros de diseño de la cimentación | | | |
| Tipo | Platea | Zapatas continuas | Zapatas cuadradas |
| Profundidad "Df" (m) | 0.8 | 1.5 | 1.5 |
| Ancho "B" (m) | 6 | 0.5; 0.75 y 1.0 | 1.0; 2.0 y 3.0 |
| Largo "L" (m) | 18 | Continuo | 1.0; 2.0 y 3.0 |
| Presión admisible (Kg/cm ²) | 1.39Kg/cm ² . | 0.86 a 0.92 Kg/cm ² | 0.97 a 1.17 Kg/cm ² |
| Factor de seguridad | 3 | | |
| Asentamiento | Inmediato: 1.04 a 3.77 cm | | |
| | Diferencial: 2.73 | | |
| Distorsión angular | 1/220 | | |
| Parámetros sísmicos del suelo (E-050 / E-030) | | | |
| Zona: | 2 | Z: | 0.25 |
| Fact. de Amplificación Sísmica (C) | 2.5 | U: | 1.00 |
| Perfil del suelo: | S3 | Factor de suelo (S): | 1.4 |
| Periodo Tp; | 1.0 | Periodo Tl: | 1.5 |
| Agresividad de suelo | Leve Por sulfatos | Recomendación: | F'c 280 Kg/cm ² |
| Problemas especiales de cimentación | | | |
| Licuefacción: | No licuable | | |
| Colapso: | No colapsable | | |
| Expansión | No expansivo | | |
| Recomendación: | Platea de cimentación | | |



AUTORIZACIÓN DEL USO DE LA PROPIEDAD

Por medio de la presente documento, yo, Anibal Alejandro Uriarte Dávila, con DNI:71068279 y domicilio en la calle Lambayeque N.º 329, autorizo el uso del edificio **Galilea** que por solicitud de una empresa que tenía el mismo nombre de un proyecto inmobiliario se ha cambiado la denominación de la edificación a "**la Fontana**" ubicado en la Calle Bracamoros, de la Hab. Urbana "Pakamuros I", Manzana "B" Lote N.º05, sector Monterrico del distrito Jaén- provincia Jaén- departamento Cajamarca., para la recolección, procesamiento, uso de datos y publicación de resultados a través de mediciones y fichas técnicas para fines del trabajo de investigación titulado "Interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio Galilea de cinco niveles, Jaén – 2025."

Se solicita a los interesados Yeckson Camizan Herrera y Elkin Nandito Yajahuanca Guerrero responsables del proyecto hacer uso de la propiedad con el respeto y cuidado necesarios, manteniéndola en las mismas condiciones en las que fue entregada.

Agradezco de antemano su colaboración en el avance de la ciencia e investigación.

Jaén, 12 de mayo de 2025

Atentamente,


Arq. Anibal Alejandro Uriarte Dávila
CAP: 18333

DNI: 71068279

HINGENIA

EDUCACIÓN ONLINE EFECTIVA

CERTIFICADO

DE APROBACIÓN

DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES MULTIFAMILIARES CON ROBOT STRUCTURAL

ELKIN NANDITO YAJAHUANCA GUERRERO

POR HABER CULMINADO Y APROBADO EL PRESENTE CURSO, HACIENDO UN TOTAL DE 120 HORAS ACADÉMICAS

EL PRESENTE CURSO FUE REALIZADO DEL 26 DE MARZO DEL 2024 AL 26 DE MAYO DEL 2025



ING. SALVADOR VELASQUEZ
LEONCIO VIDAL
GERENTE GENERAL



ING. JULCARIMA
ESPIRITU ABEL MAX
INSTRUCTOR

Fecha de Entrega: 27 de Mayo

Verifica la validez y autenticidad de este certificado escaneando el código QR.

4e5fd56e232e2825

