



ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES CON SÓTANOS, EN LA SELVA PERUANA-REGIÓN LORETO

Línea de investigación:

Desarrollo urbano-rural

Tesis para optar el Grado Académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Pinedo García, Amador

Asesor

Soto Vásquez, Duber Enrique
(ORCID: 0000-0001-5855-7045)

Jurado

Guevara Bendezú, José Claudio

Esenarro Vargas, Doris

Jiménez Calderón, César Eduardo

Lima - Perú

2023

Referencia:

Pinedo, A. (2022). *Comportamiento sísmico de edificaciones con sótanos, en la selva peruana - región Loreto [Tesis de doctorado en la Universidad Nacional Federico Villarreal]*. <https://repositorio.unfv.edu.pe/handle/20.500.13084/6562>



Reconocimiento - No comercial - Sin obra derivada (CC BY-NC-ND)

El autor sólo permite que se pueda descargar esta obra y compartirla con otras personas, siempre que se reconozca su autoría, pero no se puede generar obras derivadas ni se puede utilizar comercialmente.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>



Universidad Nacional
Federico Villarreal

VRIN | VICERRECTORADO
DE INVESTIGACIÓN

ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES CON SÓTANOS, EN LA
SELVA PERUANA-REGIÓN LORETO

Línea de investigación

Desarrollo urbano-rural

Tesis para optar el grado académico de

Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Pinedo García, Amador

Asesor

Soto Vásquez, Duber Enrique

Código ORCID-0000-0001-5855-7045

Jurados

Guevara Bendezú, José Claudio

Esenarro Vargas, Doris

Jiménez Calderón, César Eduardo

Lima – Perú

2023

DEDICATORIA

A Dios por haberme guiado, fortalecido, para llegar a mi meta que es terminar mi doctorado; a mi esposa e hijos, quienes estuvieron siempre dándome ánimos. A mi abuelo Juan Pedro García Vásquez, a mi Padre Amador Pinedo Saavedra y a mi tío José Antonio García Ramírez, que me inculcaron la ingeniería civil.

RECONOCIMIENTO

Mi especial reconocimiento para los distinguidos Miembros del Jurado:

Dr. José Claudio Guevara Bendezú

Dra. Doris Esenarro Vargas

Dr. César Eduardo Jiménez Calderón

Por su criterio objetivo en la evaluación de este trabajo de investigación.

Asimismo, mi reconocimiento para mi asesor:

Dr. Duber Enrique Soto Vásquez

Por las sugerencias recibidas para el mejoramiento de este trabajo.

Muchas gracias para todos.

ÍNDICE

| | |
|--|----------|
| CARATULA..... | i |
| DEDICATORIA | II |
| RECONOCIMIENTO..... | III |
| ÍNDICE..... | IV |
| ÍNDICE DE TABLAS | VI |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | XI |
| RESUMEN | XV |
| ABSTRACT..... | XVI |
| I. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1. Planteamiento del problema..... | 2 |
| 1.2. Descripción del problema | 4 |
| 1.3. Formulación del problema | 5 |
| 1.3.1. Problema general | 5 |
| 1.3.2. Problemas específicos..... | 5 |
| 1.4. Antecedentes | 5 |
| 1.4.1. Antecedentes nacionales..... | 5 |
| 1.4.2. Antecedentes internacionales | 10 |
| 1.5. Justificación de la investigación | 13 |
| 1.6. Limitaciones de la investigación..... | 16 |
| 1.7. Objetivos..... | 16 |
| 1.7.1. Objetivo general | 16 |
| 1.7.2. Objetivos específicos | 16 |
| 1.8. Hipótesis | 17 |
| 1.8.1. Hipótesis general | 17 |

| | |
|--|-----|
| 1.8.2. Hipótesis específicas..... | 17 |
| II. MARCO TEÓRICO..... | 18 |
| 2.1. Base teórica..... | 18 |
| 2.2. Base filosófica..... | 44 |
| 2.3. Base tecnológica | 53 |
| 2.4. Base legal | 58 |
| 2.5. Hipótesis y variables..... | 60 |
| III. MÉTODO | 70 |
| 3.1. Tipo de Investigación..... | 70 |
| 3.2. Población y Muestra | 71 |
| 3.3. Operacionalización de las variables..... | 74 |
| 3.4. Instrumentos..... | 74 |
| 3.5. Procedimientos..... | 75 |
| 3.6. Análisis de Datos | 79 |
| 3.7. Consideraciones Éticas. | 81 |
| IV. RESULTADOS..... | 82 |
| V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS | 247 |
| VI. CONCLUSIONES | 249 |
| VII. RECOMENDACIONES..... | 251 |
| VIII. REFERENCIAS..... | 252 |
| IX. ANEXOS | 255 |
| Anexo A. Matriz de Consistencia | 256 |
| Anexo B. Carta de validación de instrumentos..... | 257 |
| Anexo C. Ficha de validación de instrumentos | 258 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|-----|
| Tabla 1 Código y nomenclatura UNESCO | 71 |
| Tabla 2 Viviendas particulares urbanas. | 72 |
| Tabla 3 Viviendas particulares con techo de concreto armado, 2005-2016. | 72 |
| Tabla 4 Operacionalización de las variables..... | 74 |
| Tabla 5 Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos..... | 75 |
| Tabla 6 Pre dimensionamiento de losa aligerada..... | 88 |
| Tabla 7 Pre dimensionamiento de vigas peraltadas para la Súper Estructura..... | 89 |
| Tabla 8 Pre dimensionamiento de vigas peraltadas en la sub estructura | 89 |
| Tabla 9 Áreas de columnas en pisos típicos | 91 |
| Tabla 10 Pre dimensionamiento de columnas | 92 |
| Tabla 11 Descripción de los modelos computacionales para el edificio de tres niveles. | 96 |
| Tabla 12 Descripción de los modelos computacionales para el edificio de cinco niveles | 97 |
| Tabla 13 Características arquitectónicas de modelos computacionales edificio tres niveles | 98 |
| Tabla 14 Características arquitectónicas de modelos computacionales edificio cinco niveles | 99 |
| Tabla 15 Cargas gravitacionales de entre piso – Edificio de 3 y 5 Niveles..... | 104 |
| Tabla 16 Cargas gravitacionales en Azotea – Edificio de 3 y 5 Niveles | 104 |
| Tabla 17 Cargas gravitacionales de piso – Edificio de 3 y 5 Niveles y 1, 2 y 3 Sótanos | 104 |
| Tabla 18 Cargas gravitacionales de Azotea – Edificio de 3 y 5 Niveles y 1, 2 y 3 Sótanos . | 104 |
| Tabla 19 Parámetros sísmicos de los modelos computacionales para edificio tres niveles... | 105 |
| Tabla 20 Parámetros sísmicos de los modelos computacionales para edificio cinco niveles. | 106 |
| Tabla 21 Periodos de vibración de los modelos computacionales edificio tres niveles | 112 |
| Tabla 22 Periodos de vibración de los modelos computacionales edificio cinco niveles | 113 |
| Tabla 23 Fuerza cortante en la base para modelos computacionales edificio tres niveles ... | 119 |
| Tabla 24 Fuerza cortante en la base para modelos computacionales edificio cinco niveles | 121 |

| | | |
|----------|---|-----|
| Tabla 25 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST0 3N..... | 123 |
| Tabla 26 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST0 3N..... | 123 |
| Tabla 27 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST0 3N..... | 124 |
| Tabla 28 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST0 3N..... | 124 |
| Tabla 29 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST0 3N..... | 124 |
| Tabla 30 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST0 3N..... | 125 |
| Tabla 31 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST1 3N..... | 129 |
| Tabla 32 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST1 3N..... | 129 |
| Tabla 33 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST1 3N..... | 129 |
| Tabla 34 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST1 3N..... | 130 |
| Tabla 35 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST1 3N..... | 130 |
| Tabla 36 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST1 3N..... | 130 |
| Tabla 37 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST2 3N..... | 134 |
| Tabla 38 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST2 3N..... | 134 |
| Tabla 39 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST2 3N..... | 135 |
| Tabla 40 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST2 3N..... | 135 |
| Tabla 41 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST2 3N..... | 136 |
| Tabla 42 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST2 3N..... | 136 |
| Tabla 43 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST3 3N..... | 139 |
| Tabla 44 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST3 3N..... | 140 |
| Tabla 45 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST3 3N..... | 140 |
| Tabla 46 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST3 3N..... | 141 |
| Tabla 47 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST3 3N..... | 141 |
| Tabla 48 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST3 3N..... | 142 |
| Tabla 49 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST0 5N..... | 146 |

| | | |
|----------|---|-----|
| Tabla 50 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST0 5N..... | 146 |
| Tabla 51 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST0 5N..... | 147 |
| Tabla 52 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST0 5N..... | 147 |
| Tabla 53 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST0 5N..... | 148 |
| Tabla 54 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST0 5N..... | 148 |
| Tabla 55 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST1 5N..... | 152 |
| Tabla 56 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST1 5N..... | 152 |
| Tabla 57 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST1 5N..... | 153 |
| Tabla 58 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST1 5N..... | 153 |
| Tabla 59 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST1 5N..... | 154 |
| Tabla 60 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST1 5N..... | 154 |
| Tabla 61 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST2 5N..... | 158 |
| Tabla 62 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST2 5N..... | 158 |
| Tabla 63 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST2 5N..... | 159 |
| Tabla 64 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST2 5N..... | 159 |
| Tabla 65 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST2 5N..... | 160 |
| Tabla 66 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST2 5N..... | 160 |
| Tabla 67 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST3 5N..... | 164 |
| Tabla 68 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S3 ST3 5N..... | 164 |
| Tabla 69 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S2 ST3 5N..... | 165 |
| Tabla 70 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z2 S3 ST3 5N..... | 165 |
| Tabla 71 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST3 5N..... | 166 |
| Tabla 72 | Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z3 S2 ST3 5N..... | 166 |
| Tabla 73 | Desplazamientos de entre piso Δ_i – Edificio 3N..... | 170 |
| Tabla 74 | Desplazamientos de entre piso Δ_i – Edificio 5N..... | 171 |

| | | |
|----------|---|-----|
| Tabla 75 | Fuerza Axial en columna D4 – Edificio de tres niveles | 175 |
| Tabla 76 | Fuerza Axial en columna D4 – Edificio de cinco niveles..... | 176 |
| Tabla 77 | Fuerza Axial en columna E2 – Edificio de tres niveles..... | 180 |
| Tabla 78 | Fuerza Axial en columna E2 – Edificio de cinco niveles | 181 |
| Tabla 79 | Fuerza Axial en columna F2 – Edificio de tres niveles | 185 |
| Tabla 80 | Fuerza Axial en columna F2 – Edificio de cinco niveles | 186 |
| Tabla 81 | Fuerza Axial en columna F3 – Edificio de tres niveles | 189 |
| Tabla 82 | Fuerza Axial en columna F3 – Edificio de cinco niveles | 190 |
| Tabla 83 | Fuerza Axial en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de tres niveles..... | 195 |
| Tabla 84 | Fuerza Axial en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de cinco niveles..... | 196 |
| Tabla 85 | Fuerza de corte en columna D4 – Edificio de tres niveles..... | 197 |
| Tabla 86 | Fuerza de corte en columna D4 – Edificio de cinco niveles..... | 198 |
| Tabla 87 | Fuerza de corte en columna E2 – Edificio de tres niveles | 200 |
| Tabla 88 | Fuerza de corte en columna E2 – Edificio de cinco niveles | 201 |
| Tabla 89 | Fuerza de corte en columna F2 – Edificio de tres niveles | 203 |
| Tabla 90 | Fuerza de corte en columna F2 – Edificio de cinco niveles | 204 |
| Tabla 91 | Fuerza de corte en columna F3 – Edificio de tres niveles | 206 |
| Tabla 92 | Fuerza de corte en columna F3 – Edificio de cinco niveles | 207 |
| Tabla 93 | Fuerza de Corte en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de tres niveles..... | 211 |
| Tabla 94 | Fuerza de Corte en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de cinco niveles | 212 |
| Tabla 95 | Momento flector en columna D4 – Edificio de tres niveles | 213 |
| Tabla 96 | Momento flector en columna D4 – Edificio de cinco niveles | 214 |
| Tabla 97 | Momento flector en columna E2 – Edificio de tres niveles..... | 216 |
| Tabla 98 | Momento flector en columna E2 – Edificio de cinco niveles..... | 217 |
| Tabla 99 | Momento flector en columna F2 – Edificio de tres niveles..... | 219 |

| | | |
|-----------|--|-----|
| Tabla 100 | Momento flector en columna F2 – Edificio de cinco niveles | 220 |
| Tabla 101 | Momento flector en columna F3 – Edificio de tres niveles | 222 |
| Tabla 102 | Momento flector en columna F3 – Edificio de cinco niveles | 223 |
| Tabla 103 | Momento Flector en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de tres niveles..... | 227 |
| Tabla 104 | Momento Flector en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de cinco niveles..... | 228 |
| Tabla 105 | Momento Flector en viga V106 – Edificio de tres niveles | 231 |
| Tabla 106 | Momento Flector en viga V106 – Edificio de cinco niveles | 232 |
| Tabla 107 | Momento Flector en viga V107 – Edificio de tres niveles | 234 |
| Tabla 108 | Momento Flector en viga V107 – Edificio de cinco niveles | 235 |
| Tabla 109 | Momento Flector en viga V166 – Edificio de tres niveles | 237 |
| Tabla 110 | Momento Flector en viga V166 – Edificio de cinco niveles | 238 |
| Tabla 111 | Momento Flector en viga V167 – Edificio de tres niveles | 240 |
| Tabla 112 | Momento Flector en viga V167 – Edificio de cinco niveles | 241 |
| Tabla 113 | Momento Flector en vigas V106, V107, V166, V167- Edificio tres niveles | 245 |
| Tabla 114 | Momento Flector en vigas V106, V107, V166, V167- Edificio cinco niveles.... | 246 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|-----|
| Figura 1 Corte de la Tierra ilustrando el proceso de un sismo. | 20 |
| Figura 2 Azul: límites entre Placas Tectónicas, Rojo: Volcanes, Amarillo: Sismos..... | 22 |
| Figura 3 Propiedades básicas de una estructura vibrante..... | 22 |
| Figura 4 Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura | 24 |
| Figura 5 Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración | 25 |
| Figura 6 Vibración libre..... | 26 |
| Figura 7 Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo | 27 |
| Figura 8 Vibración libre no amortiguada..... | 28 |
| Figura 9 Vibración libre amortiguada..... | 29 |
| Figura 10 Relación carga deformación de una estructura..... | 30 |
| Figura 11 Edificio de sistema estructural aporticado ciudad Iquitos-Loreto-Perú | 33 |
| Figura 12 Edificio con sótanos. Lima-Perú | 34 |
| Figura 13 Edificio con sótanos. Lima-Perú | 34 |
| Figura 14 Espectro de Aceleración Normalizado, propuesto por la Norma E.030- RNE, para los tres tipos de suelo. | 39 |
| Figura 15 Paños para el Dimensionamiento de losas..... | 87 |
| Figura 16 Vista en elevación del edificio con sótanos..... | 93 |
| Figura 17 Vista en planta del edificio sin sótanos | 94 |
| Figura 18 Vista en planta del edificio sin sótanos | 95 |
| Figura 19 Vista tridimensional del edificio sin sótanos y 3 niveles. | 100 |
| Figura 20 Vista tridimensional del edificio sin sótanos y 5 niveles. | 100 |
| Figura 21 Vista tridimensional del edificio sin sótanos y 5 niveles. | 101 |
| Figura 22 Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y un sótano. | 101 |
| Figura 23 Vista tridimensional del edificio de tres niveles y dos sótanos..... | 102 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| Figura 24 | Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y dos sótanos. | 102 |
| Figura 25 | Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y dos sótanos. | 103 |
| Figura 26 | Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y tres sótanos. | 103 |
| Figura 27 | Espectro de respuesta para los modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5, 6 | 107 |
| Figura 28 | Espectro de respuesta para los modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11, 12 | 107 |
| Figura 29 | Espectro de respuesta para modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17, 18..... | 108 |
| Figura 30 | Espectro de respuesta para modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23, 24 | 108 |
| Figura 31 | Espectro de respuesta para modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29, 30 | 109 |
| Figura 32 | Espectro de respuesta para modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, 36 | 109 |
| Figura 33 | Espectro de respuesta para modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, 42 | 110 |
| Figura 34 | Espectro de respuesta para modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, 48..... | 110 |
| Figura 35 | Variación del periodo fundamental de vibración con la incorporación de estructuras de sótanos..... | 114 |
| Figura 36 | Variación periodo de vibrar T2 con la incorporación de estructuras de sótanos.. | 115 |
| Figura 37 | Variación periodo de vibrar T3 con la incorporación de estructuras de sótanos. | 116 |
| Figura 38 | Variación de fuerza sísmica con la incorporación de las estructuras de sótano... | 121 |
| Figura 39 | Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5 ,6. | 126 |
| Figura 40 | Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5 ,6..... | 127 |
| Figura 41 | Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11, 12. . | 131 |
| Figura 42 | Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11, 12..... | 132 |
| Figura 43 | Desplazamientos entre piso – Modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17, 18. | 137 |
| Figura 44 | Comparativo de desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17, 18..... | 138 |

| | |
|--|-----|
| Figura 45 Desplazamientos entre piso – Modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23, 24. | 143 |
| Figura 46 Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23, 24..... | 144 |
| Figura 47 Desplazamientos entre piso – Modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29, 30. | 149 |
| Figura 48 Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29, 30..... | 150 |
| Figura 49 Desplazamientos entre piso – Modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, 36. | 155 |
| Figura 50 Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, 36..... | 156 |
| Figura 51 Desplazamientos entre piso – Modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, 42. . | 161 |
| Figura 52 Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, 42..... | 162 |
| Figura 53 Desplazamientos entre piso-Modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, 48.... | 167 |
| Figura 54 Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, 48..... | 168 |
| Figura 55 Identificación de columnas de análisis. | 172 |
| Figura 56 Identificación columnas de análisis D4. | 173 |
| Figura 57 Identificación columnas de análisis E2, F2. | 173 |
| Figura 58 Identificación columnas de análisis F3..... | 174 |
| Figura 59 Variación de la fuerza axial en la columna D4 – Caso de carga D, L..... | 177 |
| Figura 60 Variación de la fuerza axial en la columna D4 – Caso de Carga EQx, EQy..... | 178 |
| Figura 61 Variación de la fuerza axial en la columna E2 – Caso de carga D, L. | 182 |
| Figura 62 Variación de la fuerza axial en la columna E2 – Caso de Carga EQx, EQy | 183 |
| Figura 63 Variación de la fuerza axial en la columna F2 – Caso de carga D, L. | 187 |
| Figura 64 Variación de la fuerza axial en la columna F2 – Caso de Carga EQx, EQy | 188 |

| | |
|---|-----|
| Figura 65 Variación de la fuerza axial en la columna F3 – Caso de carga D, L. | 191 |
| Figura 66 Variación de la fuerza axial en la columna F3 – Caso de Carga EQx, EQy | 192 |
| Figura 67 Variación de fuerza de corte en la columna D4-Caso de carga D, L, EQx, EQy .. | 199 |
| Figura 68 Variación de fuerza de corte en la columna E2-Caso de carga D, L, EQx, EQy . | 202 |
| Figura 69 Variación de fuerza de corte en la columna F2-Caso de carga D, L, EQx, EQy . | 205 |
| Figura 70 Variación de fuerza de corte en la columna F3-Caso de carga D, L, EQx, EQy . | 208 |
| Figura 71 Variación de la fuerza axial en la columna D4-Caso de carga D, L, EQx, EQy .. | 215 |
| Figura 72 Variación de la fuerza axial en la columna E2-Caso de carga D, L, EQx, EQy .. | 218 |
| Figura 73 Variación de la fuerza axial en la columna F2-Caso de carga D, L, EQx, EQy .. | 221 |
| Figura 74 Variación de la fuerza axial en la columna F3-Caso de carga D, L, EQx, EQy .. | 224 |
| Figura 75 Identificación de vigas analizadas. | 229 |
| Figura 76 Identificación de vigas V166 y V167 analizadas. | 230 |
| Figura 77 Identificación de vigas V106 y V107 analizadas. | 230 |
| Figura 78 Variación del momento flector en viga V106 – Caso de carga D, L, EQy | 233 |
| Figura 79 Variación del momento flector en viga V107 – Caso de carga D, L, EQy. | 236 |
| Figura 80 Variación del momento flector en viga V166 – Caso de carga D, L, EQx. | 239 |
| Figura 81 Variación del momento flector en viga V167 – Caso de carga D, L, EQx. | 242 |

RESUMEN

El objetivo de esta investigación fue determinar si las edificaciones con sótanos afectan al comportamiento sísmico, en edificaciones ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con énfasis en la variación de esfuerzos en los pórticos principales, y la respuesta sísmica. Se analizó edificios de cinco (5) pisos de altura sin sótanos, y con tres distintos niveles de sótanos, 1, 2 y 3, ubicados en la Región Loreto, y sus Provincias. De acuerdo con sus condiciones sísmicas y geotécnicas de su área territorial. Los edificios fueron modelados en el programa computacional ETABS V2016. Los resultados referidos a la respuesta sísmica mostraron que la distribución de corte de piso en las edificaciones con sótanos fueron menores en promedio del 32.94% que las edificaciones que no presentaron sótanos, los momentos de volteo de piso en las edificaciones con sótanos fueron menores en promedio del 23.77% que las edificaciones que presentaron sótanos y las derivas de entrepiso en las edificaciones con sótanos fueron menores en promedio del 6.85% que las edificaciones que presentaron sótanos. Respecto a los esfuerzos principales, los sótanos disminuyeron los esfuerzos en las edificaciones, en 43.97% y 43.66% en los esfuerzos de corte y momentos flectores respectivamente. Las fuerzas en los elementos estructurales, la incorporación de las estructuras de sótanos disminuye las fuerzas. En los edificios de cinco pisos y tres niveles de sótanos, se incrementa la fuerza sísmica.

Palabras Claves: Estructura de sótanos, edificio aporticado, fuerza sísmica, periodos de vibración.

ABSTRACT

This investigation "Seismic behavior of buildings with basements, in the Peruvian Jungle-Loreto Region" was carried out considering the lack of specifications in seismic standards, such as the Peruvian Seismic Design Standard E.030 - 2019. The objective of this investigation was to determine whether The buildings with basements affect the seismic behavior in buildings located in the Peruvian Jungle of the Loreto Region, with emphasis on the stress variation in the main frames, and the seismic response. Buildings of five (5) stories high without basements, and with three different levels of basements, 1, 2 and 3, located in the Loreto Region and its Provinces were analyzed. According to the seismic and geotechnical conditions of its territorial area. The buildings were modeled in the ETABS V2016 computer program. The results referred to the seismic response showed that the floor cut distribution in the buildings with basements were lower on average of 32.94% than the buildings that did not have basements, the moments of floor turning in the buildings with basements were lower on average of 23.77% that the buildings that presented basements and the mezzanine drifts in the buildings with basements were lower on average of 6.85% than the buildings that presented basements. Regarding the main stresses, basements decreased stresses in buildings, by 43.97% and 43.66% in shear stresses and bending moments, respectively. The forces in the structural elements, the incorporation of the basement structures decreases the forces. In buildings with five floors and three basement levels, the seismic force is increased.

Key Words: Basement structure, seismic behavior, vibration periods, internal forces, shear force.

I. INTRODUCCIÓN

Uno de los temas actuales más discutidos en la ingeniería sísmica es respecto sobre el análisis, diseño y comportamiento sísmico de edificaciones con sótanos, donde surge la controversia de incorporar o no estos sótanos en los respectivos análisis y diseños sísmicos, para poder analizar correctamente los efectos de estos sótanos en la respuesta sísmica de las estructuras. Esto ha conllevado en la última década a generar diversas investigaciones para determinar la incidencia de estos sótanos en los análisis y diseños sísmicos de edificaciones y viviendas.

Por ello el objetivo de esta investigación es determinar el efecto de los sótanos en el comportamiento sísmico de los edificios aporticados para vivienda y edificaciones en la Selva Peruana de la Región Loreto, con énfasis en la variación de esfuerzos en los pórticos principales, y la respuesta sísmica, debido a la carencia de especificaciones o recomendaciones en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 – 2019, sobre cómo se debe considerar la inclusión de los sótanos en el análisis sísmico, del sistema estructural aporticado, para obtener un análisis más preciso acerca del comportamiento sísmico de edificaciones con sótanos.

Se realizó el planteamiento, la descripción, la formulación del problema y los antecedentes, acerca de la inclusión de los sótanos en los análisis sísmicos de edificios, con esta información se planteó la justificación, fundamento, la importancia, las limitaciones, los objetivos e hipótesis, de la investigación. En el marco teórico relacionado con los conceptos del análisis y comportamiento sísmico de edificaciones; base teórica, base filosófica, base tecnológica y base legal que son el cuerpo de esta investigación. En el método se describe el tipo, nivel y diseño, población y muestra, operacionalización de las variables, instrumentos, procedimientos, análisis de datos y consideraciones éticas. Se presentan los resultados, lo cual

se divide en tres etapas, en la primera se presentaron los resultados obtenidos del análisis sísmico a las edificaciones con sótanos y sin sótanos; en la segunda se realizó la contratación de las hipótesis planteadas, y en la tercera parte se realizó el análisis de dichas hipótesis. Para finalizar, la discusión de los resultados que se obtuvieron. Conclusiones y las recomendaciones, referencias y anexos.

1.1. Planteamiento del problema

Según la Organización Mundial de la Salud (OMS) los sismos son temblores que se dan en la tierra, se producen de manera imprevista, considerados desastres naturales, se propagan por debajo de la corteza terrestre causando fuertes sacudidas, grietas, incrementando la tasa de morbilidad y mortalidad, por asfixia, traumatismos o daños producidos por la caída de infraestructura de viviendas y/o instalaciones.

Según declaraciones del Banco Interamericano de desarrollo (BID), el Perú es un país con categoría de vulnerabilidad mediana, lo que significa que está susceptible a ser afectado por desastres naturales o inesperados, es decir, sufrir de efectos adversos a raíz de ellos, como por ejemplo los temblores y/o terremotos, este último en mención cobra muchas víctimas lo que constituye a un problema nacional, por lo que se busca proteger sobre todas las cosas la vida humana.

La Oficina Regional para las Américas de la Organización Mundial de la Salud (OMS), La Organización Panamericana de la Salud – OPS (2021), en sus documentos estratégicos de la OPS/OMS menciona:

Un terremoto puede ser definido como un temblor en la tierra causado por ondas moviéndose causando: fallas de la superficie, temores vibratorios, licuefacción, derrumbes, temblores y/o tsunamis. A nivel mundial, más un millón de sismos ocurren mundialmente, resultando en un promedio de dos sismos por minuto. Un terremoto de gran magnitud en una

zona urbana es uno de los peores desastres naturales que pueden ocurrir. Durante las últimas cuatro décadas (1970-2017), los terremotos han causado más de un millón de fatalidades a nivel mundial en Armenia, China, Ecuador, Guatemala, Haití, Irán, India, Indonesia, Japón, México, Pakistán, Perú y Turquía. La desmesurada urbanización en diversas partes sísmicamente activas del mundo, da resultado a mega ciudades con densidades poblacionales de 20 000 a 60 000 hab/km². Dichas ciudades son altamente vulnerables a los efectos negativos de los terremotos, tales como la alta tasa de letalidad causada por trauma, asfixia, hipotermia e insuficiencia respiratoria aguda, además de las lesiones y/o fracturas por destrucción de infraestructura.

En comunicado de prensa, el Perú refuerza su capacidad de respuesta ante los desastres naturales con apoyo del BID (2013):

Debido a su ubicación geográfica y a diversos factores sociales, económicos y demográficos, el Perú se halla sumamente expuesto a numerosas amenazas de desastres naturales, como terremotos con alto potencial de daños. De hecho, el Perú ha sido calificado como uno de los países más vulnerable del hemisferio frente a las múltiples amenazas naturales y ocupa el vigésimo lugar entre los países económicamente más activos del mundo en lo atinente a la vulnerabilidad frente a tres o más sucesos naturales adversos.

El Secretario General Adjunto de la OEA, Méndez (2021), manifestó:

Ayer tuvimos la oportunidad de recibir la disertación del Presidente Ejecutivo del Instituto Geofísico del Perú, Doctor Hernando Tavera, para dar sustento científico al escenario planteado en este ejercicio, que es un sismo de gran magnitud. Se habló de la potencialidad sísmica de la Costa Oeste de las Américas, es decir que este supuesto escenario para el ejercicio no solo sería para Perú, sino que puede suceder en cualquier país que se encuentra en esta parte de la Costa Oeste de las Américas, para lo cual debemos estar preparados. Las Américas es una

región especialmente expuesta a terremotos por su ubicación cercana a placas tectónicas en movimiento y ha sufrido el efecto de grandes sismos a lo largo de su historia. Tenemos el terremoto de mayor magnitud registrado en el mundo que tuvo lugar en la ciudad de Valdivia en Chile en 1960, dejando a más de 2 000 muertos y dos millones de personas damnificadas. También recordamos con mucha tristeza el sismo que sacudió a Haití en enero del 2010, que dejó más de 300 000 muertos.

1.2. Descripción del problema

En las grandes construcciones, se proyectan sótanos o subsuelos, son éstas las soluciones ante los elevados costos de terrenos y la necesidad de obtener mayor superficie, pero el hecho es realizar socavaciones de dimensiones considerables se presentan problemas de la estabilidad de los suelos con los ocurrido en diferentes partes del mundo, y el Perú no es ajeno a este creciente problema. con la construcción de distintos niveles de hasta 9 sótanos, generalmente usados como estacionamientos. Espíritu (2020).

Según el presidente ejecutivo del Instituto Geofísico del Perú (IGP) refiere que cuando se produce un sismo, lo único que este hace, es sacudir el suelo. "Si las construcciones que el hombre ha logrado en el tiempo no son capaces de soportar ese sacudimiento, van a colapsar, y las personas pierden la vida no por el terremoto, sino por el colapso de las viviendas.

Agregó que hoy vemos ciudades como la nuestra, o cualquier otra del Perú o de América del Sur, que han crecido de manera desordenada, a partir del autoconstrucción, y eso es lo que nos lleva a tener viviendas que no son construidas para soportar el sacudimiento del suelo y tampoco están levantadas sobre suelos adecuados, que cuando son blandos amplifican las ondas y cuando son duros o compactos, las atenúan".

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cómo la incorporación de una estructura de sótanos, afecta el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, incrementara la fuerza sísmica?
- ¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuirá los periodos de vibración?
- ¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuirá las fuerzas en los elementos estructurales?
- ¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuirá los desplazamientos de la estructura?

1.4. Antecedentes

1.4.1. Antecedentes nacionales

Borda y Pastor, (2007). Se realizaron una investigación para determinar el desempeño sísmico de un edificio a porticado de concreto armado de 6 pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones; trataron de hacer la estructura lo menos rígida posible cumpliendo con todos los requerimientos de diseño, además evaluaron el comportamiento de dicha estructura ante diferentes niveles de peligro sísmico. Tuvieron en cuenta la restricción en la deriva lateral a 7%, que fijan las dimensiones de las vigas y columnas de la edificación, y la condición de que el peralte de las vigas sea igual al lado de las columnas de los tres primeros

pisos. El trabajo se inició con el estudio de las técnicas de análisis no lineal y la calificación del desempeño sismo resistente. Estos autores concluyeron que el análisis de desempeño, para sismos frecuentes el edificio estaría en un estado funcional, ya que tendría pequeñas incursiones inelásticas que consumirían sólo el 10% de su ductilidad disponible. Los resultados de este estudio indican que la norma peruana conduciría a edificios a porticados muy rígidos y excelente desempeño sismo resistente. Probablemente la deriva lateral límite de 7 ‰, exigida por la norma peruana, sea un valor conservador.

Acedo (2012). realizó un análisis y diseño sísmico estructural de un edificio destinado a oficinas de 07 pisos y 02 sótanos ubicado en el distrito de Miraflores el cual encontró sobre un terreno de perfil tipo S1 (clasificación que da la Norma E.030 a los perfiles de roca o suelos muy rígidos). La estructura del edificio consiste en elementos de concreto armado. Es una estructura mixta en ambas direcciones, es decir, una combinación de pórticos con muros de corte o placas siendo éstos conectados entre sí por medio de vigas peraltadas. El sistema de techos estuvo conformado por losas macizas en dos direcciones para los sótanos. Se obtuvieron las siguientes conclusiones: Las columnas que reciben más carga axial se acortan más en comparación a las que reciben menos carga. Durante el proceso constructivo el acortamiento diferencial se va corrigiendo en cada operación de vaciado de techo. Para simular esta corrección producto del proceso constructivo fue necesario emplear un factor de área para las columnas con el fin de hacerlas más rígidas axialmente. Para iniciar el análisis sísmico se debió asumir un valor de factor de reducción $R=6$, por tener una edificación en cuyo sistema estructural predominan los muros de corte en ambas direcciones; además de considerarla regular. Luego de realizar el análisis correspondiente se corroboraron ambas suposiciones, el edificio posee una configuración estructural regular tanto en planta como en altura y los muros de corte tomaron más del 80% de la fuerza lateral de sismo. De los dos métodos utilizados para obtener la fuerza cortante basal del edificio, se utilizó el proveniente del análisis dinámico, pero

se escalaron sus valores para lograr el 90 % del cortante estático. En cuanto al diseño por corte de las vigas, en la mayoría de los casos, el espaciamiento de los estribos está gobernado por las reglas de confinamiento para vigas sismo resistente.

Tafur (2012). Realizó un estudio acerca del análisis sísmico de una edificación de seis pisos y un sótano, para comprobar que el sistema sismo resistente del edificio cumpla con los requisitos especificados en la Norma E.030 del RNE. El sistema estructural del edificio estuvo conformado por placas (muros de corte), columnas y vigas. Para los techos se usaron losas aligeradas armadas en un sentido y losas macizas armadas en dos sentidos, las cuales además funcionan como diafragmas rígidos en cada piso del edificio. El modelo sísmico se analizó con la asistencia de un computador, mediante el programa ETABS. Se analizaron las cargas de gravedad realizando el metrado de cargas para cada elemento y asignando dichas cargas al modelo estructural correspondiente. Las losas macizas y las zapatas combinadas se modelaron usando el método de elementos finitos FEM. Dicho estudio llegó a las siguientes conclusiones: es importante verificar que el valor asumido para el coeficiente de reducción “R”, sea consecuente con los porcentajes de fuerza cortante que se llevan los muros de corte. Considerando que la planta típica del edificio presenta una importante reducción en planta, se realizó un análisis adicional usando un modelo con una conexión flexible en el centro, para verificar que el modelo asumido con un solo diafragma rígido en todo el piso sea válido. El uso de sistemas a porticados en edificios altos no es conveniente. La Norma especifica una serie de requisitos para este tipo de edificios que son muy difíciles de satisfacer (uniones tipo columna fuerte – viga débil, fuerzas cortantes considerando la capacidad amplificada por 1.25), además el límite de 7‰ dispuesto para la deriva será difícil de cumplir debido a la alta flexibilidad que presentan las columnas. En edificios altos siempre se debe considerar el uso de placas, usando las columnas sólo como elementos complementarios. Es importante señalar que el empuje del suelo en el diseño de muros de sótano y calzaduras debe ser estimado con mucho criterio, ya

que éste parámetro es muy variable, y la teoría de Rankine estudiada en este trabajo es aplicable sólo a suelo granulares y secos. Además, el aporte de la cohesión aparente del suelo también deberá ser tomado con cuidado, ya que su valor depende mucho de las condiciones reales del suelo. Por ello, es importante que en obra se tome las medidas del caso ante cualquier hecho imprevisto. En los últimos años, en la ciudad de Lima se ha visto muchos casos donde este tipo de accidentes han cobrado gran cantidad de vidas humanas.

Guevara y Vera (2013) realizaron un estudio acerca diseño estructural de un edificio destinado al uso de hotel de 6 pisos, el terreno está ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, el cual se encuentra sobre un terreno de perfil tipo S3 (Con una carga admisible de 1.429 Kg/cm²). Así mismo, se efectuó el análisis sísmico de la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos por la norma de Diseño sismo resistente E-030. El análisis sísmico permitió obtener la respuesta de la estructura ante solicitaciones dinámicas. Este estudio llegó a las siguientes conclusiones: El pre dimensionamiento de los elementos estructurales constituye solamente un punto de partida para el diseño final, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos. La utilización de programas de diseño estructural como el ETABS para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño. Para cualquier elemento estructural, su resistencia real debe ser lo suficientemente elevada para resistir, siempre con un margen de reserva, todas las cargas previsible que pueden actuar sobre aquél durante la vida de la

estructura, evitando que se presente su falla o cualquier otro inconveniente que pueda poner en riesgo la estabilidad global de la estructura.

Pino y Llerena (2015) realizaron una investigación para analizar los efectos que tendría la implementación de un sistema de aislación sísmica, mediante el análisis comparativo de una edificación convencional y en la misma edificación, pero con la inclusión de una base aislada; se analizara el comportamiento de ambos modelos bajo las mismas solicitaciones sísmicas, localizados en la ciudad de Arequipa, zona que presenta gran riesgo sísmico. Se empleó Aisladores Elastoméricos, del tipo LRB: Lead Rubber Bearing (Núcleo de plomo), los cuales aprovechan la flexibilidad del material similar al caucho para conseguir una baja rigidez lateral, pero a su vez están combinados con planchas de acero para elevar la rigidez vertical. Luego de analizados y diseñados ambas estructuras (convencional y base aislada) para diferentes sistemas de estructuración (muros de corte y a porticados), se realizó una comparación analítica, para observar las ventajas en el comportamiento estructural (esfuerzos y desplazamientos). Estos autores concluyeron en que los resultados del análisis comparativo llevado a cabo entre una edificación convencional con una sísmicamente aislada, mostraron que existen importantes mejoras en el comportamiento de la aislada, con respecto a la convencional, tanto en esfuerzos como en desplazamientos que se desarrollan bajo la acción de un evento sísmico. Haciendo referencia a las derivas de entrepiso, existe una disminución notable en los valores correspondiente a la edificación aislada en comparación a la edificación convencional. En el caso del sistema de muros de corte, existe una reducción de los valores de la deriva de entre piso de hasta 57.2% en la dirección X y de hasta 69.9% en la dirección Y; caso similar se aprecia en el sistema a porticado, donde existen reducciones de hasta un 61.4% en la dirección X y de hasta un 68.3% en la dirección Y del sismo. Se puede notar que debido a la aplicación del factor de reducción (FR) propias de cada sistema estructural para una

edificación aislada, existe una disminución de esfuerzos cortantes en cada piso con respecto a los esfuerzos cortantes de una edificación convencional.

1.4.2. Antecedentes internacionales

Chandran, et al., (2014). Manifestaron, que esta investigación es acerca del comportamiento sísmico de edificios de concreto armado con sótanos. Para estudiar el comportamiento dinámico se consideró el efecto de la interacción suelo-estructura, los modelos de análisis siendo ellos el modelo de base fija, el modelo FEM y el modelo Winkler. Se idealizó como marcos de espacio 3D utilizando SAP 2000. Los datos utilizados en esta investigación fueron datos hipotéticos. En la investigación se concluyó que se producen variaciones en las propiedades dinámicas tales como el período de tiempo natural, el desplazamiento del techo, el cizallamiento o cortante de la base y el momento de flexión. Los resultados del análisis mostraron que los muros del sótano y la interacción de la estructura del suelo muestran cambios significativos en la respuesta de la construcción durante un terremoto que no es abordado explícitamente por IS 1893 983 (Norma de la India – Resistencia al sismo). El enfoque continuo elástico (modelo FEM) es más eficaz que el enfoque de Winkler (Modelo de Primavera), ya que considera el continuo elástico por debajo de la fundación que ayuda a obtener un comportamiento realista de la estructura. La investigación señaló que el enfoque Winkler debe ser empleado para considerar la interacción suelo-estructura en lugar de base fija para disminuir la complejidad para fines prácticos. Sin embargo, este estudio subraya que existe un margen para la racionalización en las disposiciones de la codificación IS 1983 (Norma de la India – Resistencia al sismo).

Navya y Karuna, (2016). Manifestaron que la respuesta sísmica de un edificio con sótanos que incluye la interacción de la estructura del suelo. La estructura fue modelada con diferentes tipos de suelo. Para el propósito del análisis, se adoptó el método del espectro de respuesta. El software utilizado para el estudio fue SAP2000. Los diferentes modelos

considerados son modelo de base fija, Winkler y modelo FEM. En el modelo FEM, el suelo se supuso como continuo elástico lineal, con una profundidad igual a 1,5 veces la base del edificio. Estos autores concluyeron que la fuerza de cizallamiento o corte y el momento de flexión son máximos para el edificio que descansa sobre el suelo blando y mínimo para el edificio que descansa sobre el suelo duro. Cuando se considera los parámetros de desplazamiento y la deriva entrepisos, se observa que el desplazamiento y la deriva entrepisos son máximos para el suelo blando y mínimos para el suelo duro. La magnitud del cizallamiento o cortante de la base se encuentra como mínimo para el modelo FEM y como máximo para el edificio que descansa sobre suelos blandos. Se observó que el periodo de tiempo es máximo para el modelo FEM y máximo para el edificio que descansa en suelo blando.

Parekh et al. (2016). Realizaron un análisis a diversas investigaciones enfocadas en el estudio del comportamiento sísmico de edificios con sótanos bajo carga sísmica, concluyendo que se observa la variación de las propiedades dinámicas tales como el período de tiempo natural, el coeficiente de aceleración sísmica, el cizallamiento o cortante de la base y el momento de flexión. La cizalladura o cortante de la base de la estructura aumenta debido al efecto de la interacción suelo estructura. Para suelos blandos el efecto es más en comparación con el suelo duro. Las variaciones porcentuales son menores para el edificio de baja altura y aumenta con el aumento de la altura de los sótanos. El aumento en la flexibilidad del suelo y la altura de los sótanos amplifica el aumento de la cizalla o corte en la tasa más alta. A medida que aumenta el número de pisos en el edificio, la cizalladura o cortante de la base y el desplazamiento aumentan. El método FEM es útil para estudiar el efecto de la estructura del suelo interacción.

Singh y Mala (2016). Realizaron una investigación acerca del efecto de los sótanos en la respuesta sísmica de un edificio considerando el efecto de la interacción suelo estructura. Para realizar el estudio se analizó un edificio de 9 pisos, fue modelado en SAP2000 V14 con

dos condiciones de base diferentes, es decir, modelo de base fija convencional y modelo de base flexible considerando la interacción suelo-estructura. El edificio de base fija se consideró a nivel del suelo, mientras que la construcción de base flexible estaba conformada por múltiples sótanos. En la investigación se concluyó que tanto para el suelo de arena bien gradada (SW) como para el suelo arenoso con grava (ML), el cortante en planta disminuye en el piso superior y medio, y aumenta en los pisos de fondo. Con el aumento del número de sótanos, el desplazamiento de los pisos aumentó en cada nivel comparado con el de la construcción sin sótanos. El período natural de vibración aumentó al considerar la flexibilidad del suelo lo que resulta en un aumento de la flexibilidad del edificio. Se incrementó la deriva entre pisos en el edificio de base flexible en cada piso comparado con el edificio de base fija. Los desplazamientos del techo también aumentaron al considerar la interacción de la estructura del suelo que a veces causa un efecto adverso sobre la estructura en términos de un gran desplazamiento de los pisos superiores que causa molestias a los ocupantes.

Katarmal y Shah, (2016). Investigaron la respuesta sísmica de edificios irregular con sótanos considerando la interacción suelo-estructura. Los edificios son modelados en SAP2000, se utilizan tres tipos de suelo, es decir, suelo duro, medio duro y blando. El suelo es modelado como modelo de resorte o continuo Elástico (FEM) y el modelo de Winkler (modelo de resorte), el análisis se ha realizado para dos casos diferentes uno con base fija sin considerar la interacción suelo-estructura y otro con base flexible considerando la interacción suelo-estructura. Estos autores concluyeron que durante el análisis de la estructura en la base fija en la fundación se sustituye por el resorte o si se modela el suelo como un FEM la respuesta de los cambios de estructura en el caso de suelos blandos la cizalladura o cortante de la base aumenta aprox. 9-30% comparado con el modelo Winkler y FEM. En el caso de suelos blandos, el efecto del suelo es predominante, por lo que se debe considerar la interacción de la estructura del suelo en caso de suelos blandos en las zonas de terremotos. Se observó que el porcentaje

de desplazamiento en la dirección X e Y se incrementa con el aumento de la flexibilidad del suelo. A partir del estudio, se observó que el porcentaje de desplazamiento en la dirección X e Y para FEM es más comparado con los modelos de base fija. A medida que aumenta el número de pisos en el edificio, la cortante de la base y el desplazamiento aumentan. En el caso de suelos blandos, se ha recomendado la interacción de la estructura del suelo a medida que aumenta la altura del edificio. El método FEM es un método útil para estudiar el efecto de la interacción de la estructura del suelo.

1.5. Justificación de la investigación

1.5.1. Teórica

Esta investigación se justifica debido a la carencia de especificaciones o recomendaciones en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030 – 2019, sobre cómo se debe considerar la inclusión de los sótanos en el análisis sísmico de edificios de concreto armado de sistema estructural a porticado, para así obtener un análisis más preciso acerca del comportamiento sísmico de este tipo de viviendas y edificios con sótanos.

1.5.2. Práctica

Se realizaron las investigaciones para encontrar métodos más sencillos de análisis y evaluación de la capacidad y desempeño de las edificaciones de concreto armado durante un sismo, para encontrar propuestas para evaluar edificaciones con sótanos. Es por esto, que se realizará esta investigación para aportar todos los acontecimientos y resultados observados durante su desarrollo y empezar a cubrir una pequeña parte de esta falta de especificaciones o recomendaciones en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030 – 2019.

1.5.3. Metodológica

Para esta investigación se utilizaron una nueva metodología de análisis sísmico de edificios a porticados, siendo esta un análisis de estos edificios que presenten sótanos, para poder complementar los diseños propuestos en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente

E.030 – 2019. Luego se analizaron y se validaron los resultados de esta investigación y esta metodología se utilizará en otros trabajos de investigaciones afines.

1.5.4. Social

En esta investigación se determinó el efecto que tienen los sótanos en viviendas y edificaciones aporricadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto del Perú, siendo los potenciales usuarios de la información que se generó esta investigación, los ingenieros civiles, diseñadores de edificios, empresas consultoras y proyectistas, empresas constructoras, otros investigadores, de todos los países de la Selva Sudamérica, que presenten suelos y climas, técnicamente similares a los de la Región Loreto, para que puedan realizar análisis, diseños y construcciones sísmicas lo más cercanas a la realidad, para poder brindar el bienestar y seguridad de los usuarios que hagan uso de este tipo de edificaciones.

1.5.5. Importancia de la investigación

La importancia de esta investigación es con el fin de verificar el cumplimiento de los principios, teorías y paradigmas fundamentales en el buen comportamiento sísmico de las edificaciones con sótanos en la Selva Peruana, de la Región Loreto, del Perú.

Pues ante el mal desempeño sísmico de estructuras sismo resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del análisis y diseño sísmico presenta grandes inconsistencias en estas estructuras que presentan este sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de análisis y diseño sísmico, es por ello que se trató de solucionar estas inconsistencias realizando esta investigación para obtener resultados confiables y aproximados a la realidad, para lograr diseños que no sólo cumplan con las disposiciones mínimas reglamentarias, sino que adicionalmente satisfagan las demandas del cliente en cuanto a tiempo de elaboración del proyecto estructural con suficiente claridad y cantidad de detalles, costo de obra dentro de las

expectativas presupuestarias del inversionista, facilidad constructiva para el contratista general, etc.

1.5.6. Fundamento de la investigación

En las últimas décadas en el Perú, se ha podido apreciar gran actividad sísmica, tales como el sismo ocurrido en Ancash el 31 de mayo de 1970, en Lima el 3 de octubre de 1974, en Ica, Lima, Ayacucho, Huancavelica y Junín el 15 de agosto del 2007, etc. y en la Región Loreto del año 2019 fue un movimiento sísmico ocurrido el 26 de mayo del 2019 a las 02:41:14 (hora del Perú UTC-5), con epicentro a 75.0 km sureste del Distrito de Lagunas. Con una magnitud de 8.0 Mw registrada por USGM, y 7.5 Mw por el Instituto Geofísico del Perú, posteriormente actualizada a 8.0 Mw; en potencia de Magnitud de Momento (Mw) y en escala de Richter (MI), de tipo de Falla: Falla normal; Profundidad: 122.8 km; duración de 200 segundos, con las coordenadas del epicentro: 5°47'46"S 75°17'53"O/-5.796,-75.298; Las consecuencias de las Zonas afectadas: Área de intensidad fuerte, en el Perú y Ecuador (Países con más afectados) y Área de intensidad débil, en Colombia, Brasil, Venezuela y Bolivia; Las víctimas 16 en Perú y 15 en Ecuador.

En los últimos años se han producido sismos de intensidad de la zona 1,2 y 3, con una gran probabilidad de ser afectado por estos efectos sísmicos. Estos sismos han conllevando a grandes pérdidas humanas y económicas, debido al mal comportamiento sísmico de estructuras específicamente edificaciones. Este mal comportamiento se ve sustentando en construcciones empíricas, materiales de construcción defectuosos y sobre todo aplicación de metodologías de diseño inexactas. La Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030, a pesar de sus actualizaciones, sigue presentando grandes vacíos u omisiones en los procedimientos de análisis y diseño en edificaciones de concreto armado, un caso es sobre el problema de la inclusión de los sótanos en los análisis sísmicos de edificaciones. En este caso en particular la norma carece de especificaciones o recomendaciones de cómo proceder en su respectivo

análisis de este tipo de edificaciones que presentan sótanos, a pesar de que en la actualidad estas estructuras se vienen construyendo progresivamente.

En esta investigación, se aportaron todos los sucesos y resultados observados durante su desarrollo para poder iniciar y replantear las actuales metodologías de análisis y diseño que propone la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030-2019.

1.6. Limitaciones de la investigación

– Limitaciones bibliográficas

La bibliografía para la presente investigación es escasa en casos nacionales, lo que generó que no se encuentre muchos trabajos en la que determinar si las edificaciones con sótanos, afecta al comportamiento sísmico, en las edificaciones ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto-Perú.

– Limitación teórica

La ausencia moderada de trabajos de antecedentes relacionados al tema de investigación en facultades de pregrado y post grado de las principales universidades del país.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

Estudiar el efecto de la incorporación de una estructura de sótanos, en el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto.

1.7.2. Objetivos específicos

- Determinar la fuerza sísmica de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación de una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.

- Determinar los periodos de vibración de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación de una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.
- Determinar los esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación de una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.
- Determinar los desplazamientos de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación de una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.

1.8. Hipótesis

1.8.1. Hipótesis general

La incorporación de una estructura de sótanos, mejoraría el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto.

1.8.2. Hipótesis específicas

- La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, incrementaría la fuerza sísmica.
- La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuiría los periodos de vibración.
- La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuiría las fuerzas en los elementos estructurales.
- La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuiría los desplazamientos de la estructura.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Base teórica

2.1.1. *La Sismología*

Es una rama de la geofísica que se encarga del estudio de terremotos y la propagación de las ondas elásticas (sísmicas) que se generan en el interior y la superficie de la Tierra, asimismo que de las placas tectónicas. Estudiar la propagación de las ondas sísmicas incluye la determinación del hipocentro (o foco), la localización del sismo y el tiempo que este haya durado. Un fenómeno que también es de interés es el proceso de ruptura de rocas, ya que este es causante de la liberación de ondas sísmicas.

Sus principales objetivos son:

- El estudio de la propagación de las ondas sísmicas por el interior de la Tierra a fin de conocer su estructura interna;
- El estudio de las causas que dan origen a los temblores;
- La prevención del daño sísmico;
- Alertar a la sociedad sobre los posibles daños en la región determinada.

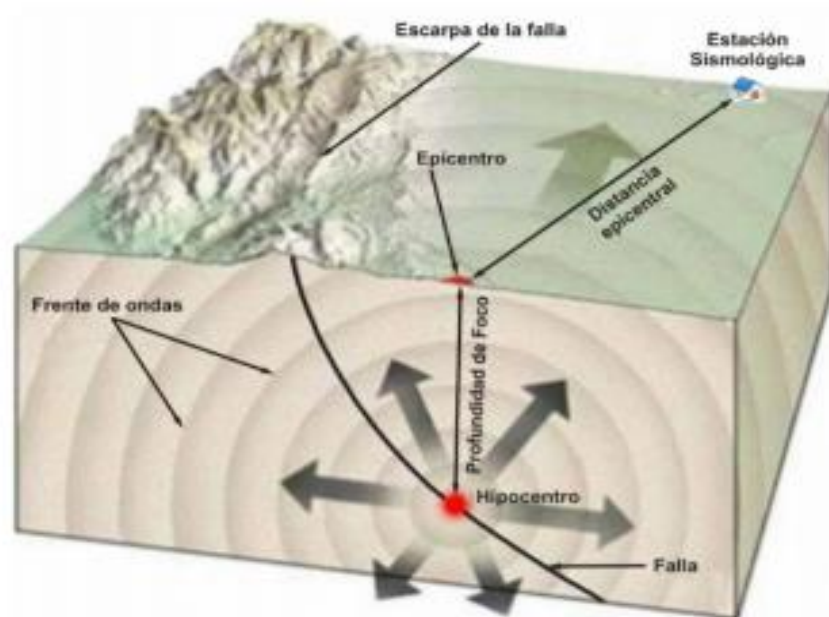
La sismología incluye, entre otros fenómenos, el estudio de maremotos y marejadas asociadas (tsunamis) y vibraciones previas a erupciones volcánicas. En general los terremotos se originan en los límites de placas tectónicas y son producto de la acumulación de tensiones por interacciones entre dos o más placas. Las placas tectónicas (placas litosféricas) son una unidad estructural rígida, con un espesor de 100 km aproximadamente, que constituye la capa esférica superficial de la tierra, según la teoría de la tectónica de placas (esta teoría explica la particularísima distribución, en zonas alargadas y estrechas, de terremotos, volcanes y cordilleras; así mismo, la causa de la deriva continental).

La interpretación de los sismogramas que se registran al paso de las ondas sísmicas permiten estudiar el interior de la tierra. Existen 3 tipos de ondas sísmicas. Las ondas P y L (son las productoras de Tsunamis) se propagan a través del globo, y las primeras, longitudinales y de comprensión-descomprensión, lo hacen en todos los medios. Las ondas S, transversales a la dirección en que se propagan, solo se transmiten en medios sólidos.

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza. Esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a las principales características del movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismos de subducción. El sismo se genera por el corrimiento de cierta área de contacto entre placas. Se identifica un punto, generalmente subterráneo, que se denomina foco o hipocentro, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro (Bazán y Meli, 2005).

Figura 1

Corte de la Tierra ilustrando el proceso de un sismo.



Fuente: Instituto nacional de prevención sísmica –inpres.

El punto, en el interior de la Tierra, donde comienza la fracturación, y del cual se irradian las ondas sísmicas, se denomina hipocentro, y el punto de la superficie terrestre situado justo por encima de él se llama epicentro; al volumen de roca que sufrió un desplazamiento por la ruptura inicial y dentro del cual se encuentra la falla, se le llama fuente o foco sísmico. La distancia epicentral es la longitud existente entre el epicentro y un lugar de medición (estación sismológica, ciudad, etc.) sobre la superficie terrestre (Figura 1).

Aunque prácticamente toda la corteza terrestre está afectada por fallas geológicas, se ha observado que la actividad sísmica se concentra en algunas zonas donde los movimientos a lo largo de estas fallas son particularmente severos y frecuentes.

Una distribución espacial de los grandes sismos se muestra la relación entre las principales placas tectónicas de la que se aprecia cómo éstos se presentan principal, pero no exclusivamente, en los bordes de las grandes placas tectónicas. La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es un gran arco, conocido como Cinturón Circumpacífico,

un tramo del cual está constituido por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica en la costa del Pacífico de México (Bazán y Meli, 2005, p.16).

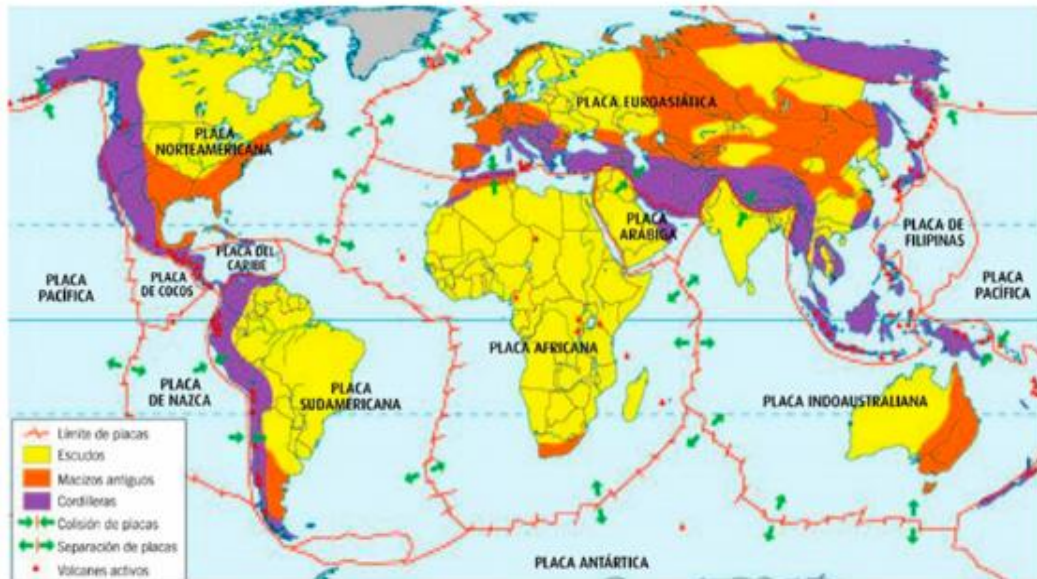
El movimiento de las placas crea tres tipos de límites tectónicos: límites convergentes, donde las placas se acercan unas a otras, límites divergentes, donde se separan, y límites transformantes, donde las placas se mueven de lado en relación unas con otras.

Por todo lo anterior se admite que la corteza terrestre está fragmentada en *Placas Tectónicas*, las cuales se desplazan pasivamente gracias a las corrientes de convección. Existen zonas donde las corrientes ascienden y otras en donde las corrientes descienden, siendo el propio peso de la masa hundida el que arrastra tras de sí al resto de la placa. Esto ha sido aceptado, pero aún no está determinado. El movimiento de las placas no se da en forma uniforme, se tienen zonas donde el movimiento es muy lento, del orden de una centésima de milímetro al año y otras en las cuales el movimiento es muy rápido, de más de 10 cm al año.

De igual forma existen segmentos de la corteza que chocan entre sí y otros en que no existe este choque. Estos movimientos son llamados tectónicos y son los responsables de la aparición de montañas, volcanes, sismos, formación de plegamientos y fallas geológicas, expansión de océanos, desplazamiento de continentes y también está asociado a yacimientos minerales y petrolíferos. La configuración mundial de las placas es inestable y se está modificando lenta pero continuamente (ciclo de Wilson). Las principales Placas Tectónicas son: africana, Antártica, Arábiga, Caribe, Cocos, Euroasiática, filipina, Indo australiana, norteamericana, Sudamericana y del Pacífico; otras menos grandes serían *Nazca*, *Juan de Fuca* y la *escocesa*; existen, además, placas muy pequeñas llamadas *micro placas* como la *Rivera*, entre muchas otras y pueden estar situadas dentro de las principales o éstas pueden a su vez subdividirse, pero no todas están aún identificadas. A continuación, se muestra su ubicación:

Figura 2

Azul: límites entre Placas Tectónicas, Rojo: Volcanes, Amarillo: Sismos



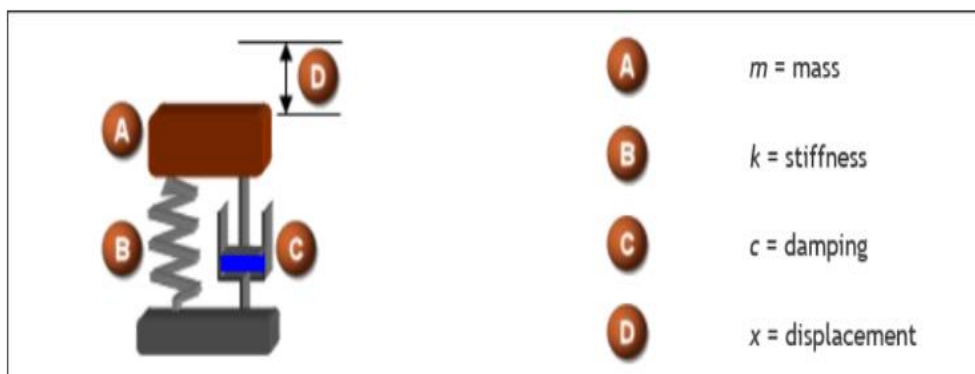
Fuente: Ilustración tomada de: <https://magicanaturaleza.com/c-sismos/placas-tectonicas/>

2.1.2. Comportamiento sísmico en los edificios.

2.1.2.1. Características de la acción sísmica. Una estructura vibrante tiene cuatro propiedades básicas: masa, rigidez, amortiguamiento y desplazamiento. Una vibración mecánica es la oscilación de la masa alrededor de su punto de equilibrio. La naturaleza de la oscilación está determinada no sólo por la masa sino también por la rigidez y el amortiguamiento propio de la estructura.

Figura 3

Propiedades básicas de una estructura vibrante



Fuente: Posted on 22 January, 2016 by [Blas Molero \(IBERISA\)](#)

En teoría, la masa puede ser una partícula infinitesimal, tal como una masa condensada, y el amortiguamiento puede estar ausente. En la práctica, la masa de una estructura mecánica tiene peso y dimensiones espaciales, y el amortiguamiento es siempre un factor a considerar.

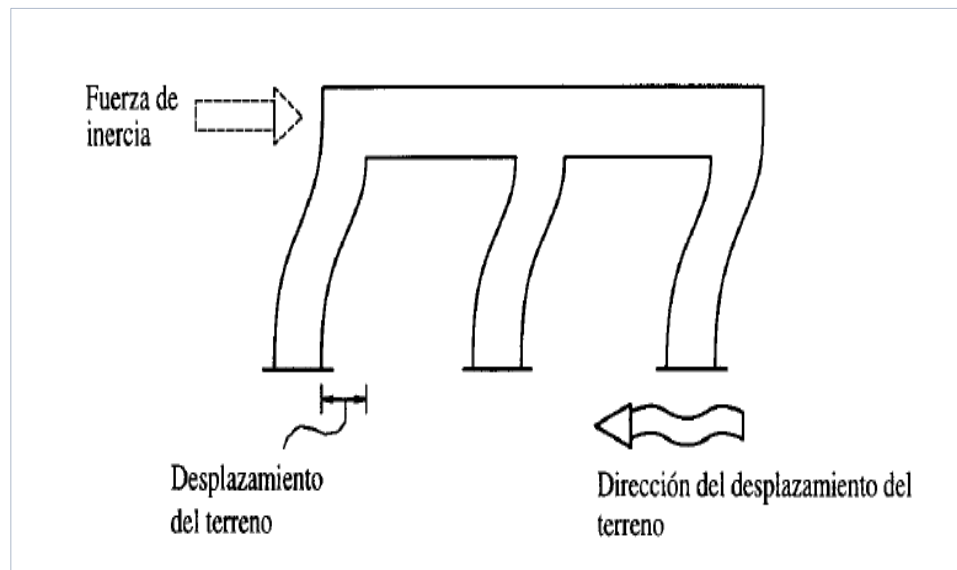
Las vibraciones mecánicas aparecen cuando la estructura se perturba a partir de su posición de equilibrio aplicando bien un impulso o una excitación periódica.

- Una excitación del tipo impulso produce una vibración libre de la estructura, que vibra a una o más frecuencias naturales (o frecuencias de resonancia) de la estructura y genera una respuesta de cierta magnitud.
- Una excitación periódica produce una vibración forzada de la estructura, que vibra a la frecuencia de la excitación periódica.
- Cuando el amortiguamiento está presente en cualquier vibración libre o forzada, el movimiento de la estructura eventualmente se reduce a cero debido a la disipación de energía.

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura (Bazán y Meli, 2005, p.29).

Figura 4

Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura



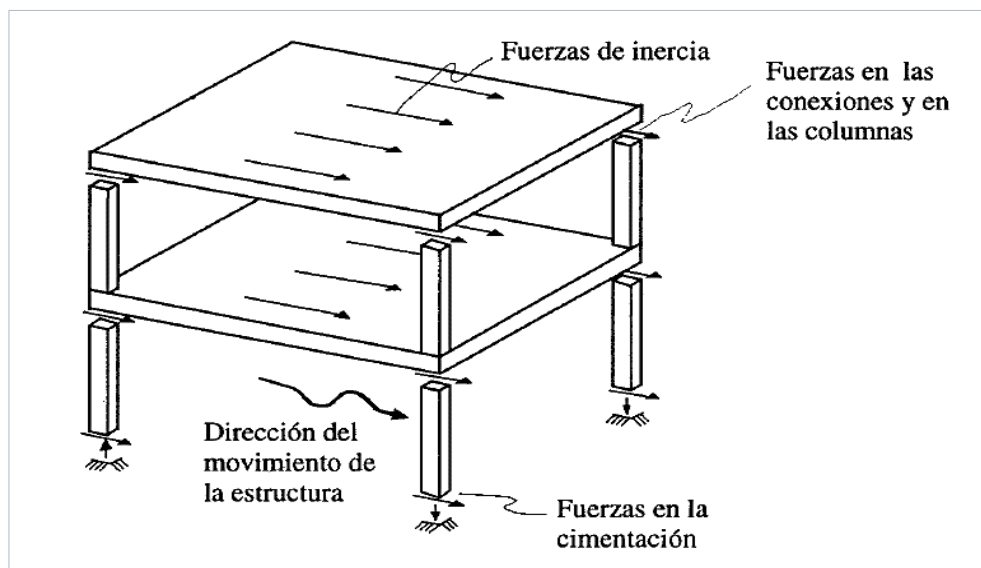
Fuente: Bazán y Meli, (2005).

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar. Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. El flujo de fuerzas en una estructura típica. Se observa que pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación (Bazán y Meli, 2005).

Figura 5

Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración



Fuente: Bazán y Meli (2005).

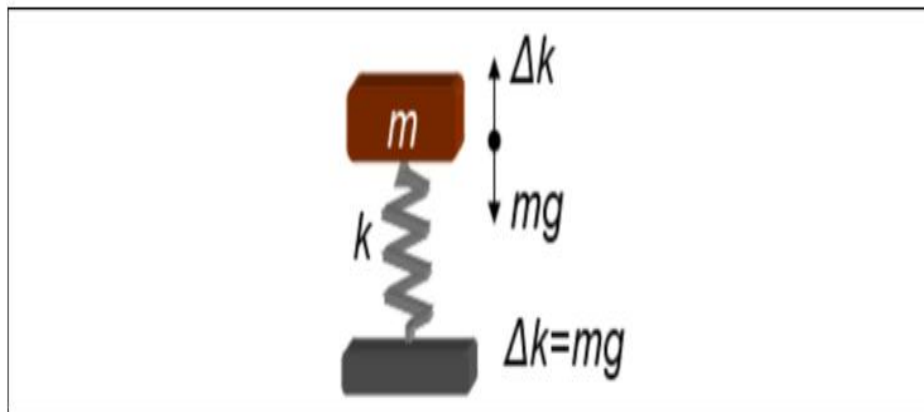
2.1.2.2. Respuesta sísmica de los edificios.

- La **vibración libre** ocurre cuando una masa se desplaza una distancia X y se deja vibrar libremente. El desplazamiento se debe a una excitación tipo impulso de la estructura, sin la aplicación de ninguna fuerza externa a la misma. La masa oscila alrededor de su punto de equilibrio.
- Cuando la estructura está en equilibrio estático, el peso de la masa (mg) es igual a la fuerza del muelle (Δk), tal como muestra la siguiente imagen. La fuerza del muelle se

define como el producto de la constante de rigidez del muelle, k , y la elongación del muelle en reposo, Δ .

Cada estructura tiene una o más frecuencias naturales de vibración. Las *frecuencias naturales* (también llamadas frecuencias de resonancia) es la frecuencia a la cual la rigidez y las fuerzas de inercia se anulan entre sí. En análisis modal, los picos de la función de respuesta en frecuencia (*FRF*) se usan para identificar las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura.

Figura 6
Vibración libre



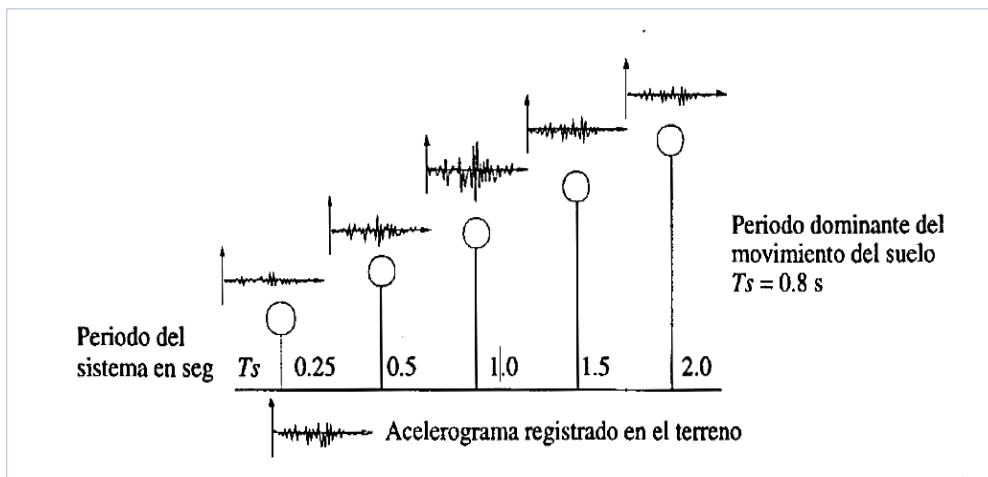
Fuente: Molero (2016)

Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales. Las características esenciales de la respuesta se llegan a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con periodo igual al fundamental de la estructura. La amplificación del movimiento del terreno en sistema con distinto periodo fundamental de vibración, y algunos aspectos del problema. Si se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a cierta ley de movimientos del terreno, cada uno responde de manera diferente; la amplitud de su respuesta depende esencialmente de la relación entre el

periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento del suelo (T_E/T_s). Se aprecia en el ejemplo que mientras más cercana a la unidad sea esta relación, mayor es la amplitud de la respuesta (Bazán y Meli, 2005, p.30).

Figura 7

Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo



Fuente: Bazán y Meli, (2005).

Vibración Libre No Amortiguada. En el caso de una *vibración libre no amortiguada* la masa oscila con su frecuencia natural alrededor del punto de equilibrio de forma indefinida ya que no hay disipación de energía. Cuando la masa se desplaza una distancia X , la expresión para la fuerza del muelle es la siguiente:

$$F_k = k (\Delta + x)$$

Y la fuerza resultante actuando en la masa es la siguiente:

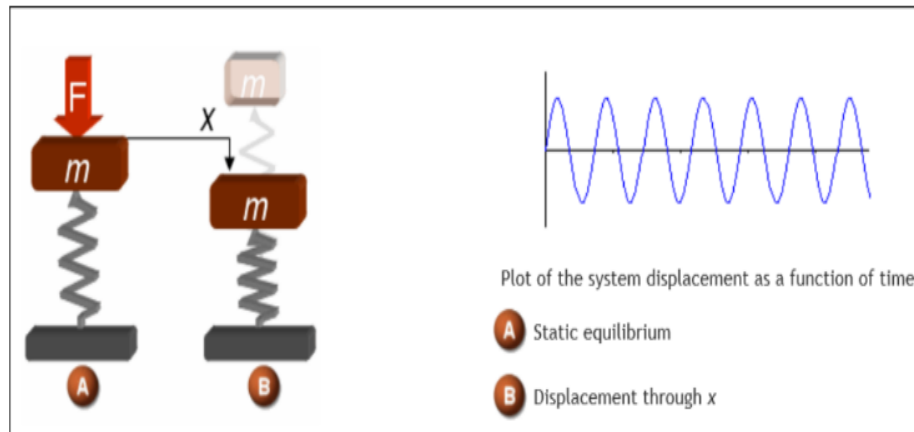
$$F = mg - k (\Delta + x) = -kx$$

Según la ley fundamental de Newton $F = ma$ y dado que la aceleración es la segunda derivada de x , entonces $m\ddot{x} = -kx$ que proporciona la siguiente ecuación de movimiento de un sistema de vibración libre no amortiguada:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

La siguiente imagen muestra la gráfica en función del tiempo de la vibración resultante no amortiguada como una onda tipo seno de magnitud x . La frecuencia natural de la estructura es la frecuencia de la onda seno.

Figura 8
Vibración libre no amortiguada



Fuente: Posted on 22 January, 2016 by Blas Molero (IBERISA)

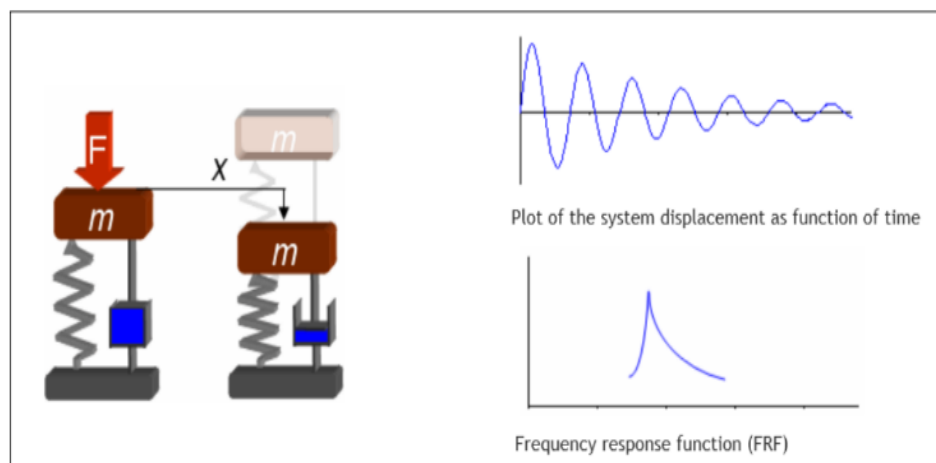
Vibración Libre Amortiguada. En el caso de una *vibración libre amortiguada* la masa oscila con su frecuencia natural alrededor del punto de equilibrio con una magnitud que tiende a cero debido a la disipación de la energía. Debido a que la fuerza de rozamiento es directamente proporcional a la velocidad de la masa, el término de amortiguamiento se obtiene multiplicando la constante de amortiguamiento c por la velocidad. El amortiguamiento se introduce como un valor negativo en la fuerza resultante. La expresión de la fuerza resultante es igual a la masa multiplicada por la aceleración: $mg - k(\Delta + x) - c\dot{x} = m\ddot{x}$

Recordemos que en el punto de equilibrio las fuerzas de la estructura son:

$mg = k\Delta$, por tanto, la ecuación de movimiento para un sistema de vibración libremente amortiguado puede expresarse como una ecuación diferencial de segundo orden: $m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$

Nótese que todos los términos estructurales están presentes: masa, amortiguamiento, rigidez y desplazamiento. La siguiente imagen muestra la gráfica en función del tiempo de la vibración resultante amortiguada como una onda tipo seno. El valor pico de la *Función de Respuesta en Frecuencia (FRF)* es la frecuencia natural de la estructura.

Figura 9
Vibración libre amortiguada



Fuente: Posted on 22 January, 2016 by Blas Molero (IBERISA)

- La *Función de Respuesta en Frecuencia (Frequency Response Function, FRF)* es una función de transferencia que nos permite evaluar la respuesta en frecuencia en uno o más nodos (o elementos) a una excitación de fuerza unitaria aplicada en un nodo.
- En cambio, la *Transmisibilidad (Transmissibility)* nos permite evaluar la respuesta en frecuencia en uno o más nodos/elementos a una excitación del tipo movimiento de la base (*enforced motion*) tal como desplazamiento, velocidad o aceleración aplicado en el nodo de entrada.
- La respuesta puede ser desplazamiento, velocidad, aceleración, tensión, deformación unitaria o reacciones.

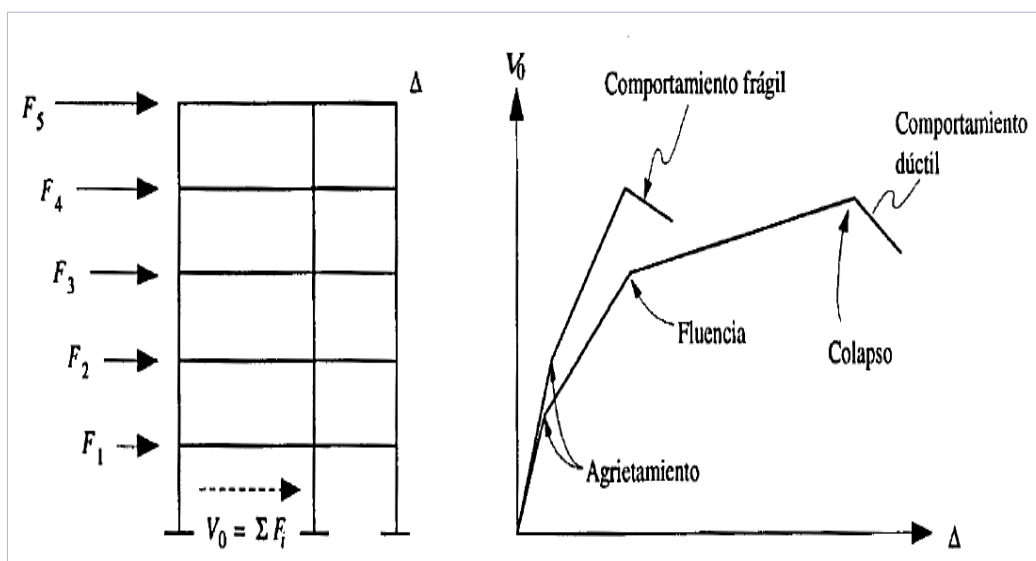
A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos

generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias del comportamiento no lineal, y del daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura. La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio. La relación de carga de deformación de una estructura, formas típicas de esta relación para una estructura simple (Bazán y Meli, 2005).

Figura 10

Relación carga deformación de una estructura



Fuente: Bazán y Meli, (2005).

En el comportamiento cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite. Una parte importante del diseño sísmico

consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible (Bazán y Meli, 2005, p.33).

2.1.2.3. Daños estructurales más comunes. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros). Para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante. La capacidad de deformación, o la ductilidad, es una propiedad que puede salvar un edificio del colapso (Bazán y Meli, 2005, p.33).

La mayoría de las fallas observadas en estructuras de concreto están ligadas a un pobre detallado del refuerzo. Se detallan los daños más comunes (Bazán y Meli, 2005, p.34).

- Particularmente críticas son las conexiones entre muros y losas en estructuras a base de paneles, y entre vigas y columnas en estructuras de marcos, Las fallas en las conexiones son generalmente de tipo frágil.
- La unión de la estructura con su cimentación y la de ésta en el suelo son aspectos fundamentales para la estabilidad del edificio. Los casos de volteo de un edificio por efectos sísmicos son escasos, pero pueden ocurrir en estructuras esbeltas.
- Una situación frecuentemente ignorada, pero que ha dado lugar a daños severos en edificios construidos sobre los suelos blandos, es el golpeo entre edificios adyacentes que vibran de manera diferente y entre los cuales no se ha dejado una separación suficiente.
- La interacción entre elementos supuestamente no estructurales como los muros divisorios de mampostería y las columnas de marcos de concreto produce concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de columnas (columnas cortas o cautivas) que tienden a fallar por cortante en forma frágil.

- La configuración inadecuada del sistema estructural produce una respuesta desfavorable de la estructura o un flujo de fuerzas que genera concentraciones de esfuerzos y posibles fallas locales.

2.1.3. Sistema estructural aporticado

Este sistema está conformado por vigas y columnas de concreto armado las cuales están conectadas entre sí por medio de nudos rígidos que permiten la transferencia de los momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas. Para el relleno de los pórticos se utiliza mampostería de bloque o ladrillo (Barros y Peñafiel, 2015, p.13).

Entre las ventajas que posee este sistema se pueden mencionar las siguientes:

- Es versátil y bastante bondadoso con la distribución de ambientes.
- Al ser estructuras muy flexibles las solicitaciones sísmicas son pequeñas y entre las desventajas presentadas, se pueden mencionar las siguientes:
- En general, el sistema presenta baja resistencia y rigidez a cargas laterales.
- Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos, los cuales producen daños en elementos no estructurales.
- Se dificulta mantener las derivas bajo los límites permisibles.
- El uso de este sistema queda limitado a edificaciones de baja y mediana altura, ya que mientras mayores sean los niveles del edificio, mayores tendrían que ser las dimensiones de las columnas, y esto implicaría tener un proyecto económico y arquitectónicamente.

El sistema aporticado ha sido uno de los más estudiados e investigados, por una parte, debido a su uso extendido y por otra, debido a la dificultad de dotarle de cierta ductilidad que le permita tener un comportamiento adecuado durante eventos sísmicos severos. Sin embargo, las últimas catástrofes sísmicas han puesto al descubierto las falencias en los criterios de diseño

y en las prácticas constructivas empleadas, incluso en países desarrollados y con una tecnología sísmica avanzada. Cabe señalar que este sistema es muy bueno para resistir cargas verticales por mucho tiempo sin llegar a fallar, pero no es el más adecuado cuando de resistir fuerzas laterales generadas por un sismo fuerte se trata, ya que no posee la resistencia y rigidez necesaria, En la Figura 8, se muestra un edificio con sótanos. (Barros y Peñafiel, 2015, p.13).

Con este antecedente, las edificaciones de este tipo deben necesariamente contemplar un diseño sísmo resistente que se base en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, para de esta manera generar un mecanismo de ductilidad que haga que la estructura pueda disipar energía cuando incurriere en el rango inelástico. Para cumplir con esta condición es necesario realizar el chequeo conexión viga-columna en el diseño, y tener una adecuada supervisión técnica en el proceso constructivo.

Figura 11

Edificio de sistema estructural aperticado ciudad Iquitos-Loreto-Perú



2.1.4. Edificaciones con sótanos

Los sótanos son ambientes ubicados debajo de la tierra y que pertenece a las dependencias de un edificio, pero en la actualidad debido a los avances estructurales en el diseño de estos, forman ya parte total del edificio teniendo la misma utilidad que los pisos sobre el suelo. También se debe tener en cuenta que son lugares que poseen unas características especiales de temperatura estable, humedad, poca o ninguna luz solar, empujes del terreno y el efecto de las cargas y sobrecargas del edificio, que deberán ser considerados en el proceso de análisis y diseño de los edificios destinados a tener estos sótanos (Aguilar, 2008, p.25).

Figura 12
Edificio con sótanos. Lima-Perú



Fuente: Edificio Multifamiliar- AC Arquitectos

Figura 13
Edificio con sótanos. Lima-Perú



Fuente: Proyecto Multifamiliar Los Huancas
Infinito Contratistas Generales SAC.

Una ventaja de estos sótanos es que permite hacer edificios más bajos, por lo que es ideal para zonas con alturas máximas restringidas. Los sótanos también permiten hacer

edificios más grandes sin afectar la construcción total del edificio, pero se debe tener muy en cuenta el aspecto estructural en el diseño de estos edificios de acuerdo a las normas vigentes (Aguilar, 2008, p.25).

2.1.5. El método de los elementos finitos aplicado al diseño estructural.

La ingeniería estudia muchos fenómenos físicos que pueden ser modelados matemáticamente con relativa precisión mediante el uso de ecuaciones diferenciales. Éstas, por lo general, son de difícil solución analítica mediante los métodos clásicos. El MEF permite una evaluación aproximada de las ecuaciones diferenciales que modelan cualquier fenómeno físico.

Los fundamentos del MEF se dieron a conocer gracias a los avances en el campo de la aeronáutica hacia mediados de la década de 1940. Algunos científicos e ingenieros que investigaron y publicaron los primeros artículos relacionados al MEF, fueron: Argyris, Courant, Turner, Clough y Zienkiewicz, en distintas épocas. Por otro lado, algunos de los problemas que abarcan el método, están relacionados con el análisis de esfuerzos, flujos de materia, transferencia de calor y dinámica aplicada, entre otras áreas (Ottosen y Petersson, 1992, p.125).

La solución de problemas de sistemas estructurales es la aplicación más común hoy en día, existiendo en el mercado varios softwares especializados íntegramente en este campo. Con el uso de estos, el diseñador puede reducir significativamente el tiempo que invierte en el análisis, además de optimizar los resultados finales (McCormac, 2012, p.69).

La característica principal del MEF es que descompone la región de análisis (aquella donde se cumplen las ecuaciones diferenciales) en partes pequeñas de determinada geometría, denominadas elementos finitos, de manera que la precisión del método depende directamente del número de elementos. La agrupación de todos los elementos de una región es denominada 'malla' (Chandrupatla y Belegundu, 1999, p.78).

La aproximación de cada elemento es usualmente polinomial (lineal, cuadrática, cúbica, etc.), esto depende de cómo cambie la variable en estudio. Por ejemplo, para un problema de transferencia de calor, la variable es la temperatura. Por lo tanto, esta aproximación es un tipo de interpolación sobre cada elemento, donde se asume que la variable es conocida en determinados puntos de éste, denominados ‘nodos’, localizados en la periferia del elemento (Chandrupatla y Belegundu, 1999, p.78).

Finalmente, todos los fenómenos físicos son sistemas continuos, es decir, poseen un número infinito de soluciones, en contraste a uno discreto que tiene un número finito de soluciones. Precisamente, el objetivo del uso del método es llegar a conocer la respuesta o el comportamiento de un sistema continuo a partir de la discretización de éste, con cierta aproximación (Chandrupatla y Belegundu, 1999, p.79).

2.1.6. Métodos de solución a sistemas discretos.

Los métodos clásicos pueden resumirse en dos grupos: Los Métodos de Análisis Modal y Los Métodos de Integración directa (En el tiempo. En el campo de las frecuencias) (Olaza, 2015).

2.1.6.1. Métodos de Análisis Modal. Los Métodos de Análisis Modal, es considerado como el método más adecuado para el análisis dinámico lineal de estructuras. Se subdivide en dos métodos (Olaza, 2015):

- **Análisis modal espectral**, que consiste en combinar las respuestas máximas de cada modo de vibración, para obtener la respuesta general del sistema de varios grados de libertad. Las respuestas máximas de cada modo se obtienen de un espectro de respuesta ó de un espectro de diseño reglamentado como la Norma E.030 del RNE.
- **Análisis por superposición modal**, que consiste en superponer las respuestas en el tiempo de cada modo de vibración, para obtener la respuesta general del sistema. Las respuestas se obtienen por integración directa de un sistema simple de 1GDL

correspondiente a cada modo, ya sea en el dominio del tiempo (Tiempo - Historia) ó en el dominio de las frecuencias (frecuencia - Historia), este último expande el movimiento del suelo en términos de las series de Fourier.

2.1.6.2. Métodos de Integración directa. Estos métodos son los más adecuados para el análisis dinámico No lineal de estructuras, también se puede aplicar en el análisis lineal elástico de estructuras. Se subdivide en dos métodos (Olaza, 2015):

- ***Integración directa en el dominio del tiempo***, que consiste en resolver simultáneamente la “n” ecuaciones diferenciales de movimiento correspondientes al sistema de varios grados de libertad, mediante la integración directa en dominio del tiempo.
- ***Solución directa en el dominio de las frecuencias***, Igualmente, consiste en resolver simultáneamente las “n” ecuaciones diferenciales de movimiento correspondiente al sistema de varios grados de libertad, mediante la integración directa, en el dominio de las frecuencias. En este método se tiene que expandir el movimiento del suelo en términos de las series de Fourier. Se tiene la dificultad en interpretar y verificar la solución.

Para el propósito de la investigación, se utilizó los siguientes métodos de solución:

- a) ***Análisis por combinación modal espectral***, haciendo uso del Espectro de diseño de la norma E.030 del RNE.
- b) ***Análisis por superposición modal***, con respuesta en el dominio del tiempo. Denominado Análisis Tiempo Historia por superposición modal.

2.1.7. Análisis dinámico edificios.

2.1.7.1. Método Espectral. Denominado también “Análisis por combinación Modal Espectral”. Para propósitos de diseño, sería suficiente conocer el valor máximo de la respuesta

debido al sismo, en este caso se requiere determinar los desplazamientos máximos de cada piso. Para este método se utiliza un espectro de respuesta para representar el movimiento (Pique y Scaletti, 1991).

Para la obtención de la respuesta máxima con el método espectral, se realiza mediante una combinación modal espectral, donde cada modo se escala de acuerdo a su participación modal, (Chopra, 2014). La desventaja de este método es que no se conoce el momento cuando se produce los efectos máximos.

Puesto que existe muchos registros de sismo, se tendría muchos pseudo-espectros de aceleración, con los que se tendría que analizar la estructura. Para fines prácticos de la ingeniería se ha calculado un espectro de diseño como un promedio y/o envolvente de diversos espectros de sismos ocurridos en el país, el cual ha sido incorporado en la Norma E.030-2019 Diseño Sismo resistente del R.N.E, que nos presenta el espectro de diseño suavizado con el cual se determina de la pseudo-aceleración (S_a), y que está dada por la siguiente relación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (1)$$

Dónde:

- S_a : Pseudo-aceleración espectral
- Z : Factor de Zona.
- U : Coeficiente de uso e importancia.
- C : Factor de amplificación sísmica.
- S : Factor de amplificación por el tipo de suelo.
- R : Coeficiente de Reducción.
- g : Aceleración de la gravedad.

El factor de amplificación sísmica “C”, es la curva suavizada del espectro de aceleración, obtenido de los registros Normalizados, El factor C es función del Periodo T y del Tipo de suelo que se caracteriza por un periodo típico de vibración T_p , este factor se da por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right): \quad C \leq 2.5 \quad (2)$$

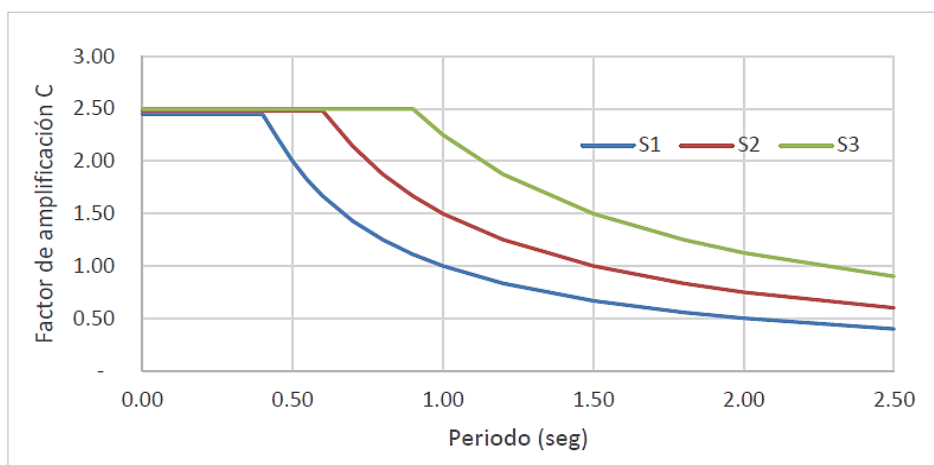
Dónde:

- T_p = Periodo fundamental de vibración del suelo
- T = Periodo de vibración del sistema de 1GDL

El factor C, tiene un valor máximo que es de 2.50, que es un valor promedio de un grupo de sismos ocurridos en el país más una desviación estándar. Este valor máximo se da cuando el periodo de vibración del sistema es menor al periodo de vibración del suelo.

Figura 14

Espectro de Aceleración Normalizado, propuesto por la Norma E.030- RNE, para los tres tipos de suelo.



Fuente: Olaza, (2015).

Para estimar las respuestas máximas, la Norma E.030-2019 Diseño Sismo resistente nos proporciona dos alternativas para realizar la combinación modal espectral, la primera es utilizando el método de la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo, que se calcula con la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (3)$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas correspondientes al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i). Los coeficientes de correlación están dados por:

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

Dónde:

- β : fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.
- ω_i, ω_j : son las frecuencias angulares de los modos i, j .

Una segunda alternativa que nos proporciona la norma E.030-2019 para estimar la respuesta máxima es utilizando el 0.25 de la suma de las respuestas absolutas más el 0.75 de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas, que se expresa de la siguiente manera:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (5)$$

Dónde la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i). (RNE-E.030 2019).

De acuerdo a la norma E-030, los desplazamientos obtenidos corresponden al rango elástico, por lo que debe de multiplicar la respuesta de desplazamiento por 0.75R para obtener los desplazamientos máximos en el rango inelástico.

2.1.7.2. Método Tiempo Historia por Superposición Modal. Denominado “Análisis por Superposición Modal en el dominio del Tiempo”, este método de solución se realiza a

través de la evaluación numérica para el sistema de 1GDL desacoplado, (Clough y Penzien, 2003), la respuesta se obtiene utilizando la Información modal y el registro sísmico del terreno o movimiento del suelo.

De acuerdo a la Norma E-030, el análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio. Esto significa que la aceleración del suelo se escriba como:

$$\ddot{x}_{s(t)} = \ddot{x}_{sm\acute{a}x} f(t) = \left(\frac{ZUS}{R} \right) g \cdot f(t) \quad (6)$$

Dónde Z es el factor de Zona, U coeficiente de uso e importancia, S el factor de amplificación por tipo de suelo, R el factor de reducción, g la aceleración de la gravedad y f(t) es la función del registro de sismo normalizado.

2.1.8. Enfoque de las etapas de la metodología a seguir

Ha continuación se presenta los pasos a seguir en el proceso de la investigación:

a) Estructuración del edificio. El edificio en estudio estuvo estructurado en base a pórticos que están conformados por losas, columnas y vigas de concreto armado, que componen la estructura resistente a cargas gravitacionales y sísmicas. El sistema de diafragma de piso considerará el uso de losas macizas tradicionales.

Las disposiciones de los pórticos principales, hizo que se trate de una estructura bastante regular, tanto en planta como en elevación.

Las losas aligeradas, vigas y columnas estructurales se dimensionaron de acuerdo a las especificaciones de la norma peruana E.060 – Concreto Armado. Para la regularidad en planta y elevación se tuvo en consideración las especificaciones de la Norma Peruana E.030 -2019 – Diseño Sismo resistente

b) Estado de cargas del edificio. En las estructuras analizadas se consideraron cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Para las cargas gravitacionales se consideró el peso propio y la sobrecarga teniendo en consideración las especificaciones de la Norma Peruana E.020 – Cargas. Para las cargas sísmicas, dependiendo del análisis, se realizó en función del espectro de diseño establecido en la Norma Peruana E.030-2019 – Diseño Sismo resistente o un registro acelerado gráfico compatible con dicho espectro.

c) Modelamiento del edificio. Los modelos computacionales de los tres edificios fueron realizados en el programa ETABS V.2016. Las vigas se modelaron como elementos de comportamiento dominado por flexión. Los muros, losas y vigas altas se modelaron con elementos finitos rectangulares tipo “Shell”. En los modelos se asumió que todos los elementos presentan un comportamiento lineal elástico.

Para la formulación del modelo estructural se consideró los siguientes supuestos:

- Las vigas se modelaron como elementos flexibles.
- Las losas se modelaron con elementos tipo “Shell”.
- Se consideraron diafragmas rígidos en los pisos (tres grados de libertad por planta). Las masas sísmicas se encontraron concentradas en el centro de gravedad de cada piso.
- Los muros se modelaron con elementos finitos tipo “Shell”, y se usó un mallado de 0.5x0.5 m como máximo.
- Los niveles basales de las estructuras analizadas correspondieron al suelo de fundación para todos los casos.

- Se consideraron empotradas en su base las estructuras y no se consideró el efecto de la interacción suelo-estructura en la cimentación.
- No se consideró el efecto del suelo de los muros perimetrales.

d) Propiedades dinámicas. Por propiedades dinámicas se refiere a los periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras, parámetros relevantes en el análisis sísmico de sistemas lineales. Los modos de vibración de una estructura, al igual que los periodos naturales, dependen de sus propiedades de rigidez y masa, por lo que estos varían con la inclusión de pisos subterráneos en el análisis.

Para la determinación de los periodos y los modos naturales de las estructuras se realizó un análisis modal. En esta investigación se consideró la masa sísmica como la procedente del 100% de las cargas permanentes más el 25 % de la sobrecarga de uso, tal como lo indica la Norma Peruana E.030-2019 – Diseño Sismo resistente.

Los modos naturales, además de que permitieron entender el comportamiento de las estructuras, fueron usados como base para el análisis que consideran superposición modal, tales como análisis modal espectral y análisis modal en la historia de tiempo, que son los dos tipos de análisis que se realizaron en esta investigación. El análisis modal se realizará de dos formas:

- Usando valores y vectores propios.
- Usando vectores de Ritz.

En esta investigación se realizó el análisis modal haciendo uso de los vectores de Ritz considerando 30 modos. Para justificar el uso de los vectores de Ritz se presentó una comparación de los periodos y los porcentajes de masa modal participantes que se obtienen al usar vectores propios y al usar vectores de Ritz, para garantizar la confianza en el cálculo de periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras.

e) **Esfuerzos principales.** En esta sección se mostraron la variación de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores de los elementos estructurales que componen los pórticos principales de los edificios debido a la inclusión de los sótanos en el análisis. Para ello se consideró los siguientes elementos estructurales representativos de los pórticos de los edificios:

- Columnas centrales y extremas
- Viga principales peraltadas y secundarias.
- Losas aligeradas en una dirección.

Para cada uno de las columnas, vigas y losas amadas se obtuvieron los resultados de cargas axiales, esfuerzo de corte y momento flector. Se analizaron los resultados en la dirección “X” y “Y” para el análisis modal espectral y para el análisis tiempo historia modal. Para el cálculo de los esfuerzos se hizo uso del programa computacional ETABS V2016.

f) **Respuesta sísmica.** En esta sección se presentaron los resultados de respuesta global de los edificios para el análisis modal espectral. Para cada piso de las estructuras se obtuvo el esfuerzo de corte y el momento de volteo sísmico para las dos direcciones de análisis. Dichos resultados fueron obtenidos a través del programa computacional ETABS V2016.

Adicionalmente, para cada piso se mostraron las cargas gravitacionales de servicio para el edificio sin sótanos, con un, dos y tres sótanos.

2.2. Base filosófica

La epistemología es una rama de la filosofía cuyo objeto de estudio es la búsqueda del conocimiento científico, se ocupa de problemas como las circunstancias históricas psicológicas y sociológicas que llevan a su obtención, y los criterios por los cuales se lo justifica o invalida; y la ingeniería civil es una rama de la ingeniería que aplica los conocimientos de humanísticas, suelos, física, mecánica, hidráulica para encargarse del diseño, construcción y mantenimiento de infraestructuras implantadas en el entorno, como obras hidráulicas, estructurales y de vías.

Es una profesión que consiste en utilizar el ingenio y la creatividad para así generar las mejores soluciones que permitan el desarrollo de la infraestructura física del país, por lo cual exige un serio compromiso con la sociedad, con una especial capacidad investigativa y práctica, todo ello producto de una formación integral. De tal manera desde el punto de vista epistemológico se puede considerar la ingeniería civil como una ciencia objetiva, la cual se rige a partir de unas leyes y principios formativos que hacen de ésta una ciencia tendiente a ser exacta. (Becerra, 2014).

La epistemología se fija en la ingeniería al momento de que el profesional se debe fijar en la realidad, para observar los problemas que esta presenta y dar una solución factible a dicha problemática y así la ingeniería civil parte de la epistemología ya que nos permite conocer los principios desde la razón; nos permite proporcionar un conocimiento científico de la naturaleza, así como determinar los límites dentro de los cuales es posible tal conocimiento (Becerra, 2014).

Kant negó que la realidad pudiera ser explicada mediante los solos conceptos y se propuso conseguir el mismo objetivo intentando determinar los límites y capacidades de la razón; con sus capacidades cognitivas y además autosuficientes no exploraba un mundo social, pues un minuto de su tiempo que desaprovechara era una inmensa pérdida para su teoría. Si bien existen, efectivamente, juicios sintéticos a priori, que son la condición necesaria de toda comprensión de la naturaleza (trascendentales), el ámbito del conocimiento delimita, en el pensamiento de Kant, al reino de la experiencia. Es así que con el correr del tiempo el hombre ve la necesidad de estudiar a fondo fenómenos que parecen inexplicables pero que tienen una explicación matemática o física y que por tal razón crea interesantes avances con respecto a su entorno y esto logra crear un conocimiento que como un círculo gira y enseña esto de generaciones en generaciones.

La ingeniería se basa fundamentalmente desde sus inicios en aplicaciones matemáticas y en la concepción cuantitativa de todos los fenómenos presentes en la tierra, y es de vital importancia dar esos mismos conceptos de forma cualitativa, de manera tal que como ingenieros estemos en la capacidad de afrontar situaciones de ámbito social con enfoques netamente humanísticos, así una buena solución a los problemas de interrelaciones personales es el continuo análisis de cada una de las situaciones, logrando ir paso a paso y poder plantear soluciones con análisis crítico, pero no numérico. Partiendo desde la concepción que tiene Kant acerca de una ciencia ya establecida, la física-matemática de Newton que compete a todas las ingenierías especialmente a la tratada en esta ocasión, lo cual nos lleva a generar una noción acerca de que estas dos ramas tan importantes se componen de juicios o leyes que nacieron de procesos experimentales que a su vez generaron resultados convenientes para estos estudios indicados (Becerra, 2014).

“El idealismo es la teoría que declara que la existencia de los objetos en el espacio fuera de nosotros es o meramente dudoso e indemostrable o falso e imposible” (Kant). De otra manera, el idealismo es inevitable cuando se considera el espacio como propiedad que debe pertenecer a las cosas en sí mismas ya que entonces el espacio es un absurdo, lo cual para la ingeniería civil es considerada como el todo y por el cual se concibe esta como tal.

2.2.1. Teoría de Popper y los riesgos en la ingeniería

Ciencia e ingeniería tienen diferentes métodos y buscan diferentes objetivos, Popper señala que "el indeterminismo y el libre albedrío han pasado a ser parte de las ciencias físicas y biológicas". La ciencia busca una verdad universal, la ingeniería no se fija ni en la verdad ni en la universalidad, el fin del ingeniero es utilitario, mientras que la teleología del científico es cognitiva. Los ingenieros contribuyen a la sociedad a través de su habilidad para aplicar principios científicos básicos a problemas reales de una forma eficiente y efectiva. Se emplea el método científico para desarrollar modelos que expliquen fenómenos reales.

Las distintas normas estandarizadas que rigen en la ingeniería son desarrolladas en base a los acontecimientos, la experiencia y el desarrollo de los conocimientos. En la publicación de Solari se menciona: en 1910 la cantidad de explosiones de calderas en Estados Unidos alcanzó la alarmante cifra de 1400 al año, los ingenieros estadounidenses establecieron normas de seguridad que minimizaron drásticamente el problema. American Society of Mechanical Engineers (ASME), elaboró por primera vez en 1914 el Boiler and Pressure Vessel Code (BPVC). Actualmente es empleado para el diseño, construcción, inspección, y ensayos de recipientes a presión. El Código ASME es la resultante de esos logros y fracasos, esta norma fue adoptada por Estados Unidos y muchos otros países, el código adquirió el carácter de American National Standard, y desde 1972 constituye un International Standard, en virtud de los programas internacionales de acreditación. Los códigos y normas son un reflejo de un acuerdo entre partes, productores, usuarios y técnicos, constituyen un mínimo que se debe cumplir, aunque el “estado del arte” está por encima del conocimiento reglamentado.

Durante un juicio multimillonario por fallas durante la construcción de una plataforma petrolera off-shore en el Mar del Norte, un juez inglés falló en contra de los diseñadores a pesar de que estos habían cumplido exactamente con todos los requerimientos de los códigos y normas contractuales de la British Standard, se argumentó que el ingeniero debe conocer y cumplir con el “estado del arte”, y era conocido entre los expertos de la época que algunos mecanismos de falla aún no estaban suficientemente considerados en las normas británicas aplicables, pero sí en normas empleadas en otros países como Japón (Rojas, et al., 2013).

Si bien el riesgo está presente en el trabajo del ingeniero, los deberes y obligaciones morales se tienen que cumplir. Desde antes de Cristo se consideran los daños a terceros; en el código de Hammurabi 1760 a. C. se establece “si un albañil ha edificado una casa para un señor, pero no ha dado solidez a la obra y la casa que construyó se ha desplomado y ha causado la muerte del propietario, ese albañil recibirá la muerte”. En el código deontológico del Colegio

de Ingenieros del Perú en su artículo 5° se indica “Los ingenieros están al servicio de la sociedad. Por consiguiente tiene la obligación de contribuir al bienestar humano, dando importancia primordial a la seguridad y adecuada utilización de los recursos en el desempeño de sus tareas profesionales”.

Las condiciones en las que los individuos y organizaciones toman decisiones son reflejo de las fuerzas del entorno (sucesos y hechos), y generalmente se cuenta con limitada información que no se pueden controlar, pero que pueden influir a futuro en los resultados de sus decisiones, estas decisiones tienen asociadas un cierto grado de riesgo y se basan en la percepción y tolerancia de cada persona y organización, por lo que antes de decidir se hace un análisis que permita al interesado valorar la mayor cantidad posible de factores asociados. Los diferentes criterios de decisión en ambiente de riesgo se basan en estadísticos asociados a la distribución de probabilidad de los resultados, por lo que las organizaciones, desarrollan modelos estadísticos, con el objeto de pronosticar variables económicas, ambientales, políticas y sociales (Rojas et al., 2013).

Un problema puede tener muchas posibles soluciones, y calcular los resultados esperados de todas ellas puede ser extremadamente lento y costoso, las situaciones de toma de decisiones se consideran dentro de una línea continua que va de la certeza, escenario altamente previsible, a la turbulencia escenario altamente imprevisible. Para minimizar o evitar las consecuencias catastróficas asociadas con accidentes, la ingeniería dispone de métodos técnicos y sociales que permiten la toma de decisiones capaces de minimizar las pérdidas. El empleo de iniciativas basadas en el riesgo ha sido incorporado a la ingeniería como herramienta para medir y evaluar los riesgos, hacer un ranking de criticidad de las instalaciones o componentes, decidir acciones de mitigación, aceptación y comunicación de los riesgos, gestionar los riesgos. La idea es decidir e implementar acciones preventivas antes que ocurra un accidente con consecuencias catastróficas.

Un sistema de gestión de riesgos es una aproximación a la gestión de sistemas industriales, basada en la identificación y control de aquellos eventos peligrosos, que tienen el potencial de causar cambios no deseados con consecuencias catastróficas. Su implementación permite operar las plantas industriales con seguridad, confiabilidad, disponibilidad y rentabilidad. Una adecuada gestión de riesgos requiere considerar los siguientes aspectos previamente analizados: identificar peligros/amenazas, integrar la información relevante en una base de datos, analizar y evaluar riesgos, mitigar los riesgos, aceptar los riesgos remanentes, y comunicar los riesgos (Rojas et al., 2013).

Tanto la inducción como la demarcación tienen bastante relación con el trabajo del ingeniero, para el presente artículo se orientará al tema de los riesgos que se halla en forma implícita en los proyectos de ingeniería dado que el riesgo acompaña a todo cambio e implica elección e incertidumbre.

Popper, en su autobiografía presenta una reflexión que los ingenieros constantemente tienen presente: "... porque fue mi maestro quien me enseñó no solamente cuan poco sabía, sino también que cualquiera que fuese el tipo de sabiduría a la que yo pudiese aspirar jamás, no podría consistir en otra cosa que en percatarme más plenamente de la infinitud de mi ignorancia".

2.2.2. El riesgo en la ingeniería

El riesgo, es la posibilidad de que suceda o no un daño, está relacionado con el peligro y la vulnerabilidad, no hay vulnerabilidad sin peligro. Según Popper la ciencia debe tomar riesgos. La ingeniería mide el riesgo como el producto entre la probabilidad, o frecuencia de ocurrencia, y las consecuencias o severidad de un peligro, limitándose su alcance a un ambiente específico y durante un periodo de tiempo determinado. Las estrategias frente al riesgo pueden ser reactivas o proactivas y las categorías de los riesgos pueden ser relacionados con: tamaño

del producto, impacto en la organización, tipo de cliente, definición del proceso de producción, entorno de desarrollo, tecnología, experiencia y tamaño del equipo, etc.

En condiciones de certidumbre, el ingeniero puede al menos prever (si no es que controlar) los hechos y sus resultados. Esta condición significa el debido conocimiento y clara definición tanto del problema como de las soluciones alternativas. El monto, tipo, calidad y confiabilidad de la información disponible influyen en el nivel de riesgo y en el hecho de si el responsable de tomar la decisión puede hacer uso de la probabilidad objetiva, posibilidad de que ocurra un resultado específico con base en hechos consumados, o subjetiva, juicios y opiniones personales de que ocurra un resultado específico, en la estimación del resultado (Rojas et al., 2013).

En la toma de decisiones que pueden causar la incertidumbre y el riesgo, existen fenómenos no atribuibles directamente al que toma las decisiones, por ejemplo:

- Inexistencia de datos históricos directamente relacionados con las alternativas que se estudian.
- Sesgos en el cálculo de datos o de eventos posibles.
- Análisis e interpretación erróneos de la información disponible, sesgo en los cálculos, baja confiabilidad de los datos estadísticos, etc.
- Cambios en la economía, en la política de países que en forma directa o indirecta afectan el entorno económico.
- Obsolescencia debido al cambio tecnológico rápido.
- Catástrofes naturales o comportamiento del clima.
- Introducción de nuevos insumos y/o productos.

Para dar una efectiva respuesta a los desafíos de la población, la ingeniería como emergente de la cultura, debe configurarse considerando los miedos, las incertidumbres y las tendencias destructivas de la cultura que la emplea.

Popper introdujo una teoría objetivista: la teoría de la probabilidad como propensión. Esta teoría incluye las posibilidades con peso. Si un dado está cargado, existe una circunstancia física, el campo de propensiones, que ejerce su influencia en cada tirada en particular.

El primer paso del análisis es responder: ¿Qué puede salir mal? La respuesta lleva a definir diversos escenarios de riesgo. Algunas de las técnicas empleadas se basan en equipos de expertos, para que opinen en forma planificada, y en el análisis de los antecedentes técnicos disponibles. Estas técnicas simples intentan ser de sentido común sistematizado. Un problema, solo parcialmente resuelto, reside en la consideración de los escenarios impensables o improbables, es decir aquellos aspectos que, por desconocimiento o porque nunca fueron observados, quedan fuera del análisis (Rojas et al., 2013).

Cuando la instalación o artefacto tiene un carácter único, en cuanto a que no hay antecedentes de haber sido construido anteriormente, la simulación computacional cobra una gran importancia, pero introduce incertidumbres, en algunos casos insalvables, por la falta de datos o historial de fallas genéricos. Tal como es el caso de las actualmente llamadas “mega construcciones”.

El estado del arte de la ingeniería se basa en el método de prueba y error, iluminado por el método científico. Siempre que hay un nuevo desarrollo tecnológico, hay riesgos. El riesgo cero no existe. Cuando más experiencia histórica esté disponible, mayor será la capacidad de la ingeniería para minimizar los riesgos. Cuando se materializa un nuevo proyecto, para el que no hay antecedentes, los riesgos inicialmente serán altos, a medida que se aumente el conocimiento el riesgo disminuye, debido a mayor experiencia, resultados de ensayos en operación, accidentes, etc. Las categorías generales de riesgos que generalmente se evalúan son: financieros, operacionales, interrupción del negocio, propiedad, desastres naturales, seguridad, salud ocupacional, público, ambiente, tecnológicos, obsolescencia, recursos

humanos, dependencia de personas claves, propiedad intelectual, reputación, imagen pública, fraude, peligro moral, etc. (Rojas et al., 2013).

Para cada escenario de riesgo definido, se deben contestar dos preguntas: ¿Cuál es su frecuencia o probabilidad de ocurrencia? y ¿Cuáles son sus consecuencias si se materializa el accidente? Con las respuestas se puede calcular el riesgo de cada escenario, como el producto entre la probabilidad y las consecuencias. Las consecuencias pueden medirse en términos económicos, de pérdidas de vidas humanas, área dañada, etc. La ingeniería dispone de métodos bien definidos y las herramientas matemáticas suficientes para calcular estas pérdidas con un buen grado de aproximación. Los modelos computacionales para calcular las consecuencias han evolucionado notablemente en los últimos años.

Con el transcurso del tiempo se puede producir un deterioro normal o acelerado. Por ejemplo, durante el diseño de una de las primeras plataformas petroleras off-shore del Mar del Norte, los ingenieros consideraron como peor escenario la “tormenta más grande del siglo”. Refirió uno de los diseñadores que en el primer año de operación la estructura soportó, con serias dificultades, cinco “tormentas más grandes del siglo”.

El Teorema de Bayes, o la denominada transformación bayesiana, es la herramienta generalmente empleada para combinar las diversas probabilidades. El enfoque bayesiano parte de una distribución de probabilidades a priori en la que el analista tiene un cierto grado de confianza antes de obtener datos objetivos, luego mediciones objetivas de la realidad (ensayos) modifican el grado de convicción inicial.

Popper criticó el empleo del enfoque bayesiano por considerar las probabilidades subjetivas y propuso reemplazar la teoría de probabilidades clásica por una teoría objetiva de probabilidades “pasadas”, que denominó teoría de la probabilidad como propensión. Las propensiones o tendencias no son meras posibilidades, sino realidades físicas. Los actuales métodos de inspección basados en riesgo siguen algunos de los lineamientos de la teoría de las

propensiones, combinándolos con frecuencias de ocurrencias históricas. En general, no se encuentran en los textos de ingeniería cuestionamientos, en el sentido de Popper al empleo de las probabilidades subjetivas, siendo su empleo una tendencia creciente en el contexto de API (*American Petroleum Institute*) y ASME.

El riesgo “técnico”, tan objetivo como ha sido posible calcularlo, no es el riesgo “real”, sino que es una medida de la percepción del riesgo. Cuanta más información se obtenga (resultados de ensayos, observaciones, etc.), se podrá modificar el riesgo percibido acercando al riesgo real que se desconoce.

2.3. Base tecnológica

2.3.1. Teoría general de los sistemas de Von Bertalanffy

El biólogo alemán Karl Ludwig von Bertalanffy (1901-1972) propuso en 1928 su teoría general de sistemas como una herramienta amplia que podría ser compartida por muchas ciencias distintas.

Esta teoría contribuyó a la aparición de nuevo paradigma científico basado en la interrelación entre los elementos que forman los sistemas. Previamente se consideraba que los sistemas en su conjunto eran iguales a la suma de sus partes, y que podían ser estudiados a partir del análisis individual de sus componentes; Bertalanffy puso en duda tales creencias.

Desde que fue creada, la teoría general de sistemas ha sido aplicada a la biología, a la psicología, a las matemáticas, a las ciencias computacionales, a la economía, a la sociología, a la política y a otras ciencias exactas y sociales, especialmente en el marco del análisis de las interacciones (Figuroa, 2015).

2.3.2. Principios de la Teoría General de Sistemas

- Totalidad: El sistema trasciende las características individuales de sus miembros.
- Entropía: Los sistemas tienden a conservar su identidad.

- Sinergia: Todo cambio en alguna de las partes afecta a todas las demás y en ocasiones al sistema.
- Finalidad: los sistemas comparten metas comunes.
- Equi finalidad: Las modificaciones del sistema son independientes de las condiciones iniciales.
- Equi potencialidad: Permite a las partes restantes asumir las funciones de las partes extinguidas.
- Retroalimentación: Los sistemas mantienen un constante intercambio de información.
- Homeostasis: Todo sistema viviente se puede definir por su tendencia a mantenerse estable.
- Morfogénesis: Todo sistema también se define por su tendencia al cambio.

2.3.3. Definición de sistema.

Para el autor el concepto de “sistema” se puede definir como un conjunto de elementos que interactúan entre ellos. Estos no necesariamente son humanos, ni siquiera animales, sino que también pueden ser ordenadores, neuronas o células, entre muchas otras posibilidades.

Los sistemas se definen por sus características estructurales, como la relación entre los componentes, y funcionales; por ejemplo, en los sistemas humanos los elementos del sistema persiguen un fin común. El aspecto clave de diferenciación entre los sistemas es si estos están abiertos o cerrados a la influencia del entorno en que se sitúan (Figuroa, 2015).

2.3.4. Tipos de sistema.

Bertalanffy y otros autores posteriores han definido distintos tipos de sistema en función de características estructurales y funcionales. Entre las clasificaciones más importantes tenemos:

2.3.4.1. Sistema, supra sistema y subsistemas. Los sistemas se pueden dividir en función de su nivel de complejidad. Los distintos niveles de un sistema interactúan entre ellos, de modo que no son independientes unos de otros.

Si entendemos por sistema un conjunto de elementos, hablamos de “subsistemas” para referirnos a tales componentes; por ejemplo, una familia es un sistema y cada individuo en ella es un subsistema diferenciado. El supra sistema es el medio externo al sistema, en el que éste se encuentra inmerso; en los sistemas humanos es identificable con la sociedad.

2.3.4.2. Reales, ideales y modelos. En función de su inactividad los sistemas se pueden clasificar en reales, ideales y modelos. Los sistemas reales son aquellos que existen físicamente y que pueden ser observados, mientras que los sistemas ideales son construcciones simbólicas derivadas del pensamiento y del lenguaje. Los modelos pretenden representar características reales e ideales.

2.3.4.3. Naturales, artificiales y compuestos. Cuando un sistema depende exclusivamente de la naturaleza, como el cuerpo humano o las galaxias, nos referimos a ellos como “sistema natural”. Por contra, los sistemas artificiales son aquellos que surgen como consecuencia de la acción humana; dentro de este tipo de sistema podemos encontrar los vehículos y las empresas, entre muchos otros.

Los sistemas compuestos combinan elementos naturales y artificiales. Cualquier entorno físico modificado por las personas, como los pueblos y las ciudades, es considerado un sistema compuesto; por supuesto, la proporción de elementos naturales y artificiales varía en cada caso concreto.

2.3.4.4. Cerrados y abiertos. Para Bertalanffy el criterio básico que define a un sistema es el grado de interacción con el supra sistema y otros sistemas. Los sistemas abiertos intercambian materia, energía y/o información con el entorno que los rodea, adaptándose a éste e influyendo en él.

En cambio, los sistemas cerrados se encuentran teóricamente aislados de las influencias ambientales; en la práctica se habla de sistemas cerrados cuando están altamente estructurados y la retroalimentación es mínima, puesto que ningún sistema es completamente independiente de su supra sistema.

2.3.5. *Programas computacionales.*

En el desarrollo de la investigación se hará uso de los siguientes programas computacionales:

2.3.5.1. Programa computacional ETABS. ETABS es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Resultado de 40 años de investigación y desarrollo continuo, esta última versión de ETABS ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados.

Desde el modelado de la estructura a la creación de diseños y detalles, ETABS cubre todos los pasos del proceso de dimensionamiento. La creación de modelos nunca ha sido tan sencilla – los comandos de diseño son intuitivos y permiten la rápida generación de plantas y alzados estructurales. Diseños CAD pueden convertirse directamente en modelos ETABS o usarse como plantillas a partir de los cuales se puede realizar el modelado. El revolucionario SAP Fire 64 bit solver permite el análisis rápido de modelos extremadamente complejos y soporta técnicas de modelado no lineales, como secuencia constructiva y efectos diferidos en

el tiempo (por ejemplo: fluencia y retracción). Está incluido el dimensionamiento de estructuras metálicas y de hormigón armado con optimización automatizada, así como de vigas y pilares mixtos, de muros de hormigón y mampostería, y también la comprobación de seguridad de conexiones y chapas metálicas. Los modelos se pueden crear de forma realista, y todos los resultados pueden representarse directamente en la estructura. Se pueden crear informes, intuitivos y de fácil lectura, para cualquier análisis o dimensionamiento efectuado en el modelo. En el caso de estructuras de hormigón armado y estructuras metálicas, es posible obtener diseños esquemáticos del modelo, cuadros resumen de armaduras, tablas informativas de los perfiles y conexiones dimensionadas, detalles de los elementos estructurales y respectivos cortes.

ETABS proporciona un conjunto inigualable de herramientas para ingenieros de estructuras que modelan y dimensionan edificios – tanto edificios industriales de un piso, como también torres de varios pisos. Con enormes capacidades y de fácil uso, desde su primera edición ETABS no pierde sus principales características proporcionando a sus usuarios un software tecnológicamente avanzado, productivo e intuitivo.

2.3.5.2. Programa computacional IBM SPSS. IBM SPSS Statistics es el paquete estadístico de referencia. Concebido para el análisis de datos en ciencias sociales, su potencia y la cantidad de pruebas disponibles le convierten en el programa de elección para cualquier escenario que requiera predicciones rápidas y fiables.

SPSS es un programa estadístico informático muy usado en las ciencias sociales y aplicadas, además de las empresas de investigación de mercado. El nombre originario correspondía al acrónimo de Statistical Package for the Social Sciences (SPSS), reflejando la orientación a su mercado original, aunque este programa es también muy utilizado en otros campos como las ciencias sociales y la mercadotecnia. Sin embargo, en la actualidad la parte SPSS del nombre completo del software (IBM SPSS) no es acrónimo de nada.

Es uno de los programas estadísticos más conocidos teniendo en cuenta su capacidad para trabajar con grandes bases de datos y una sencilla interfaz para la mayoría de los análisis. En la versión 12 de SPSS se podían realizar análisis con dos millones de registros y 250.000 variables. El programa consiste en un módulo de base y módulos anexos que se han ido actualizando constantemente con nuevos procedimientos estadísticos.

2.4. Base legal

2.1.9. RNE Norma E.020 – Cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma. Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio. Esta Norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismo resistente y con las Normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

2.1.10. RNE Norma E.030 – Diseño Sismo resistente

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios primordiales de la vida y de conservación de las estructuras.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en esta norma, deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

2.1.11. RNE Norma E.060 – Concreto Armado

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple.

Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma. Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.

2.1.12. RNE Norma E.070 – Albañilería

Esta Norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.

Para estructuras especiales de albañilería, tales como arcos, chimeneas, muros de contención y reservorios, las exigencias de esta Norma serán satisfechas en la medida que sean aplicables. Los sistemas de albañilería que estén fuera del alcance de esta Norma, deberán ser aprobados mediante Resolución del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento luego de ser evaluados por el Servicio nacional de capacitación para la Industria de la Construcción.

2.5. Hipótesis y variables.

2.5.1. Hipótesis principal

La incorporación de una estructura de sótanos mejoraría el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto.

2.5.2. Hipótesis secundarias

- HS1: La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, incrementaría la fuerza sísmica.
- HS2: La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuiría los periodos de vibración.
- HS3: La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuiría las fuerzas en los elementos estructurales.
- HS3: La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones ubicadas en la Selva Peruana, de la Región Loreto, disminuiría los desplazamientos de la estructura.

2.5.3. Variables e indicadores

2.5.3.1. Variables

2.5.3.1.1. Variables de la hipótesis principal

- Variable independiente: La estructura de sótanos.

2.5.3.1.2. Variables de las hipótesis secundarias

a) Hipótesis secundaria 1

- Variable independiente: La estructura de sótanos.
- Variable dependiente: La fuerza sísmica.

b) Hipótesis secundaria 2

- Variable independiente: La estructura de sótanos.
- Variable dependiente: Los periodos de vibración.

c) Hipótesis secundaria 3

- Variable independiente: La estructura de sótanos.
- Variable dependiente: Las fuerzas en los elementos estructurales.

d) Hipótesis secundaria 4

- Variable independiente: La estructura de sótanos.
- Variable dependiente: Desplazamientos de la estructura.

2.5.3.2. Definición conceptual

a) Hipótesis principal

- **La estructura de sótanos.** Es el conjunto de elementos resistentes, en los ambientes o pisos ubicados debajo del nivel del suelo y que pertenecen a las dependencias de un edificio; que colaboran entre sí para soportar fuerzas y cargas, manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir las fuerzas que actúan sobre él se compensan mutuamente y se logra el equilibrio.

b) Hipótesis secundaria 1

- **La fuerza sísmica.** Es cualquiera de las fuerzas provocadas por movimientos de la corteza terrestre generadas por un terremoto.

c) Hipótesis secundaria 2

- **Los periodos de vibración.** Son aquellos que en la medida en que los dos períodos igualen sus valores y su relación se acerque a la unidad la edificación entra en resonancia, aumentando significativamente las deformaciones y aceleraciones de la edificación y en consecuencia los esfuerzos en sus elementos estructurales. El periodo fundamental de vibrar de un edificio es un parámetro clave para el diseño sísmico de

una estructura; en el caso de construcciones existentes es un valor que puede ayudar a determinar las condiciones actuales de seguridad estructural.

d) Hipótesis secundaria 3

- **Las fuerzas en los elementos estructurales.** Son aquellas fuerzas que actúan sobre los diferentes elementos de las mismas que se denominan cargas. Es la fuerza que hace un elemento de la estructura para no ser deformado por las cargas y se denomina esfuerzo.

Las fuerzas que actúan sobre una estructura se llaman Cargas. Las fuerzas se representan con una flecha (vector), donde la longitud del vector es la intensidad de la fuerza, la flecha la dirección y el principio del vector es el punto donde se aplica la fuerza. El peso es también una fuerza.

e) Hipótesis secundaria 4

- **Desplazamientos de la estructura.** Es un método que se lleva a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado en vez de para un desplazamiento límite. En este procedimiento los esfuerzos y la rigidez de los diferentes elementos no intervienen, puesto que se obtienen al final.

El método consiste en asignar a la estructura de barras un objeto matemático, llamado matriz de rigidez, que relaciona los desplazamientos de un conjunto de puntos de la estructura, llamados nodos, con las fuerzas exteriores que es necesario aplicar para lograr esos desplazamientos (las componentes de esta matriz son fuerzas generalizadas asociadas a desplazamientos generalizados). La matriz de rigidez relaciona las fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos sobre los nodos de la estructura.

2.5.3.3. Definición operacional.

2.5.3.3.1. Hipótesis principal.

a. Variable independiente

a.1. Indicadores

Número de sótanos. Es el número de ambientes debajo del suelo de las edificaciones.

Altura de sótanos. Es la medida de la altura en metros, de los sótanos, por niveles.

a.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

b. Variable dependiente

b.1. Indicadores

- **Fuerza sísmica.** Es cualquiera de las fuerzas provocadas por movimientos de la corteza terrestre generadas por un terremoto.
- **Periodos de vibración.** Son aquellos que en la medida en que los dos períodos igualen sus valores y su relación se acerque a la unidad la edificación entra en resonancia, aumentando significativamente las deformaciones y aceleraciones de la edificación y en consecuencia los esfuerzos en sus elementos estructurales.

b.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

2.5.3.3.2. *Hipótesis secundaria 1.*

a. Variable independiente

a.1. Indicadores

Número de sótanos. Es el número de ambientes debajo del suelo de las edificaciones.

Altura de sótanos. Es la medida de la altura en metros, de los sótanos, por niveles.

a.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

b. Variable dependiente

b.1. Indicadores

- **La fuerza sísmica.** Es cualquiera de las fuerzas provocadas por movimientos de la corteza terrestre generadas por un terremoto.

b.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

2.5.3.3.3. *Hipótesis secundaria 2.*

a. Variable independiente

a.1. Indicadores

Número de sótanos. Es el número de ambientes debajo del suelo de las edificaciones.

Altura de sótanos. Es la medida de la altura en metros, de los sótanos, por niveles.

a.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

b. Variable dependiente**b.1. Indicadores**

- **Periodos de vibración.** Son aquellos que en la medida en que los dos períodos iguallen sus valores y su relación se acerque a la unidad la edificación entra en resonancia, aumentando significativamente las deformaciones y aceleraciones de la edificación y en consecuencia los esfuerzos en sus elementos estructurales.

b.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

2.5.3.3.4. Hipótesis secundaria 3.**a. Variable independiente****a.1. Indicadores**

Número de sótanos. Es el número de ambientes debajo del suelo de las edificaciones.

Altura de sótanos. Es la medida de la altura en metros, de los sótanos, por niveles.

a.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

b. Variable dependiente

b.1. Indicadores

- **Fuerza cortante.** Es el producto del cortante del piso total por el peso del elemento estructural correspondiente; se divide por el peso total de la edificación.
- **Momentos flectores.** Se calcula, multiplicando el peso de cada elemento estructural por longitud efectiva de cada elemento.
- **Fuerzas axiales.** El esfuerzo normal (esfuerzo axial o axial) es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones perpendiculares (normales) a la sección transversal de un prisma mecánico. Este tipo de sollicitación formado por tensiones paralelas está directamente asociado a la tensión normal.

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

b.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

2.5.3.3.5. Hipótesis secundaria 4.

a. Variable independiente

a.1. Indicadores

Número de sótanos. Es el número de ambientes debajo del suelo de las edificaciones.

Altura de sótanos. Es la medida de la altura en metros, de los sótanos, por niveles.

a.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

b. Variable dependiente

b.1. Indicadores

- **Desplazamientos de piso.** El desplazamiento de los pisos de un edificio proporciona información valiosa sobre su comportamiento estructural bajo cargas sísmicas. Esto puede provocar grandes deformaciones horizontales e incluso inestabilidades. Por lo tanto, algunas normas llaman a comprobar el desplazamiento del piso en su centro de gravedad.
- **Desplazamientos de entre piso.** Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.

b.2. Instrumentos

Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016.

2.5.3.4. Indicadores.

2.5.3.4.1. Hipótesis principal.

a. Variable independiente

- Número de sótanos.
- Altura de sótanos.

b. Variable dependiente

- Fuerza sísmica.
- Periodos de vibración.

2.5.3.4.2. Hipótesis secundaria 1.

a. Variable independiente

- Número de sótanos.
- Altura de sótanos.

b. Variable dependiente

- Fuerza sísmica.

2.5.3.4.3. Hipótesis secundaria 2.

a. Variable independiente

- Número de sótanos.
- Altura de sótanos.

b. Variable dependiente

- Periodos de vibración.

2.5.3.4.4. Hipótesis secundaria 3.

a. Variable independiente

- Número de sótanos.
- Altura de sótanos.

b. Variable dependiente

- Fuerza cortante.
- Momentos flectores.
- Fuerzas axiales.

2.5.3.4.5. Hipótesis secundaria 4.

a. Variable independiente

- Número de sótanos.
- Altura de sótanos.

b. Variable dependiente

- Desplazamiento de piso.
- Desplazamiento de entre piso.

III. MÉTODO

3.1. Tipo de Investigación

3.1.1. *De acuerdo a la orientación*

Aplicada, porque se orientó a obtener nuevo conocimiento acerca del comportamiento sísmico de edificaciones aporticadas que presentan sótanos, para solucionar problemas de análisis y diseño sísmico acerca de este tipo de edificaciones.

3.1.2. *De acuerdo a la técnica de contrastación*

Experimental, porque el comportamiento sísmico estuvo en función de los sótanos a través de la incorporación en las edificaciones.

3.1.3. *De acuerdo a la direccionalidad*

Prospectiva, porque los procedimientos y resultados obtenidos fueron utilizados como base en los análisis y diseños sísmicos más cercanos a la realidad.

3.1.4. *De acuerdo al tipo de fuente de recolección de datos*

Pro lectiva, porque las fuentes de información fueron recolectadas de acuerdo a los criterios de la investigación y planeación de la misma.

3.1.5. *De acuerdo al tipo de fuente de recolección de datos*

Transversal, porque las características de la unidad de análisis fueron medidas en un momento o tiempo determinado.

3.1.6. *De acuerdo a la comparación de poblaciones*

Comparativa, porque se comparó los resultados del comportamiento sísmico de edificaciones a porticadas con y sin sótanos.

3.1.7. Código y nomenclatura UNESCO

Tabla 1

Código y nomenclatura UNESCO

| Campo | Disciplina | Sub disciplina | Código |
|-----------------------|-------------------------------|-------------------------|--------|
| Ciencias Tecnológicas | Tecnología de la construcción | Tecnología del hormigón | 330505 |

Fuente: *Nomenclatura para los campos de las ciencias y las tecnologías - UNESCO*

3.2. Población y Muestra

3.2.1. Población

La población de estudio es 29 edificios, ya que estos se relacionan con las dimensiones que se pretende medir.

La población fueron los edificios a porticados de 5 pisos de altura con regularidad estructural en planta y altura, con 4 distintos niveles de sótanos: 0, 1, 2 y 3, considerando que el edificio estuvo cimentado sobre los distintos tipos de perfiles de suelo y zonas sísmicas de la Región Loreto, de uso para viviendas (Categoría C) de acuerdo con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030-2019. Generando un total de 29 edificios.

Tabla 2
Viviendas particulares urbanas

| VIVIENDA Y HOGAR | | Compendio Estadístico Loreto 2017 | | | | | | |
|---|----------------|--|----------------|--------------|------------------------|-------------|------------------|------------------------------------|
| A. VIVIENDAS PARTICULARES | | | | | | | | |
| 4.1 LORETO: VIVIENDAS PARTICULARES Y COLECTIVAS CENSADAS, TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL, SEGÚN TIPO Y ÁREA DE RESIDENCIA, 1993 Y 2007 | | | | | | | | |
| Tipo de vivienda / Área de Residencia | 1993 | | 2007 | | Incremento intercensal | | Incremento anual | Tasa de crecimiento promedio anual |
| | Absoluto | % | Absoluto | % | Absoluto | % | | |
| Total | 118 824 | 100,0 | 184 393 | 100,0 | 65 569 | 55,2 | 4 684 | 3,1 |
| Vivienda particular | 118 489 | 99,7 | 183 634 | 99,6 | 65 145 | 55,0 | 4 653 | 3,1 |
| Vivienda colectiva | 335 | 0,3 | 759 | 0,4 | 424 | 126,6 | 30 | 5,9 |
| Urbana | 68 570 | 100,0 | 119 668 | 100,0 | 51 098 | 74,5 | 3 650 | 4,0 |
| Vivienda particular | 68 277 | 99,6 | 119 021 | 99,5 | 50 744 | 74,3 | 3 625 | 4,0 |
| Vivienda colectiva | 293 | 0,4 | 647 | 0,5 | 354 | 120,8 | 25 | 5,7 |
| Rural | 50 254 | 100,0 | 64 725 | 100,0 | 14 471 | 28,8 | 1 034 | 1,8 |
| Vivienda particular | 50 212 | 99,9 | 64 613 | 99,8 | 14 401 | 28,7 | 1 029 | 1,8 |
| Vivienda colectiva | 42 | 0,1 | 112 | 0,2 | 70 | 166,7 | 5 | 7,1 |

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales de Población y Vivienda, 1993 y 2007.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI)-Censos Nacionales de Población y Vivienda. 1993 y 2007

Tabla 3
Viviendas particulares con techo de concreto armado, 2005-2016.

| 4.12 LORETO: VIVIENDAS PARTICULARES CON TECHO DE CONCRETO ARMADO, 2005-2016 | | | | | | | | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| (Porcentaje del total de viviendas particulares) | | | | | | | | | | | | |
| Departamento | 2005 | 2006 | 2007 | 2008 | 2009 | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 |
| Total | 33,9 | 34,8 | 36,4 | 37,5 | 38,3 | 39,0 | 38,7 | 39,3 | 38,9 | 38,8 | 38,8 | 39,1 |
| Loreto | 0,4 | 1,2 | 1,6 | 3,3 | 3,1 | 2,6 | 2,2 | 2,4 | 1,2 | 0,5 | 0,6 | 0,8 |

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI)-Censos Nacionales de Población y Vivienda. 1993 y 2007

POBLACIÓN = 3, 625 * 0.8 / 100 = 29 edificios.

Viviendas particulares urbanas = 3,625

Porcentaje de viviendas con techo de concreto armado = 0.8 %

3.2.2. Muestra

Según (Bernal, 2016, p. 257) “Es cada uno de los miembros individuales de una población. Cada unidad muestral proporciona una medida”.

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia y coincide con la población, es decir, 27 edificios.

La muestra fue de tipo aleatoria-sistemática y su tamaño será calculado usando la siguiente fórmula de población finita con proporciones con un error estimado de 0.05 % y un acierto del 95 %:

$$n = \frac{z^2 N p q}{e^2 (N - 1) + z^2 p q} \dots (1)$$

n = Muestra

z = Desviación de la curva normal

p = Probabilidad de éxito (0.5)

q = 1 - p = 0.5

N = Población = 29 edificios (Región Loreto)

e = 0.05 máximo error permitido

Reemplazando:

$$n = \frac{(1.96)^2 (29)(0.5)(0.5)}{(0.05)^2 (29 - 1) + (1.96)^2 (0.5)(0.5)}$$

$$n = 27.03 = 27 \text{ edificios}$$

La Población de estudio son de 29 edificios y la Muestra es de 27 edificios, pero por la investigación implica el análisis de 48 edificios de pórticos.

$$n = (2Z) * (3S) * (4M) * (2N) = 48$$

$$n = 48 \text{ modelos de edificios}$$

Z = Zonas Sísmicas (Z1, Z2, Z3).

S = Tipos de Suelos (S2, S3).

M = Modelos (0 sótanos, 1 sótano, 2 sótanos y 3 sótanos).

N = Niveles (Pórticos de 3 y 5 niveles de pisos).

n = Muestra de edificios de pórticos a modelar.

3.3. Operacionalización de las variables.

Tabla 4
Operacionalización de las variables

| Variable | Dimensiones | Indicadores |
|-------------------------------|---|------------------------|
| VI: Estructura de sótanos | VI-D1: Niveles (1, 2, 3) | Número de sótanos. |
| | | Altura de sótanos. |
| | VI-D2: Altura (constante) | Fuerza sísmica. |
| | | Periodos de vibración. |
| | VI-D1: Fuerza sísmica | Número de sótanos. |
| | | Altura de sótanos. |
| | | Fuerza sísmica |
| | VI-D2: Periodos de vibración | Periodos de vibración. |
| | VI-D3: Fuerzas en los elementos estructurales | Fuerza cortante. |
| | | Momentos flectores. |
| | | Fuerzas axiales. |
| | VI-D4: Desplazamientos de la estructura | Número de sótanos. |
| Altura de sótanos. | | |
| Desplazamiento de piso. | | |
| Desplazamiento de entre piso. | | |

Fuente: Elaboración propia.

3.4. Instrumentos

3.4.7. Instrumentos de medición de actividades

Para el cálculo del comportamiento sísmico se utilizará el sistema convencional empleando el método analítico teórico fundamentado en diversas teorías, teoremas y leyes de cálculo estructural. En la investigación se usará un método automatizado que se expresa en unas hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016, el cual se fundamenta en las mismas teorías, teoremas y leyes de cálculo estructural del método analítico teórico.

3.4.8. Instrumentos de recolección de datos.

Las técnicas y los instrumentos que se usaron para la recopilación de los datos se indican en la siguiente tabla 2, se detalla dichas técnicas e instrumentos:

Tabla 5

Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos

| Variable | Fuente | Técnica | Instrumento |
|------------------------|--|---------------------------------|--|
| Comportamiento Sísmico | Experimento en los edificios de sistema estructural aporticado con y sin sótanos | Observación directa en gabinete | Hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016 |

Fuente: Elaboración propia.

3.5. Procedimientos.

Para el análisis y procesamiento de datos se van a usar el programa computacional ETABS V2016 y nociones de la estadística descriptiva empleando el programa computacional Excel. El análisis fue comparativo, cuantitativo y cualitativo.

a) Diseño estadístico.

Se utilizará las pruebas estadísticas necesarias, para la confiabilidad y validación de los instrumentos, luego se utilizará el software SPSS versión 25, para procesar los datos recopilados y determinar si son datos paramétricos o no paramétricos y se continuará con el análisis respectivo teniendo en cuenta:

b) Estadístico de prueba.

Se aplicará la prueba de la Distribución T-STUDENT para muestras relacionadas, y se calculará el nivel de significancia P.

c) Determinación del nivel de significancia.

Se considerará un Nivel de significancia: $\alpha = 0.05$ (5%)

d) Verificación de la normalidad

Se realizará la evaluación de la prueba de normalidad en función a la cantidad de datos obtenido en la cantidad muestral.

3.5.1. Procedimiento metodológico.

Con los tratamientos en estudio se procedió a realizar el siguiente procedimiento y metodología para obtener los resultados finales de la investigación.

a. Estructuración del edificio.

El edificio en estudio estuvo estructurado en base a pórticos que están conformados por losas, columnas y vigas de concreto armado, que componen la estructura resistente a cargas gravitacionales y sísmicas. El sistema de diafragma de piso considerará el uso de losas macizas tradicionales.

Las disposiciones de los pórticos principales, hizo que se trate de una estructura bastante regular, tanto en planta como en elevación.

Las losas aligeradas, vigas y columnas estructurales se dimensionaron de acuerdo a las especificaciones de la norma peruana E.060 – Concreto Armado. Para la regularidad en planta y elevación se tuvo en consideración las especificaciones de la Norma Peruana E.030-2019 – Diseño Sismo resistente.

b. Estado de cargas del edificio.

En las estructuras analizadas se consideraron cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Para las cargas gravitacionales se consideró el peso propio y la sobrecarga teniendo en consideración las especificaciones de la Norma Peruana E.020 – Cargas. Para las cargas sísmicas, dependiendo del análisis, se realizó en función del espectro de diseño establecido en la Norma Peruana E.030-2019 – Diseño Sismo resistente o un registro acelero gráfico compatible con dicho espectro.

c. Modelamiento del edificio.

Los modelos computacionales de los tres edificios fueron realizados en el programa ETABS V.2016. Las vigas se modelaron como elementos de comportamiento dominado por flexión. Los muros, losas y vigas altas se modelaron con elementos finitos rectangulares tipo “shell”. En los modelos se asumió que todos los elementos presentan un comportamiento lineal elástico.

Para la formulación del modelo estructural se consideró los siguientes supuestos:

- Las vigas se modelaron como elementos flexibles.
- Las losas se modelaron con elementos tipo “shell”.
- Se consideraron diafragmas rígidos en los pisos (tres grados de libertad por planta). Las masas sísmicas se encontraron concentradas en el centro de gravedad de cada piso.
- Los muros se modelaron con elementos finitos tipo “shell”, y se usó un mallado de 0.5x0.5 m como máximo.
- Los niveles basales de las estructuras analizadas correspondieron al suelo de fundación para todos los casos.
- Se consideraron empotradas en su base las estructuras y no se consideró el efecto de la interacción suelo-estructura en la cimentación.
- No se consideró el efecto del suelo de los muros perimetrales.

d. Propiedades dinámicas.

Por propiedades dinámicas se refiere a los periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras, parámetros relevantes en el análisis sísmico de sistemas lineales. Los modos de vibración de una estructura, al igual que los periodos naturales, dependen de sus propiedades de rigidez y masa, por lo que estos varían con la inclusión de pisos subterráneos en el análisis.

Para la determinación de los periodos y los modos naturales de las estructuras se realizó un análisis modal. En esta investigación se consideró la masa sísmica como la procedente del 100% de las cargas permanentes más el 25 % de las sobre carga de uso, tal como lo indica la Norma Peruana E.030-2019 – Diseño Sismo resistente.

Los modos naturales, además de que permitieron entender el comportamiento de las estructuras, fueron usados como base para el análisis que consideran superposición modal, tales como análisis modal espectral y análisis modal en la historia de tiempo, que son los dos tipos de análisis que se realizaron en esta investigación. El análisis modal se realizará de dos formas:

- Usando valores y vectores propios.
- Usando vectores de Ritz.

En esta investigación se realizó el análisis modal haciendo uso de los vectores de Ritz considerando 30 modos. Para justificar el uso de los vectores de Ritz se presentó una comparación de los periodos y los porcentajes de masa modal participantes que se obtienen al usar vectores propios y al usar vectores de Ritz, para garantizar la confianza en el cálculo de periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras.

e. Esfuerzos principales.

En esta sección se mostraron la variación de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores de los elementos estructurales que componen los pórticos principales de los edificios debido a la inclusión de los sótanos en el análisis. Para ello se consideró los siguientes elementos estructurales representativos de los pórticos de los edificios:

- Columnas centrales y extremas
- Viga principales peraltadas y secundarias.
- Losas aligeradas en una dirección.

Para cada uno de las columnas, vigas y losas amadas se obtuvieron los resultados de cargas axiales, esfuerzo de corte y momento flector. Se analizaron los resultados en la dirección

“X” y “Y” para el análisis modal espectral y para el análisis tiempo historia modal. Para el cálculo de los esfuerzos se hizo uso del programa computacional ETABS V2016.

f. Respuesta sísmica.

En esta sección se presentaron los resultados de respuesta global de los edificios para el análisis modal espectral. Para cada piso de las estructuras se obtuvo el esfuerzo de corte y el momento de volteo sísmico para las dos direcciones de análisis. Dichos resultados fueron obtenidos a través del programa computacional ETABS V2016.

Adicionalmente, para cada piso se mostraron las cargas gravitacionales de servicio para el edificio sin sótanos, con un, dos y tres sótanos.

3.6. Análisis de Datos

3.6.1. Validación de los instrumentos por juicio de expertos

Para el cálculo del comportamiento sísmico el método convencional es el analítico teórico fundamentado en diversas teorías, teoremas y leyes de cálculo estructural. En la investigación se hizo uso de un método automatizado que se expresa en unas hojas de resultados obtenidas del programa computacional ETABS V2016 la cual también se fundamenta en las mismas teorías, teoremas y leyes de cálculo estructural del método analítico teórico.

La validación de instrumento que se utilizó fue fichas u hojas de ingreso de datos al programa computacional ETABS V2016, que estuvo visado y acreditado por un ingeniero civil especialista en el área de investigación. (Ver anexo de ficha de registro).

3.6.2. Técnicas de procesamiento de datos.

Para el análisis y procesamiento de datos se hizo uso del programa computacional ETABS V2016 y nociones de la estadística descriptiva empleando el programa computacional Excel. El análisis fue comparativo, cuantitativo y cualitativo.

3.6.3. Técnicas de análisis e interpretación de la información.

Para el análisis e interpretación de información de datos se hizo uso la estadística compleja e inferencial empleando el programa computacional Excel. El análisis fue comparativo, cuantitativo y cualitativo. La información se presentó en la forma de tablas y gráficas para su mejor ilustración.

3.6.4. Estrategia de prueba de hipótesis.

Con el objeto de comprobar las hipótesis planteadas en la presente investigación se empleó la prueba estadística T-STUDENT, el cual es un método útil para comparar las medias de 2 grupos de muestras relacionadas. El cálculo se realizó en el programa computacional SPSS, y se procedió de la siguiente manera:

a. Planteamiento de hipótesis.

Planteamiento de la hipótesis alternativa: H_a (lo que se quiere demostrar)

Planteamiento de la hipótesis alternativa: H_o

b. Determinación del nivel de significancia.

Nivel de significancia: $\alpha = 0.05$ (5%)

c. Verificación de la normalidad.

Se realizó mediante la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk (para muestras menores a 30).

d. Estadístico de prueba.

Se aplicó la Distribución T-STUDENT para muestras relacionadas, y se calcula el nivel de significancia P.

e. Regla de decisión.

En base a la evidencia disponible se aceptará o rechazará la hipótesis alternativa (H_a) de la siguiente manera:

Si: $P \leq \alpha \rightarrow$ Se acepta hipótesis alternativa

Si: $P > \alpha \rightarrow$ Se acepta hipótesis nula

3.7. Consideraciones Éticas.

Los aspectos éticos son: (a) La tesis cumple con el esquema de la Universidad Nacional Federico Villarreal; (b) El objetivo fundamental de la tesis es generar el nuevo conocimiento; (c) La tesis es original y auténtica por parte del investigador; (d) Los resultados son reales no hubo manipulación de la misma; (e) Toda la información es citada respetando la autoría.

IV. RESULTADOS

4.1. Presentación de Resultados

4.1.1. Descripción del edificio

La estructura considerada es una edificación destinada a uso de tiendas comerciales. Se han desarrollado 48 modelos estructurales, en concordancia con la muestra del estudio, en la que se consideró la zonificación, el tipo de suelo, la altura de la superestructura, y los niveles de la estructura de sótanos. La superestructura de la edificación tuvo una altura de entre piso de 3.00 metros y un área de 324 m². La estructura del sótano, tuvo una altura de entrepiso de 3.5 metros y un área de 626 m².

a. Materiales utilizados

Las características y propiedades mecánicas de los materiales que se utilizaron se detallan a continuación:

a.1. Concreto Armado

- Resistencia a la Compresión Simple: $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria Máxima: $\varepsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de Elasticidad: $E = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.20$
- Módulo de Corte: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

a.2. Acero de Refuerzo Grado 60

- Esfuerzo de Fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria de Fluencia = 0.002

b. Estructuración del edificio.

La estructuración consiste en distribuir los elementos estructurales siguiendo una serie de criterios y tomando como base los planos de arquitectura. Es el primer paso que se sigue para diseñar un edificio y uno de los más importantes, ya que de la estructuración dependerá la

variabilidad de los resultados del análisis estructural respecto de las fuerzas reales, y también si la predicción del comportamiento de la estructura durante un sismo se acerca a la realidad, por lo que es importante tener una estructuración tan simple como sea posible. Al encontrarnos en un país sísmico, la estructuración de un edificio debe satisfacer dos solicitaciones importantes: las cargas de gravedad y las fuerzas de sismo. Esta debe garantizar la seguridad de las personas que se encuentren dentro de la misma permitiendo un adecuado desempeño durante toda su vida útil.

b.1. Criterios de estructuración y diseño.

Mientras más compleja sea la estructura, es más difícil predecir su comportamiento sísmico; por esta razón, es recomendable que la estructura sea lo más simple posible de manera que el análisis sísmico que se realice sea lo más cercano a la realidad (Blasco 1994). En el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (A. Blanco, 1994), el autor señala los principales criterios a tener en cuenta para estructurar un edificio, a continuación, se muestran los más importantes:

▪ Simplicidad y simetría

Se buscó que la edificación sea simple y simetría en su estructuración porque esto ayuda a que tenga un buen desempeño sísmico. Esto es debido a dos motivos principales:

- ✓ Los modelos realizados para obtener las solicitaciones en los elementos de un edificio son más precisos en estructuras simples. Cuando se analizan estructuras complejas nos veremos obligados a hacer simplificaciones que nos pueden llevar a resultados que no se adecuan con la realidad.
- ✓ La predicción del comportamiento sísmico de una estructura es mucho más cercana a la realidad en edificios simples y simétricos. Un edificio no simétrico generalmente presenta problemas de torsión debido a la excentricidad entre sus centros de masa y

rigidez, los cuales son difíciles de cuantificar y pueden aumentar considerablemente los esfuerzos durante un sismo.

- **Resistencia y Ductilidad**

Se verificó que el sistema de resistencia sísmica en por lo menos dos direcciones ortogonales de la estructura, a fin de garantizar su estabilidad.

- **Uniformidad y Continuidad**

Se consideró evitar cambios bruscos en las rigideces de los elementos, tanto en planta como en elevación. Generalmente un cambio en la continuidad genera un comportamiento no deseado, los esfuerzos se concentran en las zonas cuyas dimensiones se reducen causando daños en la estructura.

- **Rigidez Lateral**

Se consideró proveer al edificio de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, ya que éstos ayudan a controlar los desplazamientos durante un sismo, y así evitar los daños a las estructuras y elementos no estructurales.

- **Existencia de diafragmas rígidos**

Se consideró la existencia de una losa rígida en su plano, de tal manera que permita considerar a la estructura como una unidad con desplazamientos compatibles entre sí. Como consecuencia de esto se puede distribuir las fuerzas horizontales aplicadas entre los pórticos y placas de acuerdo a su rigidez lateral.

b.2. Estructuración.

La estructuración del edificio estuvo compuesta por los elementos estructurales: losas macizas, losas aligeradas, vigas, columnas y muros de concreto armado para la estructura de los sótanos. Así mismo, se consideró dos direcciones principales: Una dirección longitudinal X (ejes numéricos) y la otra perpendicular denominada dirección transversal Y (ejes alfabéticos).

- **Losas**

De acuerdo a la longitud de cada paño se optó por el sistema de losa maciza en los pisos de la estructura del sótano; y por una losa aligerada unidireccional en los pisos de la superestructura, al tratarse de un sistema comúnmente usado en el país por presentar menor peso que otro tipo de sistema de losa y además de facilitar las instalaciones eléctricas y sanitarias.

Las losas aligeradas se armaron en la dirección longitudinal “X”, teniendo en consideración el sentido de menor longitud del ambiente y tratando de darle continuidad a las mismas. Se utilizó un peralte de 20 cm de acuerdo con la siguiente expresión:

$$h_{losa} = \frac{L}{25} = \frac{500 \text{ cm}}{25} = 20 \text{ cm}$$

Dónde:

h_{losa} es el peralte de la losa aligerada en cm.

L es la luz libre del paño.

Respecto a la losa maciza, se consideró un peralte de 15 cm. El cálculo del peralte se realiza utilizando la expresión de pre dimensionamiento de una losa aligerada y restando 5 cm al resultado. Por tanto:

$$h_{maciza} = \frac{L}{25} - 5 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

- **Vigas**

Son elementos que reciben la carga de las losas, y las transmiten hacia otras vigas o directamente hacia las columnas o muros. Junto a las columnas forman lo que se denominan los pórticos. Las vigas se ubicaron de tal manera que unan las columnas entre sí formando pórticos. Debido a que la planta de los pisos típicos y subterráneos es de forma cuadrada se tiene un comportamiento sísmico igual en ambas direcciones de análisis. Se consideró que las

vigas peraltadas tengan las mismas dimensiones en las dos direcciones “X” y “Y” para mantener el diseño arquitectónico del edificio y proporcionar una mayor resistencia al corte y rigidez lateral en ambas direcciones del edificio. El peralte de las vigas de la edificación es de 50 cm y se determinó en función de la luz libre de apoyo utilizando la siguiente expresión:

$$h_{viga} = \frac{L}{10} = \frac{500 \text{ cm}}{10} = 50 \text{ cm}$$

Dónde:

h_{viga} es el peralte de la viga en cm.

L es la luz libre entre apoyos.

Respecto al ancho de la viga, se utilizó un ancho de 30 cm teniendo en consideración el peralte y las cargas a las que estará sometido la edificación.

- **Columnas**

Las columnas forman junto con las vigas peraltadas forman pórticos que proporcionan rigidez lateral al edificio. Las columnas están ubicadas y distanciadas de tal manera de formar pórticos y respetando el requerimiento arquitectónico del edificio. Se consideró columnas cuadradas, ya que la simetría de la edificación lo requiere. Se consideró que las columnas de la sub estructura y de la súper estructura tengan la misma dimensión logrando así la continuidad requerida. Las columnas tuvieron un ancho de 60 cm y un peralte de 60 cm.

- **Muros de concreto armado en sótanos**

Son paredes de concreto armado que, dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan mayor rigidez lateral y resistencia en esa dirección (Blasco 1994).

Las placas perimetrales distribuidas para los pisos de los sótanos son de 0.25 m. de espesor para contrarrestar así las cargas laterales transversales a su plano proveniente del empuje del terreno, cabe recordar que en el análisis sísmico a realizar no se considerara el efecto de la interacción suelo-estructura, por lo que estas placas estas destinadas a soportar cargas gravitacionales y de sismo en ambas direcciones.

4.1.2. Pre dimensionamiento del edificio

4.1.2.1. Losa Aligerada y Losa Maciza. El pre dimensionamiento de la losa aligerada se realizó de acuerdo con los paños que se observan en la figura 15. La tabla 6 muestra los cálculos realizados para determinar las dimensiones de la losa aligerada y losa maciza.

Figura 15
Paños para el Dimensionamiento de losas

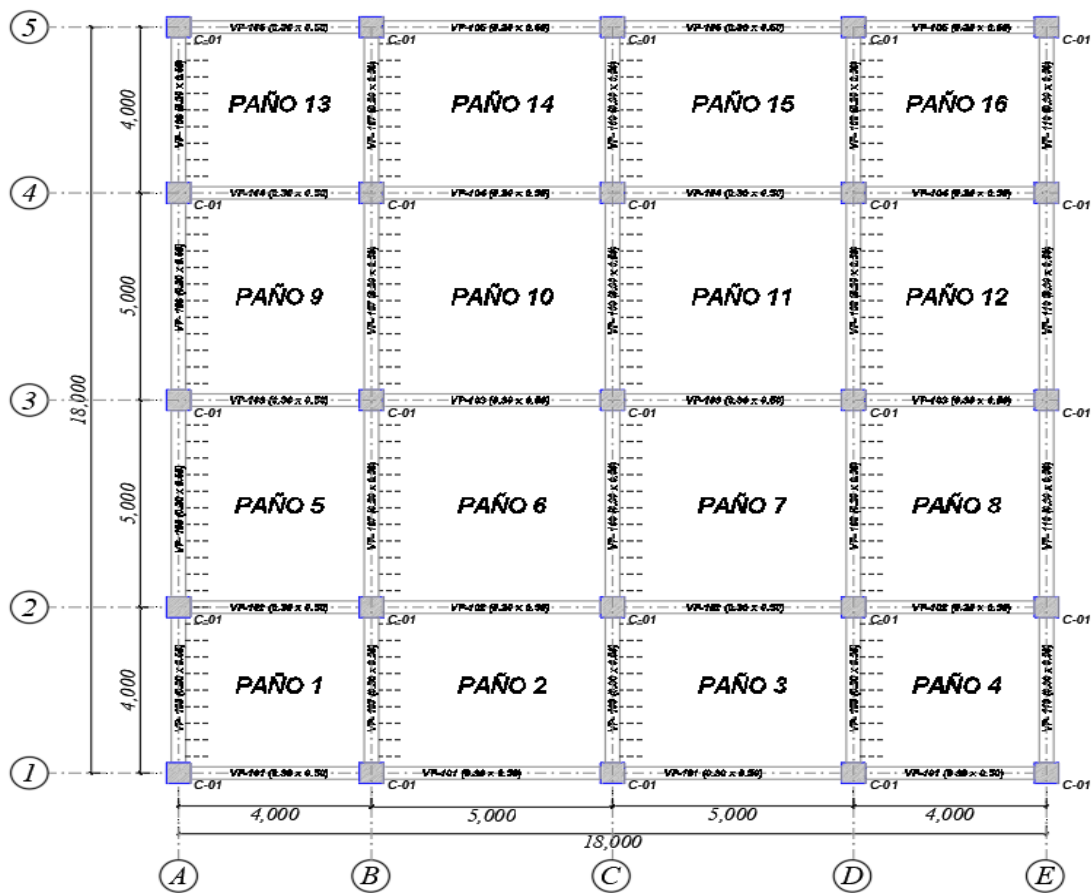


Tabla 6
Pre dimensionamiento de losa aligerada

| Paño | Luz libre (L) m. | $h_{Losa\ Aligerada}\ (m)$ | $h_{Losa\ Maciza}\ (m)$ |
|------|------------------|----------------------------|-------------------------|
| | | $L/25$ | $\frac{L}{25} - 5cm$ |
| 1 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 2 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 3 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 4 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 5 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 6 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 7 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 8 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 9 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 10 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 11 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 12 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 13 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |
| 14 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 15 | 4.70 | 0.19 | 0.14 |
| 16 | 3.70 | 0.15 | 0.11 |

4.1.2.2. Pre dimensionamiento de vigas. Las vigas peraltadas tienen una altura mayor al de la losa. La viga peraltada sirve de apoyo a las losas y transmiten las cargas de estas. En caso de sismo, las vigas peraltadas al formar pórticos colaboran en absorber los esfuerzos inducidos por el movimiento telúrico.

a) Vigas peraltadas

Para pre dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un del orden de 1/10 ó 1/12 de la luz libre entre apoyos, el cual incluye el espesor de la losa. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cm. Teniendo en consideración los criterios anteriores se obtuvo el siguiente pre dimensionamiento de vigas peraltadas, el cual se muestra en la tabla 7 y tabla 8. El pre dimensionamiento se realizó en función del tramo de mayor longitud libre de las vigas, según la estructuración propuesta, en las direcciones “X” y “Y”, tanto en la sub estructura y súper estructura.

Tabla 7*Pre dimensionamiento de vigas peraltadas para la Súper Estructura.*

| Dirección "X" | | | | | |
|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------|------------------|
| Vigas | Luz libre (Ln) m. | Peralte h (m) | | | Ancho b (m) |
| | | $h = \frac{Ln}{12}$ | $h = \frac{Ln}{10}$ | "h" Propuesto | $b \approx 0.5h$ |
| VP 101 Eje A-B | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VP 101 Eje B-C | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VP 101 Eje C-D | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VP 101 Eje D-E | 4.00 | 0.34 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |

| Dirección "Y" | | | | | |
|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------|---------------------|
| Vigas | Luz libre (Ln) m. | Peralte h (m) | | | Ancho b (m) |
| | | $h = \frac{Ln}{12}$ | $h = \frac{Ln}{10}$ | "h" Propuesto | $h = \frac{Ln}{12}$ |
| VP 106 Eje 1-2 | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VP 106 Eje 2-3 | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VP 106 Eje 3-4 | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VP 106 Eje 4-5 | 4.00 | 0.34 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |

Tabla 8*Pre dimensionamiento de vigas peraltadas en la sub estructura*

| Dirección "X" | | | | | |
|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------|------------------|
| Vigas | Luz libre (Ln) m. | Peralte h (m) | | | Ancho b (m) |
| | | $h = \frac{Ln}{12}$ | $h = \frac{Ln}{10}$ | "h" Propuesto | $b \approx 0.5h$ |
| VPS 102 Eje A-B | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 102 Eje B-C | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 102 Eje C-D | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 102 Eje D-E | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 102 Eje E-F | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 102 Eje F-G | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |

| Dirección "Y" | | | | | |
|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------|---------------------|
| Vigas | Luz libre (Ln) m. | Peralte h (m) | | | Ancho b (m) |
| | | $h = \frac{Ln}{12}$ | $h = \frac{Ln}{10}$ | "h" Propuesto | $h = \frac{Ln}{12}$ |
| VPS 106 Eje 1-2 | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 106 Eje 2-3 | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 106 Eje 3-4 | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 106 Eje 4-5 | 5.00 | 0.42 | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 106 Eje 5-6 | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |
| VPS 106 Eje 6-7 | 4.00 | 0.34 | 0.40 | 0.50 | 0.30 |

Finalmente, uniformizando las dimensiones de las vigas peraltadas en ambas direcciones se optó por utilizar vigas de 0.30 m. x 0.60 m para toda la edificación.

4.1.2.3. Pre dimensionamiento de Columnas. Las columnas al estar sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas para resistir ambos efectos simultáneamente. Para el pre dimensionamiento se utilizó las siguientes expresiones:

Para columnas centrales

$$Area\ de\ columna = \frac{P_{Servicio}}{0.45F'c}$$

Para columnas esquineras y exteriores

$$Area\ de\ columna = \frac{P_{Servicio}}{0.35F'c}$$

Donde:

$P_{Servicio}$ es la carga de servicio ($P = 1500\ Kg/m^2$)

$F'c$ es la resistencia a compresión del concreto.

Las expresiones anteriores según el autor tienen validez para columnas cargadas con más de 200 ton, en el caso de no cumplir dicho requisito las áreas de las columnas deben fluctuar entre 1000 y 2000 cm².

Tabla 9
Áreas de columnas en pisos típicos

| Ítem | Columnas | | Área tributaria (m ²) | Carga de servicio | | | Área Columna |
|------|-----------|---------|-----------------------------------|-------------------------------------|----------|-----------------|----------------------|
| | Ubicación | Tipo | | Carga asumida (Ton/m ²) | N° pisos | P servicio (tn) | A (cm ²) |
| C1 | 2-B | Central | 16.00 | 1.00 | 8 | 128 | 1016.00 |
| C2 | 2-C | Central | 18.00 | 1.00 | 8 | 144 | 1143.00 |
| C3 | 2-D | Central | 20.00 | 1.00 | 8 | 160 | 1270.00 |
| C4 | 2-E | Central | 18.00 | 1.00 | 8 | 144 | 1143.00 |
| C5 | 2-F | Central | 16.00 | 1.00 | 8 | 128 | 1016.00 |
| C6 | 3-B | Central | 18.00 | 1.00 | 8 | 144 | 1143.00 |
| C7 | 3-C | Central | 20.25 | 1.00 | 8 | 162 | 1286.00 |
| C8 | 3-D | Central | 22.50 | 1.00 | 8 | 180 | 1429.00 |
| C9 | 3-E | Central | 20.25 | 1.00 | 8 | 162 | 1286.00 |
| C10 | 3-F | Central | 18.00 | 1.00 | 8 | 144 | 1143.00 |
| C11 | 4-B | Central | 20.00 | 1.00 | 8 | 160 | 1270.00 |
| C12 | 4-C | Central | 22.50 | 1.00 | 8 | 180 | 1429.00 |
| C13 | 4-D | Central | 25.00 | 1.00 | 8 | 200 | 1588.00 |
| C14 | 4-E | Central | 22.50 | 1.00 | 8 | 180 | 1429.00 |
| C15 | 4-F | Central | 20.00 | 1.00 | 8 | 160 | 1270.00 |

Tabla 10
Pre dimensionamiento de columnas

| Columnas | | | Pre dimensionamiento | | | |
|----------|-----------|---------|----------------------|--------|-------------------|-------------------|
| Ítem | Ubicación | Tipo | b (cm) | h (cm) | "b" Propuesto (m) | "h" Propuesto (m) |
| C1 | 2-B | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C2 | 2-C | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C3 | 2-D | Central | 45 | 45 | 0.50 | 0.50 |
| C4 | 2-E | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C5 | 2-F | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C6 | 3-B | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C7 | 3-C | Central | 45 | 45 | 0.50 | 0.50 |
| C8 | 3-D | Central | 45 | 45 | 0.50 | 0.50 |
| C9 | 3-E | Central | 45 | 45 | 0.50 | 0.50 |
| C10 | 3-F | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C11 | 4-B | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |
| C12 | 4-C | Central | 45 | 45 | 0.50 | 0.50 |
| C13 | 4-D | Central | 50 | 50 | 0.50 | 0.50 |
| C14 | 4-E | Central | 45 | 45 | 0.50 | 0.50 |
| C15 | 4-F | Central | 40 | 40 | 0.50 | 0.50 |

Para uniformizar las dimensiones de las columnas en los pisos típicos se optaron por emplear todas las columnas de 0.50m. x 0.50m, con un $F'_c=280 \text{ kg/cm}^2$, como se muestra en la figura 16, figura 17 y figura 18.

Figura 16
Vista en elevación del edificio con sótanos

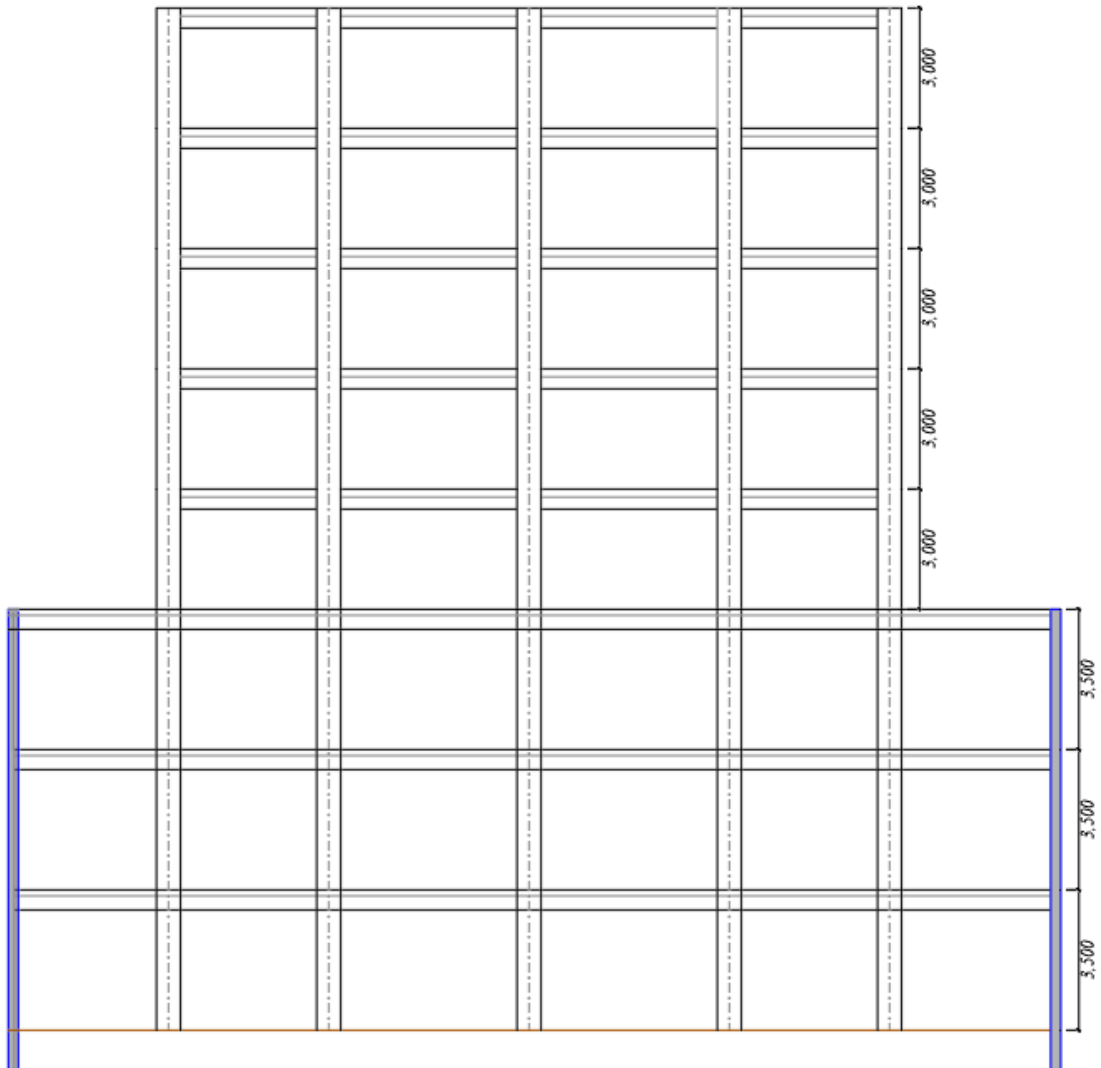


Figura 17
Vista en planta del edificio sin sótanos

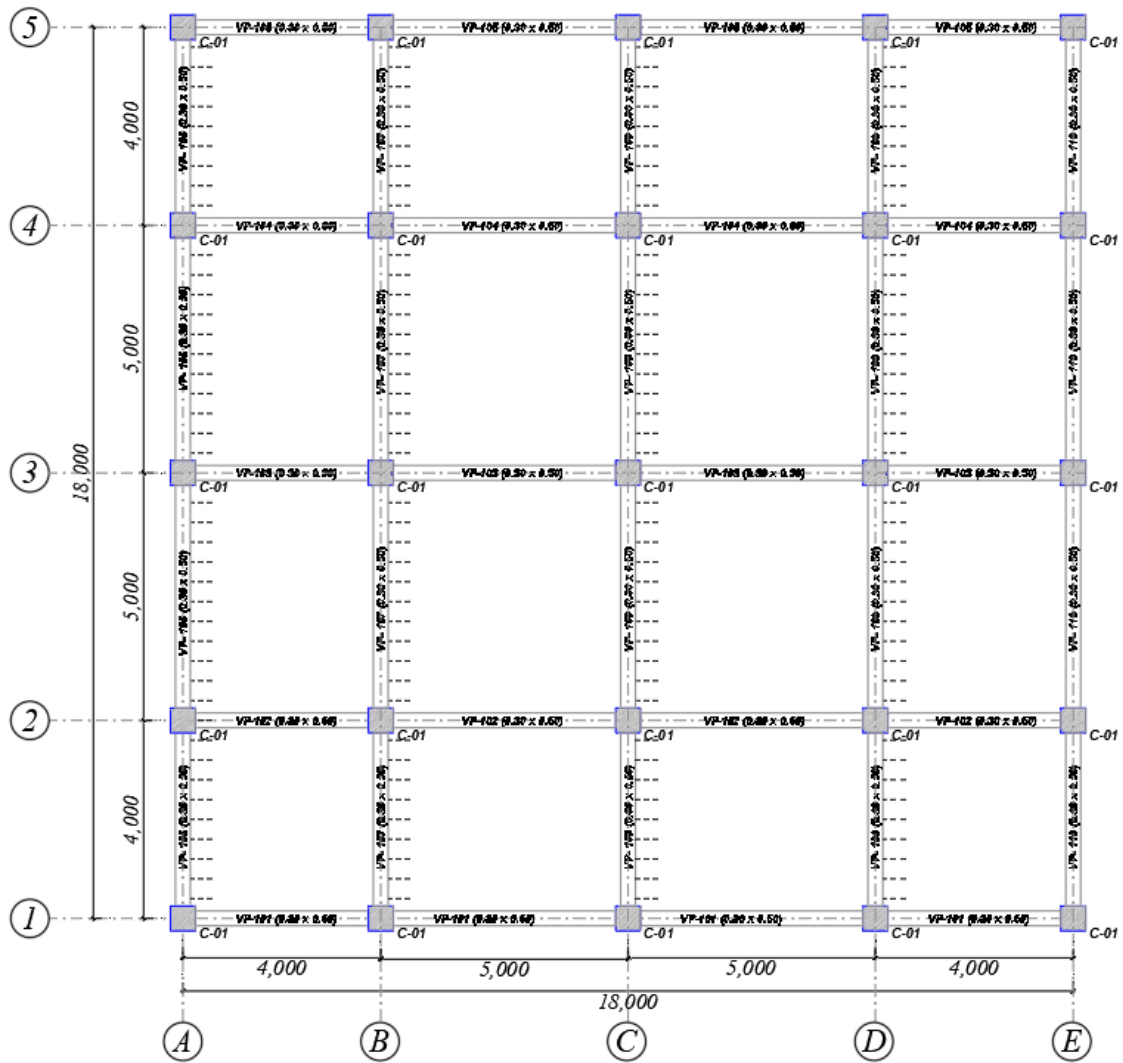
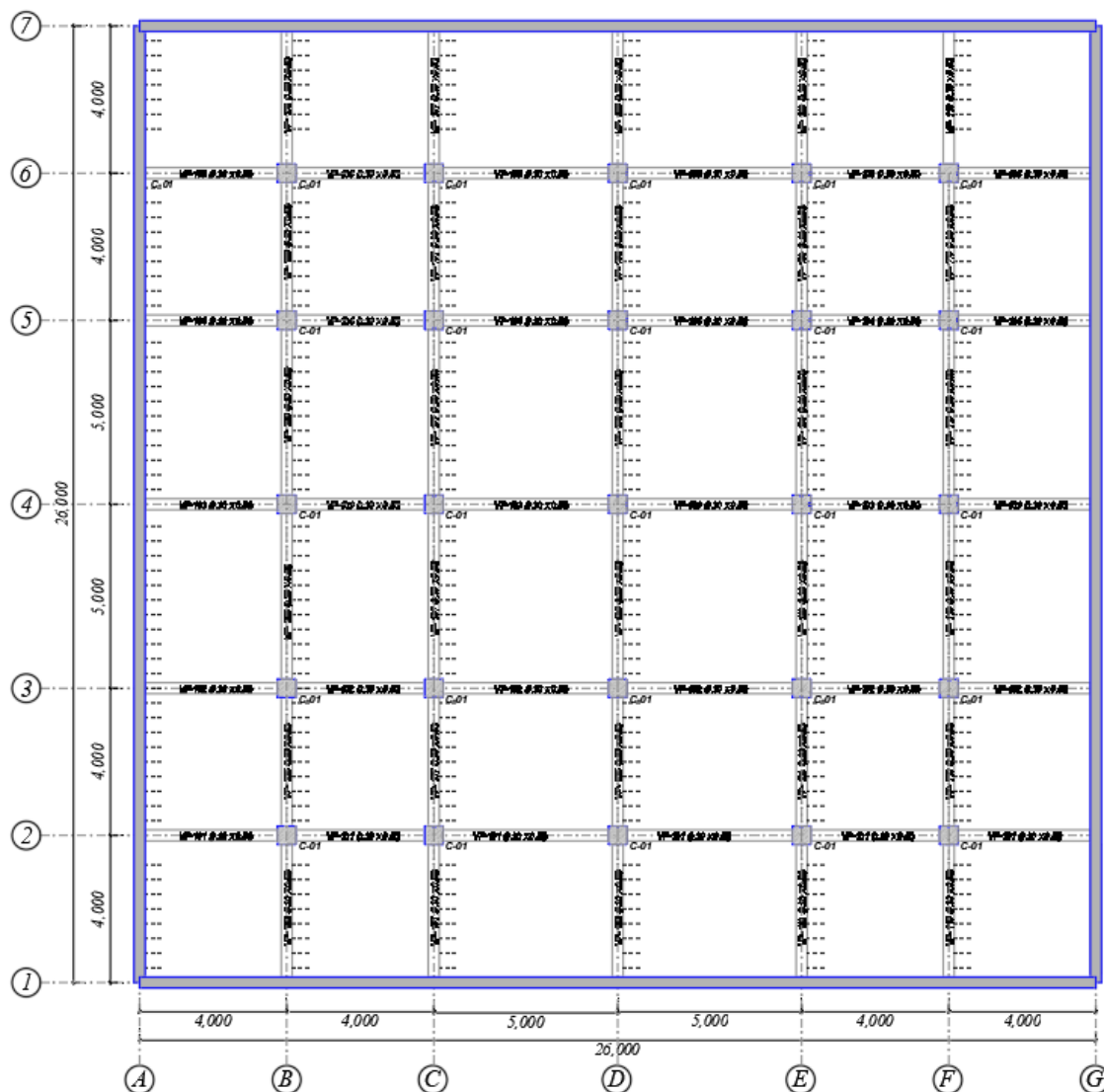


Figura 18
Vista en planta del edificio sin sótanos



4.1.3. Modelamiento de los edificios

Se realizó el modelamiento de cuarenta y ocho (48) casos de edificios para realizar el análisis modal espectral según la normativa peruana. Los modelos computacionales de los edificios fueron realizados en el Software ETABS Versión 2016. Las columnas, vigas y losas aligeradas se modelaron con elementos rectangulares tipo Shell y las vigas y columnas con elementos tipo Frame. En los modelos se asumió que todos los elementos presentan un comportamiento lineal elástico. Las dimensiones geométricas de los elementos estructurales de los edificios se consideraron los obtenidos del pre dimensionamiento realizado.

Los modelos computacionales se desarrollaron teniendo en cuenta la siguiente tabla 6. Se generaron modelos considerando una zonificación $Z = 1$, $Z = 2$, $Z = 3$, un tipo de Suelo S2, S3, una estructura de sótanos de 1, 2, 3 niveles, y una superestructura de 3 y 5 niveles.

Tabla 11

Descripción de los modelos computacionales para el edificio de tres niveles.

| Modelo Computacional | | Descripción |
|----------------------|--------------|--|
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | Zona 1 – Suelo 2 – 3 Niveles |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | Zona 1 – Suelo 3 – 3 Niveles |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | Zona 2 – Suelo 2 – 3 Niveles |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | Zona 2 – Suelo 3 – 3 Niveles |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | Zona 3 – Suelo 2 – 3 Niveles |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | Zona 3 – Suelo 3 – 3 Niveles |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | Zona 1 – Suelo 2 – 1 Sótano - 3 Niveles |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | Zona 1 – Suelo 3 – 1 Sótano - 3 Niveles |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | Zona 2 – Suelo 2 – 1 Sótano - 3 Niveles |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | Zona 2 – Suelo 3 – 1 Sótano - 3 Niveles |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | Zona 3 – Suelo 2 – 1 Sótano - 3 Niveles |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | Zona 3 – Suelo 3 – 1 Sótano - 3 Niveles |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | Zona 1 – Suelo 2 – 2 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | Zona 1 – Suelo 3 – 2 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | Zona 2 – Suelo 2 – 2 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | Zona 2 – Suelo 3 – 2 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | Zona 3 – Suelo 2 – 2 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | Zona 3 – Suelo 3 – 2 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | Zona 1 – Suelo 2 – 3 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | Zona 1 – Suelo 3 – 3 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | Zona 2 – Suelo 2 – 3 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | Zona 2 – Suelo 3 – 3 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | Zona 3 – Suelo 2 – 3 Sótanos - 3 Niveles |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | Zona 3 – Suelo 3 – 3 Sótanos - 3 Niveles |

Conforme a la tabla 11, se generó un modelo computacional “Modelo 1” de un edificio de tres niveles (3N), ubicado en la zona sísmica 1 (Z1), en un tipo de suelos 2 (S2) y sin sótanos

(ST0). Por otro lado, se tiene un modelo computacional “Modelo 24” correspondiente a un edificio de tres niveles (3N), ubicado en la zona sísmica 3 (Z3), en un tipo de suelos S3 (S3) y tres niveles de sótanos (ST3). La descripción de los modelos computacionales se describen en la tabla 21 y tabla 22.

Tabla 12

Descripción de los modelos computacionales para el edificio de cinco niveles

| Modelo Computacional | | Descripción |
|----------------------|--------------|--|
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | Zona 1 – Suelo 2 – 5 Niveles |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | Zona 1 – Suelo 3 – 5 Niveles |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | Zona 2 – Suelo 2 – 5 Niveles |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | Zona 2 – Suelo 3 – 5 Niveles |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | Zona 3 – Suelo 2 – 5 Niveles |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | Zona 3 – Suelo 3 – 5 Niveles |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | Zona 1 – Suelo 2 – 1 Sótano - 5 Niveles |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | Zona 1 – Suelo 3 – 1 Sótano - 5 Niveles |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | Zona 2 – Suelo 2 – 1 Sótano - 5 Niveles |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | Zona 2 – Suelo 3 – 1 Sótano - 5 Niveles |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | Zona 3 – Suelo 2 – 1 Sótano - 5 Niveles |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | Zona 3 – Suelo 3 – 1 Sótano - 5 Niveles |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | Zona 1 – Suelo 2 – 2 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | Zona 1 – Suelo 3 – 2 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | Zona 2 – Suelo 2 – 2 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | Zona 2 – Suelo 3 – 2 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | Zona 3 – Suelo 2 – 2 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | Zona 3 – Suelo 3 – 2 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | Zona 1 – Suelo 2 – 3 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | Zona 1 – Suelo 3 – 3 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | Zona 2 – Suelo 2 – 3 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | Zona 2 – Suelo 3 – 3 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | Zona 3 – Suelo 2 – 3 Sótanos - 5 Niveles |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | Zona 3 – Suelo 3 – 3 Sótanos - 5 Niveles |

Con respecto a las características arquitectónicas de los modelos estructurales, estas se detallan en la tabla 13 y tabla 14.

Tabla 13*Características arquitectónicas de los modelos computacionales del edificio de tres niveles*

| Modelo Computacional | Descripción | Características del Modelo Computacional | |
|----------------------|--------------|--|------------|
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | Altura de piso la súper estructura | 3.00 m |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | Dimensiones de las vigas | 30 cm x 50 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | cm | |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | Dimensiones de las columnas | 50 cm x 50 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | cm | |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | Peralte de la losa aligerada | 20 cm |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | | |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | | |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | | |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | | |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | | |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | | |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | Altura de piso la súper estructura | 3.00 m |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | Altura de piso de la sub estructura | 3.00 m |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | Dimensiones de las vigas | 30 cm x 50 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | cm | |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | Dimensiones de las columnas | 50 cm x 50 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | cm | |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | Peralte de la losa aligerada | 20 cm |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | Peralte de la losa maciza | 15 cm |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | Espesor de los muros de concreto | 25 cm |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | | |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | | |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | | |

Tabla 14

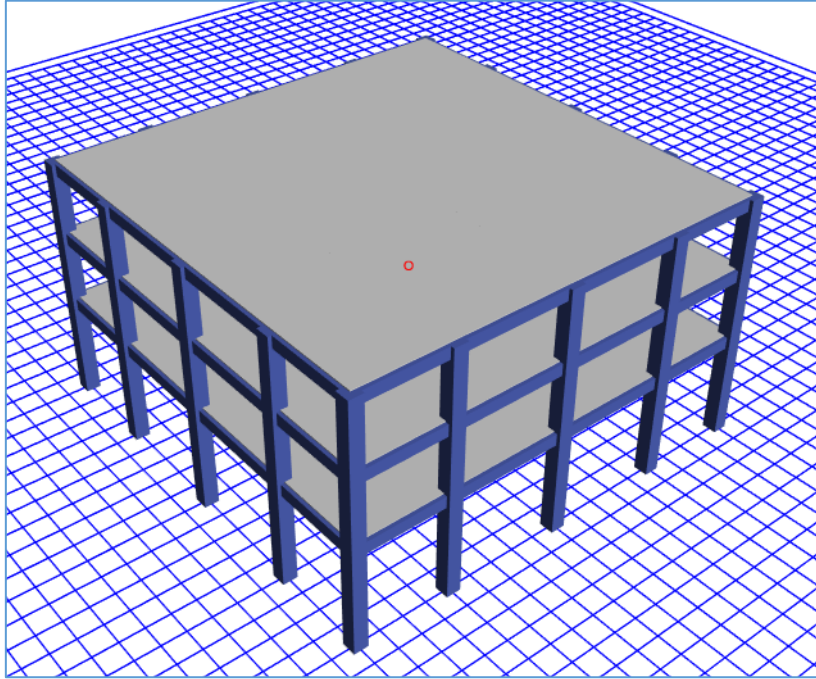
Características arquitectónicas de los modelos computacionales del edificio de cinco niveles

| Modelo Computacional | Descripción | Características del Modelo Computacional | |
|----------------------|--------------|--|---------------|
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | Altura de piso la súper estructura | 3.00 m |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | Dimensiones de las vigas | 30 cm x 50 cm |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | | |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | Dimensiones de las columnas | 50 cm x 50 cm |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | | |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | Peralte de la losa aligerada | 20 cm |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | | |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | | |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | | |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | | |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | | |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | | |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | Altura de piso la súper estructura | 3.00 m |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | Altura de piso de la sub estructura | 3.00 m |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | Dimensiones de las vigas | 30 cm x 50 cm |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | Dimensiones de las columnas | 50 cm x 50 cm |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | Peralte de la losa aligerada | 20 cm |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | Peralte de la losa maciza | 15 cm |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | Espesor de los muros de concreto | 25 cm |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | | |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | | |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | | |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | | |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | | |

A continuación, se muestran en la figura 19, figura 20, figura 21, figura 22, figura 23, figura 24, figura 25 y figura 26 los modelos computacionales desarrollados en el software ETABS.

Figura 19

Vista tridimensional del edificio sin sótanos y 3 niveles.

**Figura 20**

Vista tridimensional del edificio sin sótanos y 5 niveles.

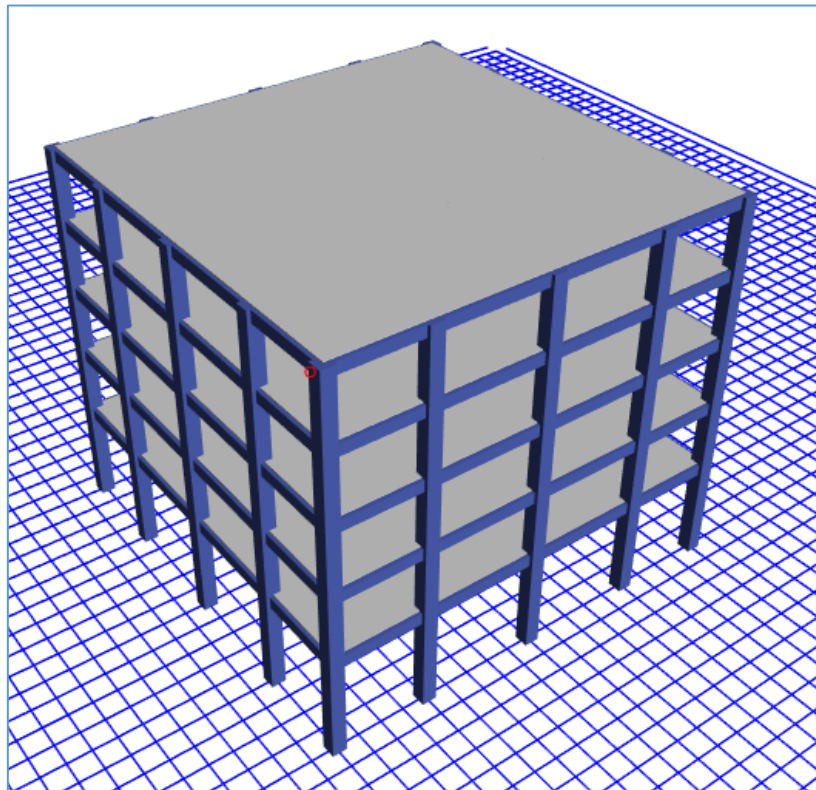
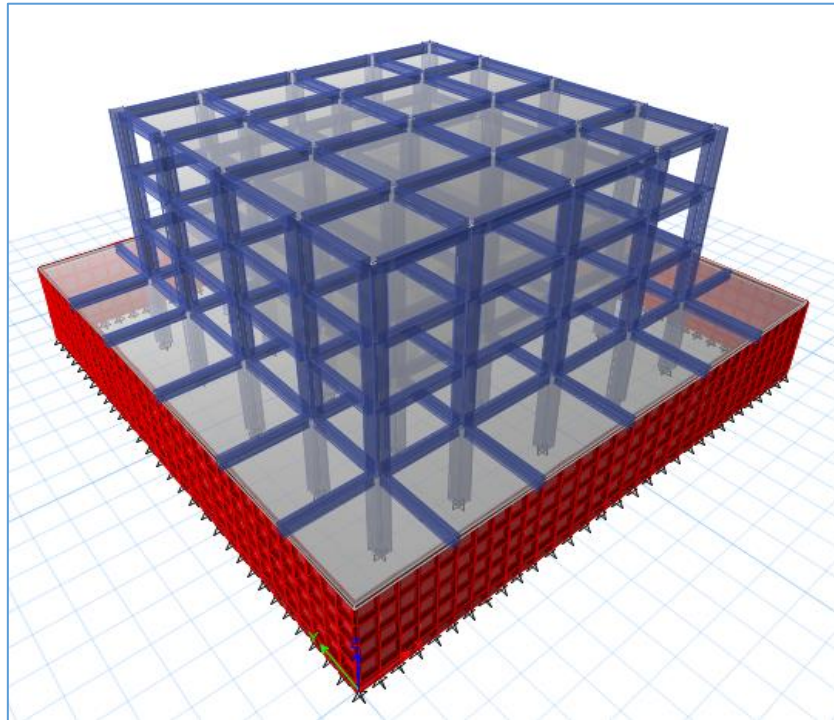


Figura 21

Vista tridimensional del edificio sin sótanos y 5 niveles.

**Figura 22**

Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y un sótano.

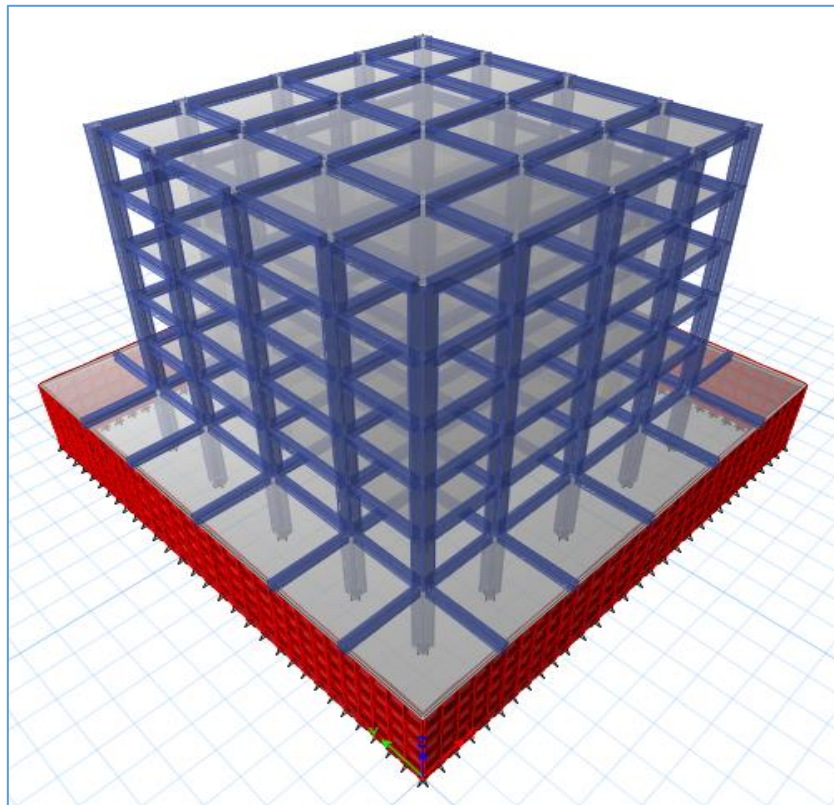
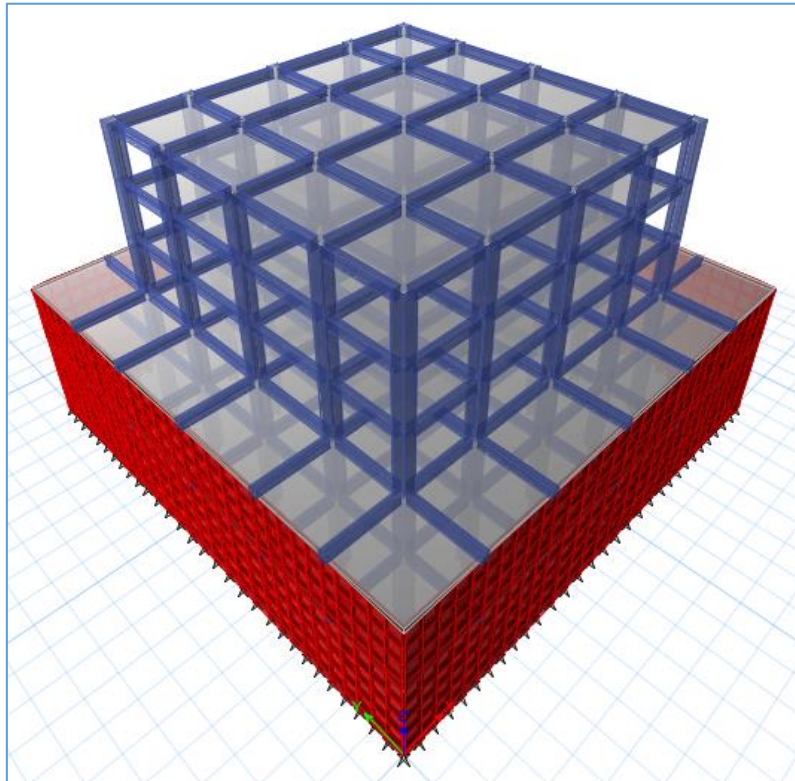


Figura 23

Vista tridimensional del edificio de tres niveles y dos sótanos.

**Figura 24**

Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y dos sótanos.

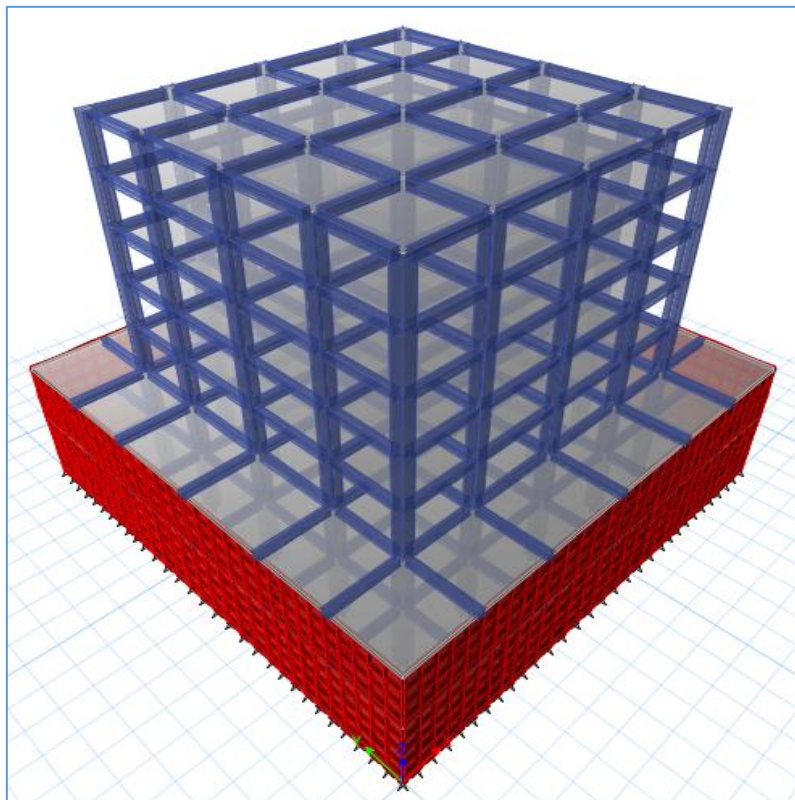
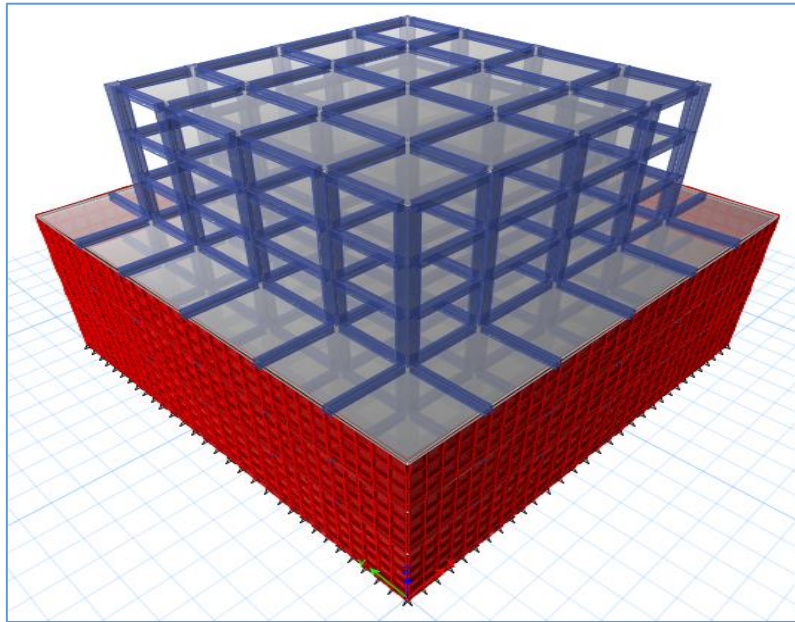
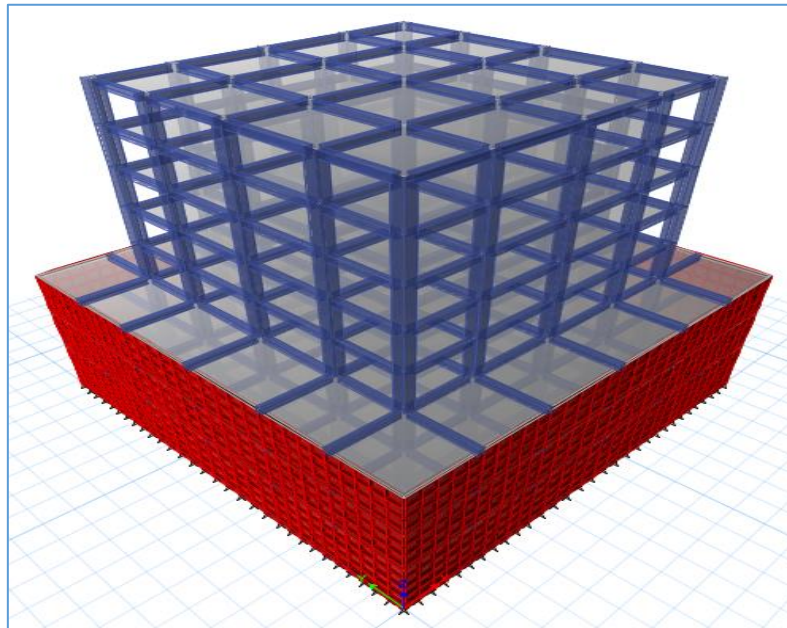


Figura 25

Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y dos sótanos.

**Figura 26**

Vista tridimensional del edificio de cinco niveles y tres sótanos.



Asignación de Cargas

Se consideraron cargas gravitacionales y cargas sísmicas para el análisis sísmico de los edificios según la Norma Peruana de Cargas E.020 y Diseño Sismo resistente E.030.

- **Cargas gravitacionales**

La tabla 15, tabla 16, tabla 17 y tabla 18, muestran el detalle de las cargas asignadas para el análisis sísmico de la edificación.

Tabla 15

Cargas gravitacionales de entre piso – Edificio de 3 y 5 Niveles

| Carga | kg/m ² |
|------------------------|-------------------|
| Peso de Losa Aligerada | 300 |
| Tabiquería móvil | 210 |
| Acabados | 100 |
| Sobrecarga (Tiendas) | 500 |

Tabla 16

Cargas gravitacionales en Azotea – Edificio de 3 y 5 Niveles

| Carga | kg/m ² |
|------------------------|-------------------|
| Peso de Losa Aligerada | 300 |
| Tabiquería móvil | 100 |
| Acabados | 100 |
| Sobrecarga (Tiendas) | 100 |

Tabla 17

Cargas gravitacionales de entre piso – Edificio de 3 y 5 Niveles y 1, 2 y 3 Sótanos

| | Carga | kg/m ² |
|-----------------|------------------------|-------------------|
| Subestructura | Peso de Losa Maciza | 300 |
| | Tabiquería móvil | 210 |
| | Acabados | 100 |
| | Sobrecarga (Tiendas) | 500 |
| Superestructura | Peso de Losa Aligerada | 300 |
| | Tabiquería móvil | 210 |
| | Acabados | 100 |
| | Sobrecarga (Tiendas) | 500 |

Tabla 18

Cargas gravitacionales de Azotea – Edificio de 3 y 5 Niveles y 1, 2 y 3 Sótanos

| Carga | kg/m ² |
|------------------------|-------------------|
| Peso de Losa Aligerada | 300 |
| Tabiquería móvil | 100 |
| Acabados | 100 |
| Sobrecarga (Tiendas) | 100 |

▪ Carga Sísmica

La carga sísmica está estipulada en la norma de diseño sismo resistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. La generación del espectro de respuesta se realizó teniendo en consideración la zona sísmica donde estará ubicado el edificio, el tipo de suelo y las características dinámicas de la estructura. La tabla 19 y tabla 20 muestran los parámetros sísmicos para la generación de la carga sísmica a través del espectro de respuesta sísmica para los modelos computacionales.

Tabla 19

Parámetros sísmicos de los modelos computacionales para el edificio de tres niveles

| Modelo Computacional | Descripción | Z | U | C | S | R | P (Ton) | V (Ton) | TP | TL | T (seg) |
|----------------------|--------------|------|------|------|------|------|---------|---------|------|------|---------|
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 8.00 | 957 | 47.87 | 0.60 | 2.00 | 0.33 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 8.00 | 957 | 59.84 | 1.00 | 1.60 | 0.33 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 8.00 | 957 | 89.76 | 0.60 | 2.00 | 0.33 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 8.00 | 957 | 104.72 | 1.00 | 1.60 | 0.33 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 8.00 | 957 | 120.43 | 1.00 | 1.60 | 0.33 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 8.00 | 957 | 125.66 | 1.00 | 1.60 | 0.33 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 6.00 | 1857 | 123.78 | 0.60 | 2.00 | 0.30 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 6.00 | 1857 | 154.72 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 1857 | 232.08 | 0.60 | 2.00 | 0.30 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 6.00 | 1857 | 270.76 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 6.00 | 1857 | 311.38 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 1857 | 324.92 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 6.00 | 2838 | 189.18 | 0.60 | 2.00 | 0.30 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 6.00 | 2838 | 236.48 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 2838 | 354.71 | 0.60 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 6.00 | 2838 | 413.83 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 6.00 | 2838 | 475.91 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 2838 | 496.60 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 6.00 | 3822 | 254.82 | 0.60 | 2.00 | 0.30 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 6.00 | 3822 | 318.52 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 3822 | 477.78 | 0.60 | 2.00 | 0.30 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 6.00 | 3822 | 557.41 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 6.00 | 3822 | 641.02 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 3822 | 668.89 | 1.00 | 1.60 | 0.30 |

Tabla 20*Parámetros sísmicos de los modelos computacionales para el edificio de cinco niveles*

| Modelo Computacional | Descripción | Z | U | C | S | R | P (Ton) | V (Ton) | T _P | T _L | T (seg) |
|----------------------|--------------|------|------|------|------|------|---------|---------|----------------|----------------|---------|
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 8.00 | 1654 | 82.70 | 0.60 | 2.00 | 0.55 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 8.00 | 1654 | 103.38 | 1.00 | 1.60 | 0.55 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 8.00 | 1654 | 155.06 | 0.60 | 2.00 | 0.55 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 8.00 | 1654 | 180.91 | 1.00 | 1.60 | 0.55 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 8.00 | 1654 | 208.04 | 1.00 | 1.60 | 0.55 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 8.00 | 1654 | 217.09 | 1.00 | 1.60 | 0.55 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 6.00 | 2553 | 170.22 | 0.60 | 2.00 | 0.51 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 6.00 | 2553 | 212.77 | 1.00 | 1.60 | 0.51 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 2553 | 319.16 | 0.60 | 2.00 | 0.51 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 6.00 | 2553 | 372.35 | 1.00 | 1.60 | 0.51 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 6.00 | 2553 | 428.20 | 1.00 | 1.60 | 0.51 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 2553 | 446.82 | 1.00 | 1.60 | 0.51 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 6.00 | 2933 | 195.52 | 0.60 | 2.00 | 2.00 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 6.00 | 2933 | 244.40 | 1.00 | 1.60 | 1.60 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 2933 | 366.59 | 0.60 | 2.00 | 2.00 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 6.00 | 2933 | 427.69 | 1.00 | 1.60 | 1.60 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 6.00 | 2933 | 491.84 | 1.00 | 1.60 | 1.60 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 2933 | 513.23 | 1.00 | 1.60 | 1.60 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 1.60 | 6.00 | 4519 | 301.26 | 0.60 | 2.00 | 0.52 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 0.10 | 1.00 | 2.50 | 2.00 | 6.00 | 4519 | 376.57 | 1.00 | 1.60 | 0.03 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 4519 | 564.86 | 0.60 | 2.00 | 0.03 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 1.40 | 6.00 | 4519 | 659.00 | 1.00 | 1.60 | 0.03 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.15 | 6.00 | 4519 | 757.85 | 1.00 | 1.60 | 0.03 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 0.35 | 1.00 | 2.50 | 1.20 | 6.00 | 4519 | 790.80 | 1.00 | 1.60 | 0.03 |

En la tabla 19 y tabla 20, el valor de Z corresponde a la zona sísmica, U representa el uso del edificio, C corresponde al factor de amplificación, S corresponde al tipo de suelo, R es el factor de reducción de la respuesta estructural, P es el peso sísmico de la edificación, V es la

fuerza cortante basal, TP y TL son los periodos asociados al tipo de suelo y T es el periodo fundamental de la estructura.

La figura 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33 y 34 muestran los espectros de respuesta utilizados para el análisis de los modelos computacionales 1 al 24 correspondiente al edificio de tres niveles.

Figura 27

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5, 6

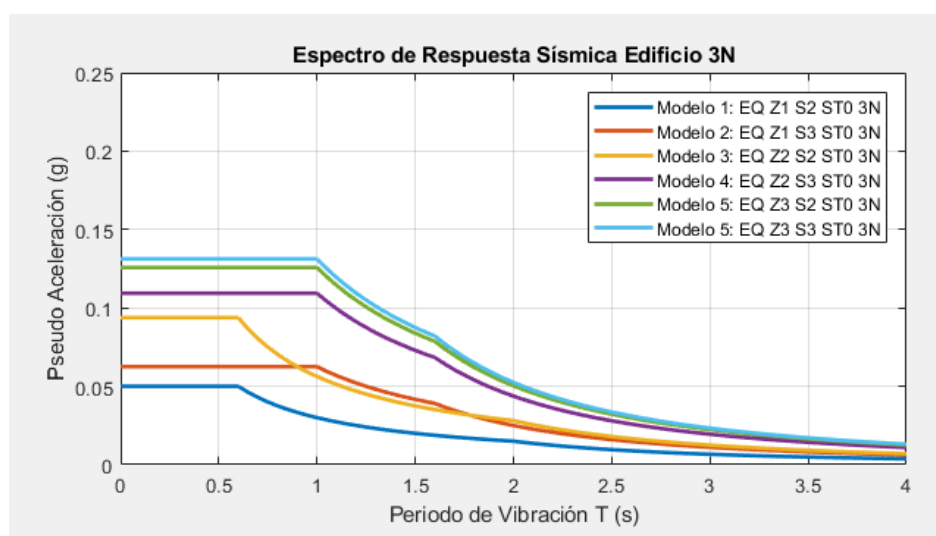


Figura 28

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11, 12

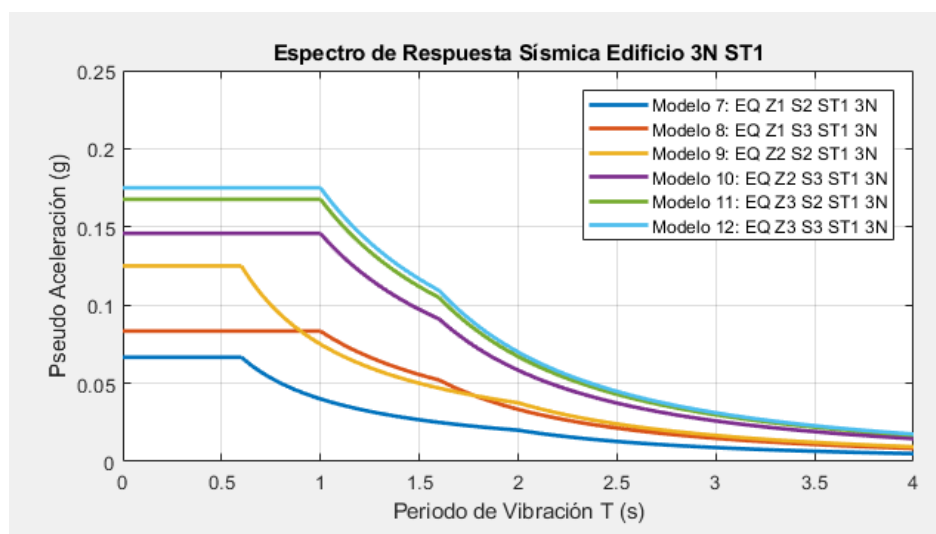
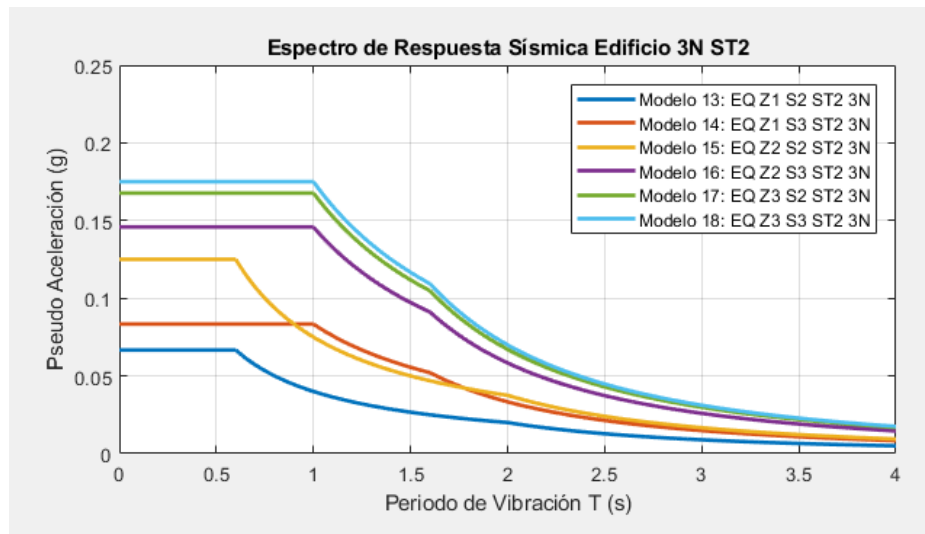


Figura 29

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17, 18

**Figura 30**

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23, 24

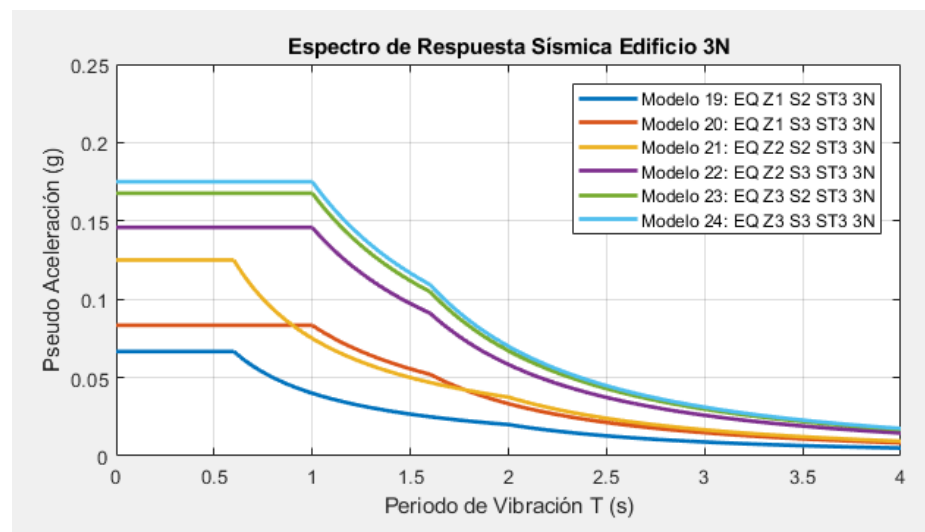
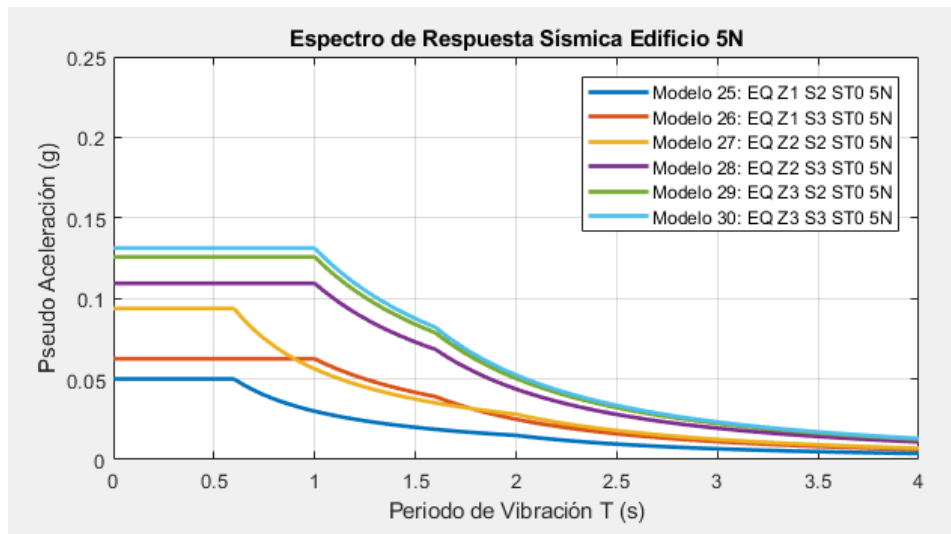


Figura 31

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29, 30

**Figura 32**

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, 36

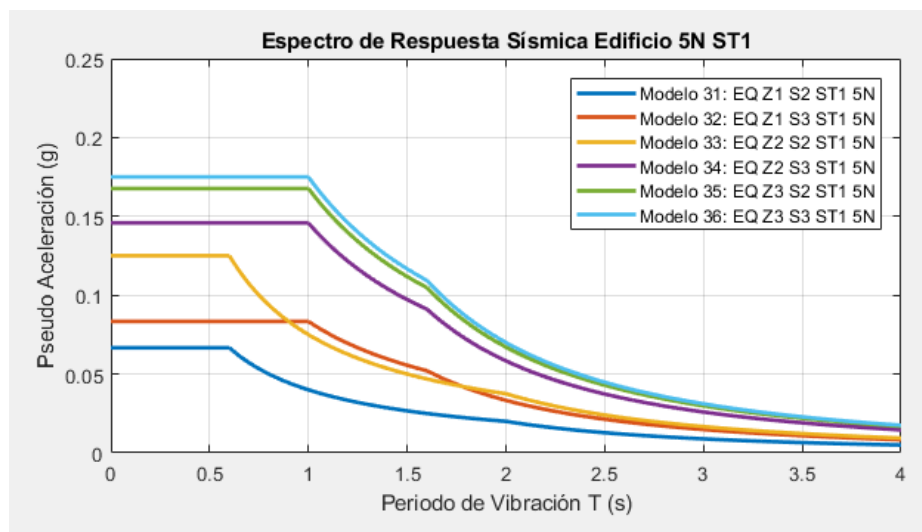
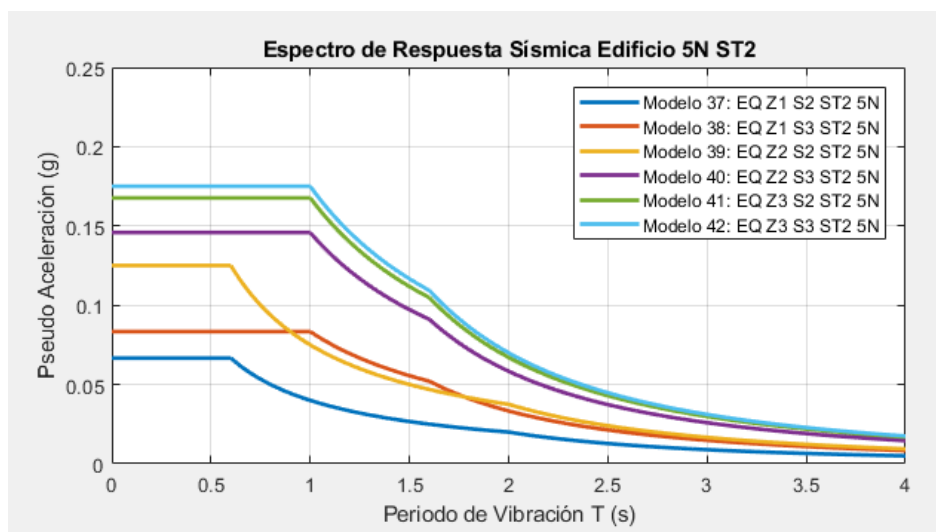
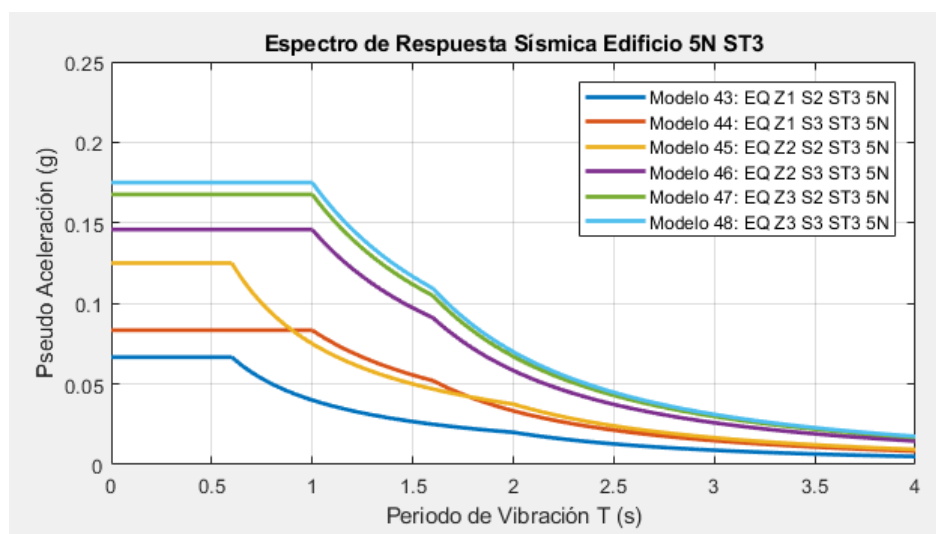


Figura 33

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, 42

**Figura 34**

Espectro de respuesta para los modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, 48



4.1.4. Respuesta Estructural

4.1.4.1. Periodo Fundamental de Vibración

Se muestra a continuación los periodos de vibración de los edificios de tres y cinco niveles. Se presentan en la tabla 21 y tabla 22, los doce periodos de vibración. En relación al edificio de tres niveles los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos

en la edificación de tres niveles disminuye el periodo de vibración. La estructura de tres niveles sin estructura de sótanos tiene un periodo de 0.330 segundos, mientras que las estructuras con un sótano, dos sótanos y tres sótanos, tienen periodos de 0.297, 0.299 y 0.302 segundos, los cuales representan el 90%, 91% y 92% del periodo del edificio de tres niveles sin estructura de sótanos, respectivamente. Se observa también que al incrementar la cantidad de sótanos en el modelo estructural el periodo fundamental se va incrementando ligeramente, pero sigue siendo menor al periodo fundamental de la estructura sin sótanos, tal cual se observa en la figura 35 y en la tabla 21.

En relación al edificio de cinco niveles los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos en la edificación de tres niveles disminuye el periodo de vibración. La estructura de cinco niveles sin estructura de sótanos tiene un periodo de 0.546 segundos, mientras que las estructuras con un sótano, dos sótanos y tres sótanos, tienen periodos de 0.514, 0.517 y 0.522 segundos, los cuales representan el 94%, 95% y 96% del periodo del edificio de cinco sin estructura de sótanos, respectivamente. Se observa también que al incrementar la cantidad de sótanos en el modelo estructural el periodo fundamental se va incrementando ligeramente, pero sigue siendo menor al periodo fundamental de la estructura sin sótanos, tal cual se observa en la figura 35 y en la tabla 22.

Tabla 21*Periodos de vibración de los modelos computacionales del edificio de tres niveles*

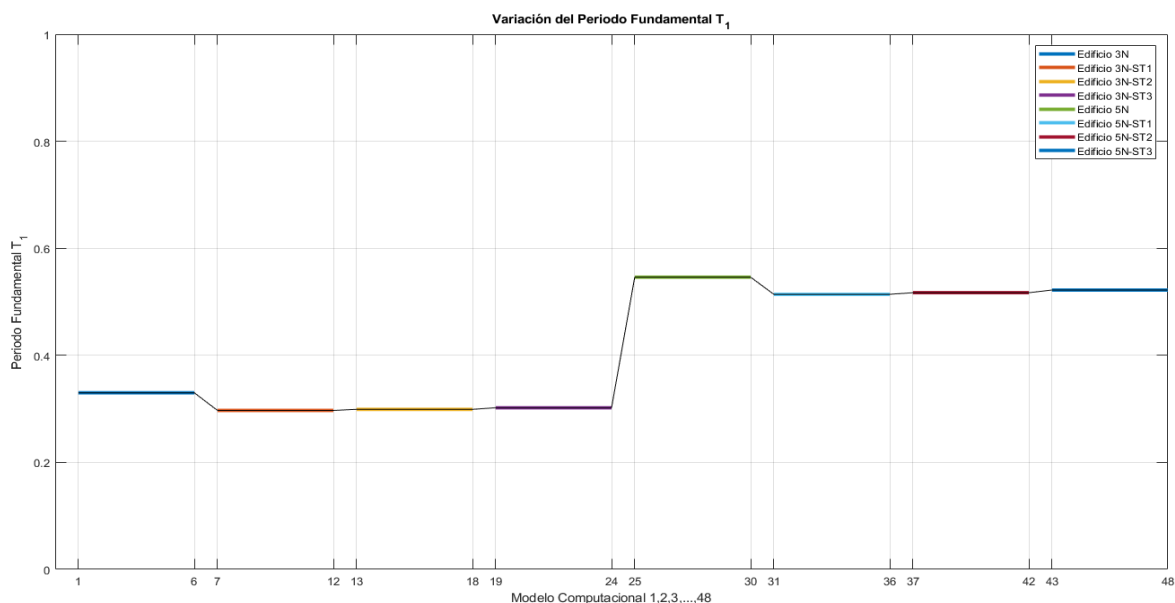
| Modelo Computacional | | Periodos de Vibración de la Estructura T (s) | | | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------|--|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | T ₁ | T ₂ | T ₃ | T ₄ | T ₅ | T ₆ | T ₇ | T ₈ | T ₉ | T ₁₀ | T ₁₁ | T ₁₂ |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.3300 | 0.3260 | 0.2800 | 0.0960 | 0.0950 | 0.0820 | 0.0490 | 0.0480 | 0.0420 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0090 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.3300 | 0.3260 | 0.2800 | 0.0960 | 0.0950 | 0.0820 | 0.0490 | 0.0480 | 0.0420 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0090 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.3300 | 0.3260 | 0.2800 | 0.0960 | 0.0950 | 0.0820 | 0.0490 | 0.0480 | 0.0420 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0090 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.3300 | 0.3260 | 0.2800 | 0.0960 | 0.0950 | 0.0820 | 0.0490 | 0.0480 | 0.0420 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0090 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.3300 | 0.3260 | 0.2800 | 0.0960 | 0.0950 | 0.0820 | 0.0490 | 0.0480 | 0.0420 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0090 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.3300 | 0.3260 | 0.2800 | 0.0960 | 0.0950 | 0.0820 | 0.0490 | 0.0480 | 0.0420 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0090 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.2970 | 0.2930 | 0.2490 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0740 | 0.0470 | 0.0470 | 0.0400 | 0.0340 | 0.0340 | 0.0210 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.2970 | 0.2930 | 0.2490 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0740 | 0.0470 | 0.0470 | 0.0400 | 0.0340 | 0.0340 | 0.0210 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.2970 | 0.2930 | 0.2490 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0740 | 0.0470 | 0.0470 | 0.0400 | 0.0340 | 0.0340 | 0.0210 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.2970 | 0.2930 | 0.2490 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0740 | 0.0470 | 0.0470 | 0.0400 | 0.0340 | 0.0340 | 0.0210 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.2970 | 0.2930 | 0.2490 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0740 | 0.0470 | 0.0470 | 0.0400 | 0.0340 | 0.0340 | 0.0210 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.2970 | 0.2930 | 0.2490 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0740 | 0.0470 | 0.0470 | 0.0400 | 0.0340 | 0.0340 | 0.0210 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.2990 | 0.2950 | 0.2500 | 0.0900 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0450 | 0.0450 | 0.0400 | 0.0330 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.2990 | 0.2950 | 0.2500 | 0.0900 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0450 | 0.0450 | 0.0400 | 0.0330 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.2990 | 0.2950 | 0.2500 | 0.0900 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0450 | 0.0450 | 0.0400 | 0.0330 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.2990 | 0.2950 | 0.2500 | 0.0900 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0450 | 0.0450 | 0.0400 | 0.0330 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.2990 | 0.2950 | 0.2500 | 0.0900 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0450 | 0.0450 | 0.0400 | 0.0330 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.2990 | 0.2950 | 0.2500 | 0.0900 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0450 | 0.0450 | 0.0400 | 0.0330 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.3020 | 0.2980 | 0.2500 | 0.0940 | 0.0940 | 0.0750 | 0.0730 | 0.0730 | 0.0470 | 0.0460 | 0.0460 | 0.0390 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.3020 | 0.2980 | 0.2500 | 0.0940 | 0.0940 | 0.0750 | 0.0730 | 0.0730 | 0.0470 | 0.0460 | 0.0460 | 0.0390 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.3020 | 0.2980 | 0.2500 | 0.0940 | 0.0940 | 0.0750 | 0.0730 | 0.0730 | 0.0470 | 0.0460 | 0.0460 | 0.0390 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.3020 | 0.2980 | 0.2500 | 0.0940 | 0.0940 | 0.0750 | 0.0730 | 0.0730 | 0.0470 | 0.0460 | 0.0460 | 0.0390 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.3020 | 0.2980 | 0.2500 | 0.0940 | 0.0940 | 0.0750 | 0.0730 | 0.0730 | 0.0470 | 0.0460 | 0.0460 | 0.0390 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.3020 | 0.2980 | 0.2500 | 0.0940 | 0.0940 | 0.0750 | 0.0730 | 0.0730 | 0.0470 | 0.0460 | 0.0460 | 0.0390 |

Tabla 22*Periodos de vibración de los modelos computacionales del edificio de cinco niveles*

| Modelo Computacional | | Periodos de Vibración de la Estructura | | | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------|--|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | T ₁ | T ₂ | T ₃ | T ₄ | T ₅ | T ₆ | T ₇ | T ₈ | T ₉ | T ₁₀ | T ₁₁ | T ₁₂ |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.5460 | 0.5380 | 0.4620 | 0.1680 | 0.1660 | 0.1430 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0760 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0480 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.5460 | 0.5380 | 0.4620 | 0.1680 | 0.1660 | 0.1430 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0760 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0480 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.5460 | 0.5380 | 0.4620 | 0.1680 | 0.1660 | 0.1430 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0760 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0480 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.5460 | 0.5380 | 0.4620 | 0.1680 | 0.1660 | 0.1430 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0760 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0480 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.5460 | 0.5380 | 0.4620 | 0.1680 | 0.1660 | 0.1430 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0760 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0480 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.5460 | 0.5380 | 0.4620 | 0.1680 | 0.1660 | 0.1430 | 0.0890 | 0.0880 | 0.0760 | 0.0560 | 0.0560 | 0.0480 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.5140 | 0.5060 | 0.4310 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0840 | 0.0840 | 0.0710 | 0.0550 | 0.0540 | 0.0460 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.5140 | 0.5060 | 0.4310 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0840 | 0.0840 | 0.0710 | 0.0550 | 0.0540 | 0.0460 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.5140 | 0.5060 | 0.4310 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0840 | 0.0840 | 0.0710 | 0.0550 | 0.0540 | 0.0460 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.5140 | 0.5060 | 0.4310 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0840 | 0.0840 | 0.0710 | 0.0550 | 0.0540 | 0.0460 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.5140 | 0.5060 | 0.4310 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0840 | 0.0840 | 0.0710 | 0.0550 | 0.0540 | 0.0460 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.5140 | 0.5060 | 0.4310 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0840 | 0.0840 | 0.0710 | 0.0550 | 0.0540 | 0.0460 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.5170 | 0.5100 | 0.4320 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0850 | 0.0850 | 0.0710 | 0.0590 | 0.0580 | 0.0510 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.5170 | 0.5100 | 0.4320 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0850 | 0.0850 | 0.0710 | 0.0590 | 0.0580 | 0.0510 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.5170 | 0.5100 | 0.4320 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0850 | 0.0850 | 0.0710 | 0.0590 | 0.0580 | 0.0510 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.5170 | 0.5100 | 0.4320 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0850 | 0.0850 | 0.0710 | 0.0590 | 0.0580 | 0.0510 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.5170 | 0.5100 | 0.4320 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0850 | 0.0850 | 0.0710 | 0.0590 | 0.0580 | 0.0510 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.5170 | 0.5100 | 0.4320 | 0.1580 | 0.1560 | 0.1330 | 0.0850 | 0.0850 | 0.0710 | 0.0590 | 0.0580 | 0.0510 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 0.5220 | 0.5140 | 0.4330 | 0.1600 | 0.1580 | 0.1330 | 0.0890 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0730 | 0.0720 | 0.0530 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 0.5220 | 0.5140 | 0.4330 | 0.1600 | 0.1580 | 0.1330 | 0.0890 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0730 | 0.0720 | 0.0530 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 0.5220 | 0.5140 | 0.4330 | 0.1600 | 0.1580 | 0.1330 | 0.0890 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0730 | 0.0720 | 0.0530 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 0.5220 | 0.5140 | 0.4330 | 0.1600 | 0.1580 | 0.1330 | 0.0890 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0730 | 0.0720 | 0.0530 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 0.5220 | 0.5140 | 0.4330 | 0.1600 | 0.1580 | 0.1330 | 0.0890 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0730 | 0.0720 | 0.0530 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 0.5220 | 0.5140 | 0.4330 | 0.1600 | 0.1580 | 0.1330 | 0.0890 | 0.0890 | 0.0740 | 0.0730 | 0.0720 | 0.0530 |

Figura 35

Variación del periodo fundamental de vibración con la incorporación de estructuras de sótanos



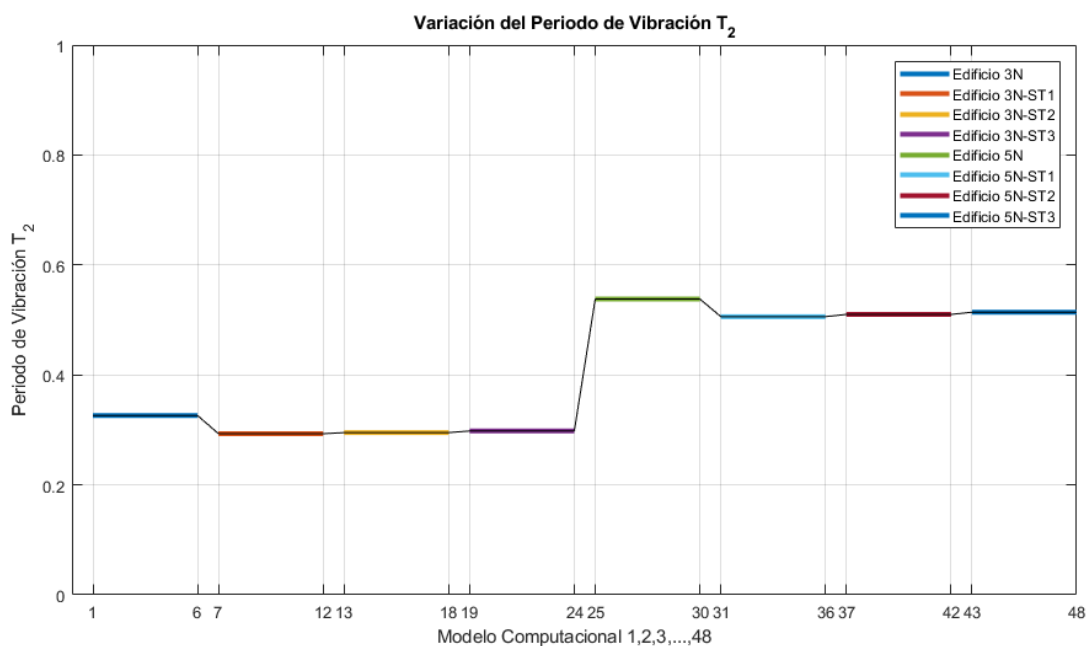
4.1.4.2. Periodos Superiores de Vibración.

En relación a los periodos de vibrar T_2 , T_3 , ... T_{12} , los resultados muestran una variación similar al comportamiento descrito para el periodo fundamental de vibración T_1 . La tabla 21 y tabla 22 muestran los periodos de vibración para cada modelo computacional. Los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos en la edificación de tres niveles disminuye los periodos superiores de vibración. La estructura de tres niveles sin estructura de sótanos tiene un periodo T_2 de 0.326 segundos, mientras que las estructuras con un sótano, dos sótanos y tres sótanos, tienen periodos de 0.293, 0.295 y 0.302 segundos, los cuales representan el 90%, 90% y 91% del periodo de vibrar T_2 del edificio de tres niveles sin estructura de sótanos, respectivamente. Se observa también que al incrementar la cantidad de sótanos en el modelo estructural el periodo fundamental se va incrementando ligeramente, pero sigue siendo menor al periodo de la estructura sin sótanos, tal cual se observa en la figura 36 y en la tabla 21.

En relación al edificio de cinco niveles los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos en la edificación de tres niveles disminuye los periodos superiores de vibración. La estructura de tres niveles sin estructura de sótanos tiene un periodo T_2 de 0.538 segundos, mientras que las estructuras con un sótano, dos sótanos y tres sótanos, tienen periodos de 0.506, 0.510 y 0.514 segundos, los cuales representan el 94%, 93% y 94% del periodo de vibrar T_2 del edificio de tres niveles sin estructura de sótanos, respectivamente. Se observa también que al incrementar la cantidad de sótanos en el modelo estructural el periodo fundamental se va incrementando ligeramente, pero sigue siendo menor al periodo de la estructura sin sótanos, tal cual se observa en la figura 36 y en la tabla 22.

Figura 36

Variación del periodo de vibrar T_2 con la incorporación de estructuras de sótanos



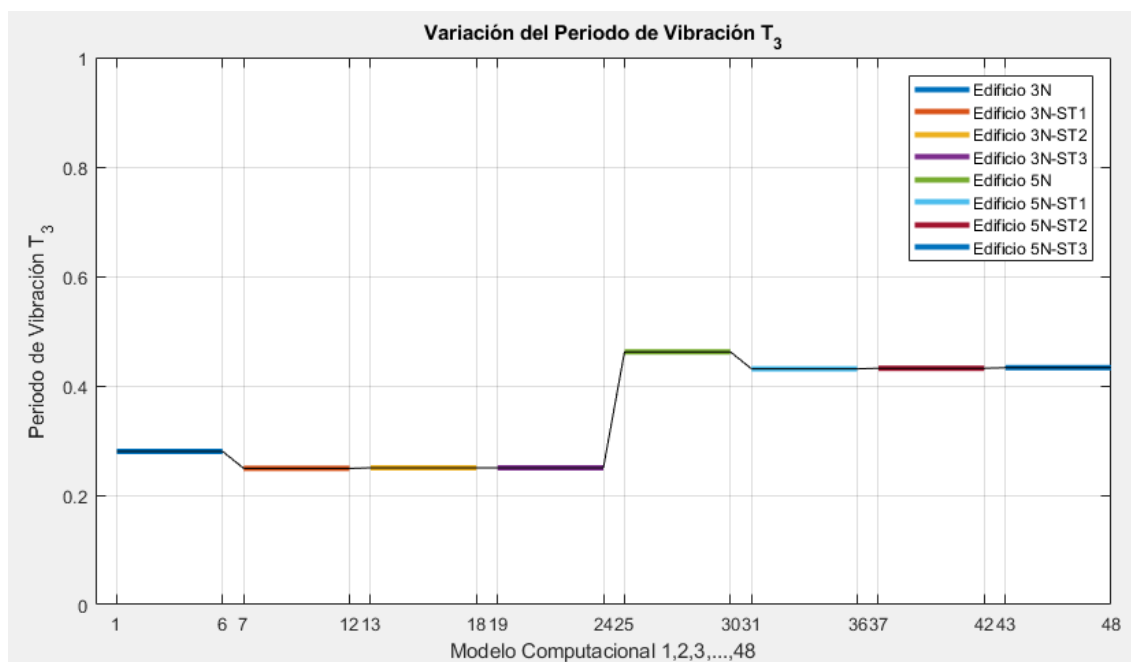
En relación al periodo de vibrar T_3 , La estructura de tres niveles sin estructura de sótanos tiene un periodo T_3 de 0.280 segundos, mientras que las estructuras con un sótano, dos sótanos y tres sótanos, tienen periodos de 0.249, 0.250 y 0.250 segundos, los cuales representan el 89%, 89% y 89% del periodo de vibrar T_3 del edificio de tres niveles sin estructura de sótanos, respectivamente.

Se observa también que al incrementar la cantidad de sótanos en el modelo estructural el periodo fundamental se va incrementando ligeramente, pero sigue siendo menor al periodo de la estructura sin sótanos, tal cual se observa en la figura 37 y en la tabla 21.

En relación al edificio de cinco niveles los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos en la edificación de tres niveles disminuye los periodos superiores de vibración. La estructura de tres niveles sin estructura de sótanos tiene un periodo T_3 de 0.462 segundos, mientras que las estructuras con un sótano, dos sótanos y tres sótanos, tienen periodos de 0.431, 0.432 y 0.433 segundos, los cuales representan el 93%, 94% y 94% del periodo de vibrar T_3 del edificio de tres niveles sin estructura de sótanos, respectivamente. Se observa también que al incrementar la cantidad de sótanos en el modelo estructural el periodo fundamental se va incrementando ligeramente, pero sigue siendo menor al periodo de la estructura sin sótanos, tal cual se observa en la figura 37 y en la tabla 22.

Figura 37

Variación del periodo de vibrar T_3 con la incorporación de estructuras de sótanos



4.1.4.3. Fuerza Sísmica

En relación a la respuesta de la fuerza sísmica, se determinó la fuerza cortante según la norma de diseño sismo resistente E.030. La tabla 23 y tabla 24 muestran los resultados de la determinación de la fuerza sísmica (fuera de corte basal o fuerza cortante) para cada modelo computacional. Los resultados muestran que la fuerza de corte basal va incrementando según los parámetros sísmicos. Los resultados son mostrados en la figura 38.

Respecto a los modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5 y 6, correspondiente a la estructura de tres niveles sin sótanos, se tiene lo siguiente: Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S2 y sin estructura de sótanos (Modelo 1 Z1 S2 ST0 3N) se determinó una fuerza cortante de 47.87 Ton. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S3 y sin estructura de sótanos (Modelo 2 Z1 S3 ST0 3N) se determinó una fuerza cortante de 59.84 Ton representando un incremento del 25%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S2 y sin estructura de sótanos (Modelo 3 Z2 S2 ST0 3N) se determinó una fuerza cortante de 89.76 Ton representando un incremento del 88%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S3 y sin estructura de sótanos (Modelo 4 Z2 S3 ST0 3N) se determinó una fuerza cortante de 104.72 Ton representando un incremento del 119%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S2 y sin estructura de sótanos (Modelo 5 Z3 S2 ST0 3N) se determinó una fuerza cortante de 120.43 Ton representando un incremento del 152%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S3 y sin estructura de sótanos (Modelo 6 Z3 S3 ST0 3N) se determinó una fuerza cortante de 125.66 Ton representando un incremento del 163%.

Respecto a los modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11 y 12, correspondiente a la estructura de tres niveles con un nivel de sótano, se tiene lo siguiente: Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S2 y un nivel de sótano (Modelo 7 Z1 S2 ST1 3N) se determinó una fuerza cortante de 123.78 Ton. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S3 y un nivel de sótano (Modelo 8 Z1 S3 ST1 3N) se determinó una fuerza cortante de 154.72 Ton representando un incremento del 25%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S2 y un nivel de sótano (Modelo 9 Z2 S2 ST1 3N) se determinó una fuerza cortante de 232.08 Ton representando un incremento del 88%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S3 y un nivel de sótano (Modelo 10 Z2 S3 ST1 3N) se determinó una fuerza cortante de 270.76 Ton representando un incremento del 119%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S2 y un nivel de sótano (Modelo 11 Z3 S2 ST1 3N) se determinó una fuerza cortante de 311.38 Ton representando un incremento del 152%. Para el edificio de tres niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S3 y un nivel de sótano (Modelo 12 Z3 S3 ST1 3N) se determinó una fuerza cortante de 324.92 Ton representando un incremento del 163%.

Respecto a los modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17 y 18, correspondiente a la estructura de tres niveles con dos niveles de sótano, se determinó que la fuerza cortante es de 175.67 Ton, 219.39 Ton, 329.22 Ton, 384.00 Ton, 441.68 Ton y 496.60 Ton, observándose incrementos de la fuerza cortante del 25%, 88%, 119%, 152% y 163% respectivamente.

Respecto a los modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23 y 24, correspondiente a la estructura de tres niveles con tres niveles de sótano, se determinó que la fuerza cortante es de 254.82 Ton, 318.52 Ton, 477.78 Ton, 557.41 Ton, 641.02 Ton y 668.89 Ton, observándose incrementos de la fuerza cortante del 25%, 88%, 119%, 152% y 163% respectivamente.

Tabla 23

Fuerza cortante en la base para los modelos computacionales del edificio de tres niveles

| Modelo Computacional | | Fuerza Sísmica | | |
|----------------------|--------------|--------------------------|-------------------------|------------------------------------|
| | | V_{BASAL} (Ton) | R_{Base} (Ton) | $R_{\text{Base}}/V_{\text{BASAL}}$ |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 47.87 | 43.78 | 91.46% |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 59.84 | 54.73 | 91.46% |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 89.76 | 82.14 | 91.51% |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 104.72 | 95.80 | 91.48% |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 120.43 | 110.16 | 91.47% |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 125.66 | 114.97 | 91.50% |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 123.78 | 113.04 | 91.32% |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 154.72 | 141.17 | 91.24% |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 232.08 | 211.84 | 91.28% |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 270.76 | 247.09 | 91.26% |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 311.38 | 284.21 | 91.27% |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 324.92 | 296.58 | 91.28% |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 189.18 | 175.67 | 92.86% |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 236.48 | 219.39 | 92.78% |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 354.71 | 329.22 | 92.81% |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 413.83 | 384.00 | 92.79% |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 475.91 | 441.68 | 92.81% |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 496.60 | 460.91 | 92.81% |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 254.82 | 235.75 | 92.52% |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 318.52 | 294.43 | 92.44% |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 477.78 | 441.82 | 92.47% |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 557.41 | 515.34 | 92.45% |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 641.02 | 592.74 | 92.47% |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 668.89 | 618.55 | 92.47% |

Respecto a los modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29 y 30, correspondiente a la estructura de cinco niveles sin sótanos, se tiene lo siguiente: Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S2 y sin estructura de sótanos (Modelo 25 Z1 S2 ST0 5N) se determinó una fuerza cortante de 82.70 Ton. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S3 y sin estructura de sótanos (Modelo 26 Z1 S3 ST0 5N) se determinó una fuerza cortante de 103.38 Ton representando un incremento del

25%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S2 y sin estructura de sótanos (Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N) se determinó una fuerza cortante de 155.06 Ton representando un incremento del 88%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S3 y sin estructura de sótanos (Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N) se determinó una fuerza cortante de 180.91 Ton representando un incremento del 119%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S2 y sin estructura de sótanos (Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N) se determinó una fuerza cortante de 208.04 Ton representando un incremento del 152%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S3 y sin estructura de sótanos (Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N) se determinó una fuerza cortante de 217.09 Ton representando un incremento del 163%.

Respecto a los modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35 y 36, correspondiente a la estructura de cinco niveles con un nivel de sótano, se tiene lo siguiente: Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S2 y un nivel de sótano (Modelo 31 Z1 S2 ST1 5N) se determinó una fuerza cortante de 170.22 Ton. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 1, sobre un suelo tipo S3 y un nivel de sótano (Modelo 32 Z1 S3 ST1 5N) se determinó una fuerza cortante de 212.77 Ton representando un incremento del 25%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S2 y un nivel de sótano (Modelo 33 Z2 S2 ST1 5N) se determinó una fuerza cortante de 319.16 Ton representando un incremento del 88%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo S3 y un nivel de sótano (Modelo 34 Z2 S3 ST1 5N) se determinó una fuerza cortante de 372.35 Ton representando un incremento del 119%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un suelo tipo S2 y un nivel de sótano (Modelo 35 Z3 S2 ST1 5N) se determinó una fuerza cortante de 428.20 Ton representando un incremento del 152%. Para el edificio de cinco niveles ubicado en la zona sísmica 3, sobre un

suelo tipo S3 y un nivel de sótano (Modelo 36 Z3 S3 ST1 5N) se determinó una fuerza cortante de 446.82 Ton representando un incremento del 163%.

Respecto a los modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41 y 42 correspondiente a la estructura de cinco niveles con dos niveles de sótano, se determinó que la fuerza cortante es de 195.52 Ton, 244.40 Ton, 366.59 Ton, 427.69 Ton, 491.84 Ton y 513.23 Ton, observándose incrementos de la fuerza cortante del 25%, 88%, 119%, 152% y 163% respectivamente.

Tabla 24

Fuerza cortante en la base para los modelos computacionales del edificio de cinco niveles

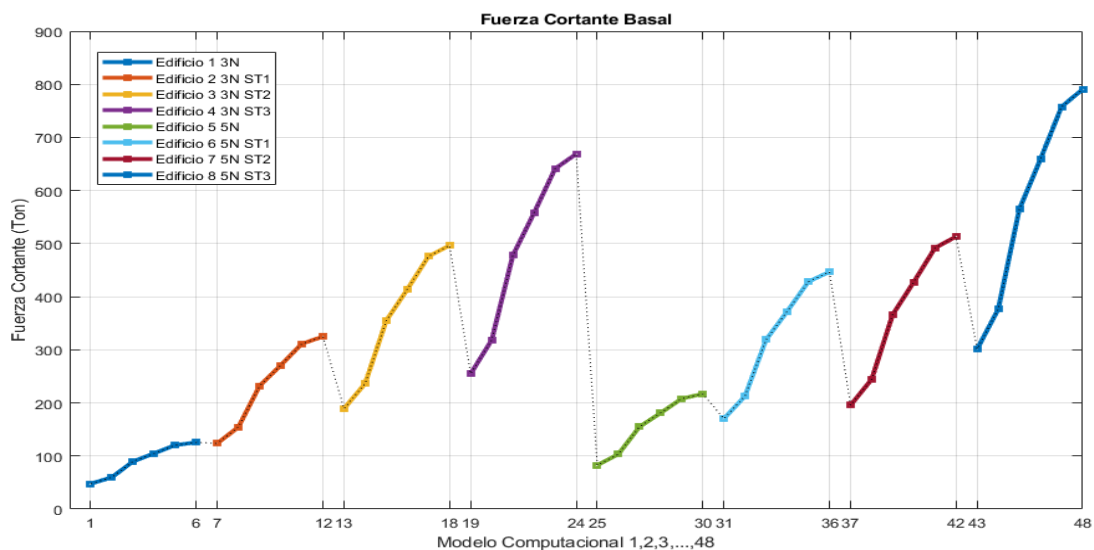
| Modelo Computacional | | Fuerza Sísmica | | |
|----------------------|--------------|--------------------------|-------------------------|------------------------------------|
| | | V_{BASAL} (Ton) | R_{Base} (Ton) | $R_{\text{Base}}/V_{\text{BASAL}}$ |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 82.70 | 72.80 | 88.03% |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 103.38 | 91.00 | 88.03% |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 155.06 | 136.57 | 88.07% |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 180.91 | 159.28 | 88.05% |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 208.04 | 183.16 | 88.04% |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 217.09 | 191.17 | 88.06% |
| <hr/> | | | | |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 170.22 | 153.60 | 90.24% |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 212.77 | 191.83 | 90.16% |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 319.16 | 287.86 | 90.19% |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 372.35 | 335.76 | 90.17% |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 428.20 | 386.20 | 90.19% |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 446.82 | 403.01 | 90.19% |
| <hr/> | | | | |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 195.52 | 180.81 | 92.48% |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 244.40 | 225.81 | 92.40% |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 366.59 | 338.85 | 92.43% |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 427.69 | 395.24 | 92.41% |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 491.84 | 454.61 | 92.43% |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 513.23 | 474.39 | 92.43% |
| <hr/> | | | | |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 301.26 | 276.14 | 91.66% |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 376.57 | 344.86 | 91.58% |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 564.86 | 517.50 | 91.62% |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 659.00 | 603.61 | 91.60% |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 757.85 | 694.28 | 91.61% |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 790.80 | 724.50 | 91.62% |

El desempeño sísmico insatisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a reglamentos modernos ha preocupado al medio de la ingeniería estructural. Esto ha cobrado

importancia a partir de las grandes pérdidas materiales y económicas consecuencia de eventos sísmicos recientes. Cada edificio que se construye debe satisfacer múltiples y complejas necesidades socioeconómicas; lo que implica que el daño en sus elementos estructurales y no estructurales, así como en sus contenidos, debe ser cuidadosamente controlado.

Figura 38

Variación de la fuerza sísmica con la incorporación de las estructuras de sótano



4.1.4.4. Desplazamiento de Entre Piso

En relación a la respuesta de desplazamiento de la estructura, las tablas siguientes muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos estructurales correspondientes al edificio de tres y cinco niveles con las estructuras de sótanos incorporadas. En las tablas 25, 26, 27, 28, 29 y 30 se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 25 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de tres niveles sin incorporación de sótanos (Modelo 1: Z1 S2 ST0 3N). La tabla 26, tabla 27, tabla 28, tabla 29 y tabla 30 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 2 (Modelo 2: Z1 S3 ST0 3N), 3 (Modelo 3: Z2 S2 ST0 3N), 4 (Modelo 4: Z2 S3

ST0 3N), 5 (Modelo 5: Z3 S2 ST0 3N) y 6 (Modelo 6: Z3 S3 ST0 3N), respectivamente de un edificio de tres niveles sin incorporación de sótanos. Los resultados muestran que los desplazamientos en el primer entre piso son mayores a los desplazamientos de entre piso superiores. Por otro lado, en la figura 39 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5 y 6. En la figura 40 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5 y 6, del edificio de tres niveles sin estructura de sótano. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 25

Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST0 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00167 | 0.035 | 0.000116 | 0.0007 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00132 | 0.058 | 0.000193 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00074 | 0.074 | 0.000201 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00172 | 0.036 | 0.000121 | 0.0007 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00135 | 0.060 | 0.000199 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00076 | 0.076 | 0.000205 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 26

Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST0 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00209 | 0.044 | 0.000145 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00165 | 0.072 | 0.000241 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00093 | 0.093 | 0.000251 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00215 | 0.045 | 0.000151 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00169 | 0.075 | 0.000249 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00095 | 0.095 | 0.000256 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 27
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST0 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00313 | 0.065 | 0.000218 | 0.0013 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00248 | 0.109 | 0.000362 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00140 | 0.140 | 0.000377 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00322 | 0.068 | 0.000227 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00254 | 0.112 | 0.000373 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00142 | 0.142 | 0.000384 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 28
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST0 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00366 | 0.076 | 0.000254 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00289 | 0.126 | 0.000421 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00163 | 0.163 | 0.000440 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00376 | 0.079 | 0.000264 | 0.0016 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00296 | 0.131 | 0.000435 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00166 | 0.166 | 0.000448 | 0.0027 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 29
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST0 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00420 | 0.088 | 0.000292 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00333 | 0.145 | 0.000485 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00187 | 0.187 | 0.000506 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00432 | 0.091 | 0.000304 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00341 | 0.150 | 0.000500 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00191 | 0.191 | 0.000515 | 0.0031 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 30
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST0 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|---------------|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|--|---------------------|----------------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00439 | 0.091 | 0.000305 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00347 | 0.152 | 0.000506 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00196 | 0.196 | 0.000528 | 0.0032 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00451 | 0.095 | 0.000317 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00356 | 0.157 | 0.000522 | 0.0031 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 370 | 0.00199 | 0.199 | 0.000538 | 0.0032 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 39

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5, 6.

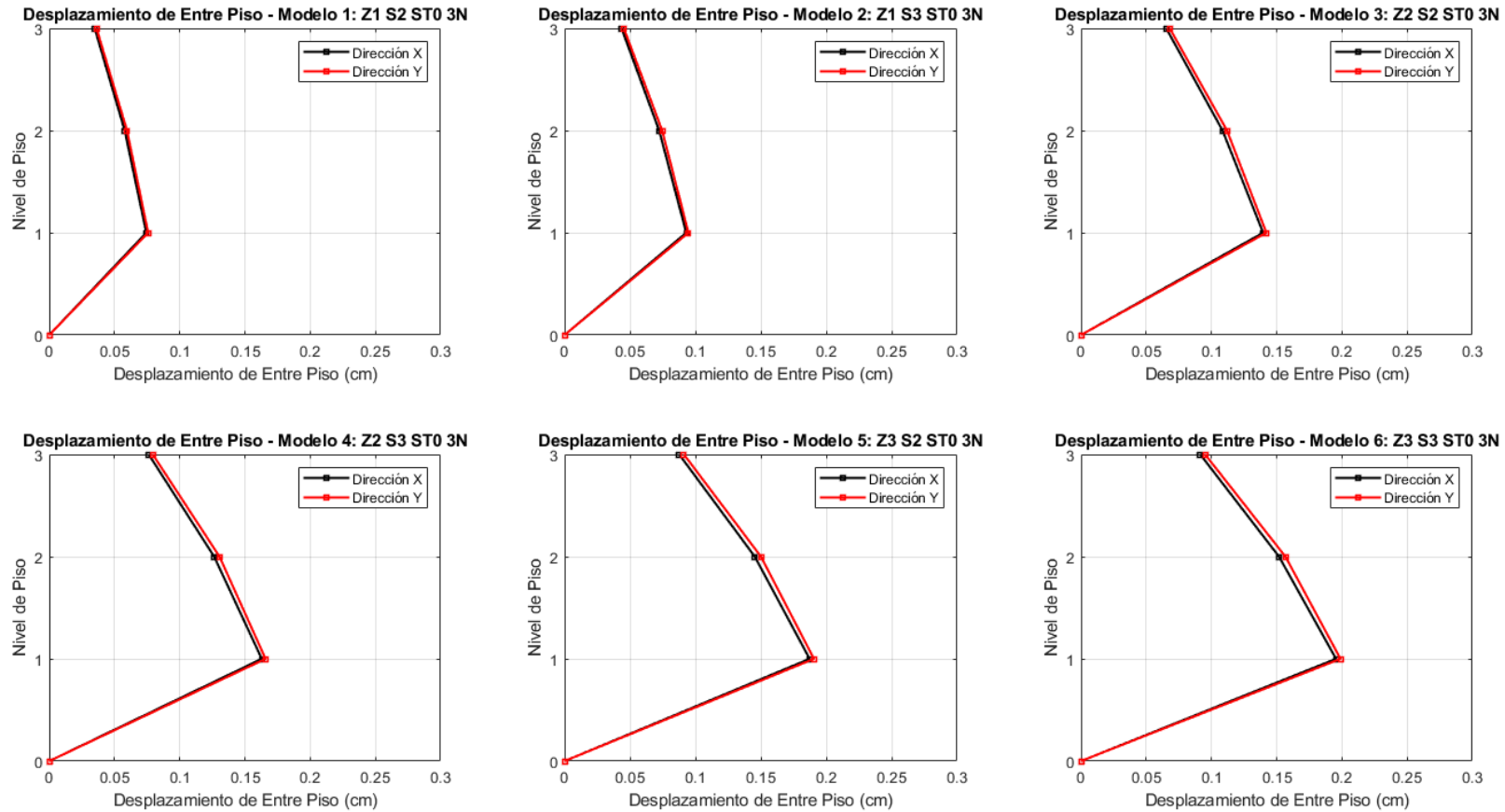
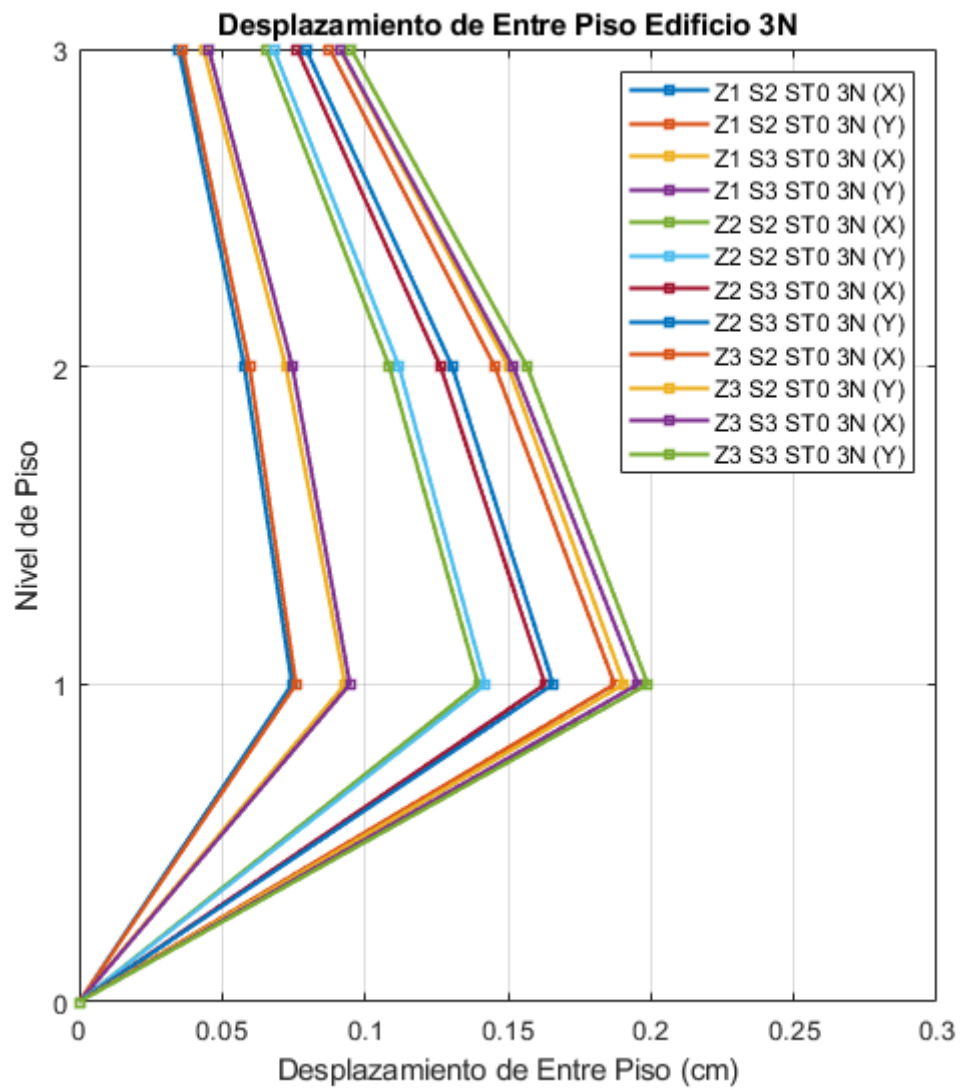


Figura 40

Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 1, 2, 3, 4, 5, 6.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de tres niveles con la incorporación de una estructura de sótano de un nivel, las tablas 31, 32, 33, 34, 35 y 36 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11 y 12 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 31 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de tres niveles con la incorporación de una estructura de sótanos de un nivel (Modelo 7: Z1 S2 ST1 3N). La tabla 32, tabla 33, tabla 34, tabla 35 y tabla 36 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 8 (Modelo 8: Z1 S3 ST1 3N), 9 (Modelo 9: Z2 S2 ST1 3N), 10 (Modelo 10: Z2 S3 ST1 3N), 11 (Modelo 11: Z3 S2 ST1 3N) y 12 (Modelo 12: Z3 S3 ST1 3N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 41 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11 y 12. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el segundo nivel, con un valor máximo de 0.0198 cm. En la figura 42 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11 y 12 del edificio de tres niveles con una estructura de sótano de un nivel. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 31*Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST1 3N*

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00187 | 0.047 | 0.000157 | 0.0007 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00140 | 0.073 | 0.000244 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00067 | 0.064 | 0.000214 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00003 | 0.003 | 0.000008 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00193 | 0.049 | 0.000163 | 0.0007 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00144 | 0.075 | 0.000251 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00069 | 0.066 | 0.000218 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00003 | 0.003 | 0.000008 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 32*Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST1 3N*

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00234 | 0.059 | 0.000196 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00175 | 0.091 | 0.000304 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00084 | 0.080 | 0.000267 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000010 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00241 | 0.061 | 0.000204 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00180 | 0.094 | 0.000313 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00086 | 0.082 | 0.000273 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000010 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 33*Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST1 3N*

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00351 | 0.088 | 0.000294 | 0.0013 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00263 | 0.137 | 0.000457 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00126 | 0.120 | 0.000401 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00006 | 0.006 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00361 | 0.092 | 0.000305 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00270 | 0.141 | 0.000470 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00128 | 0.123 | 0.000409 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00006 | 0.006 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 34Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST1 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00410 | 0.103 | 0.000343 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00307 | 0.160 | 0.000533 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00147 | 0.140 | 0.000468 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00007 | 0.007 | 0.000018 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00421 | 0.107 | 0.000356 | 0.0016 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00314 | 0.165 | 0.000549 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00150 | 0.143 | 0.000477 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00007 | 0.007 | 0.000018 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 35Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST1 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00471 | 0.118 | 0.000394 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00353 | 0.184 | 0.000613 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00169 | 0.161 | 0.000538 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00485 | 0.123 | 0.000410 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00362 | 0.189 | 0.000631 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00172 | 0.165 | 0.000549 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 36Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST1 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00492 | 0.123 | 0.000411 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00368 | 0.192 | 0.000639 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00177 | 0.169 | 0.000562 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000022 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00506 | 0.128 | 0.000428 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00377 | 0.198 | 0.000658 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00180 | 0.172 | 0.000573 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 300 | 0.00008 | 0.008 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 41

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11, 12.

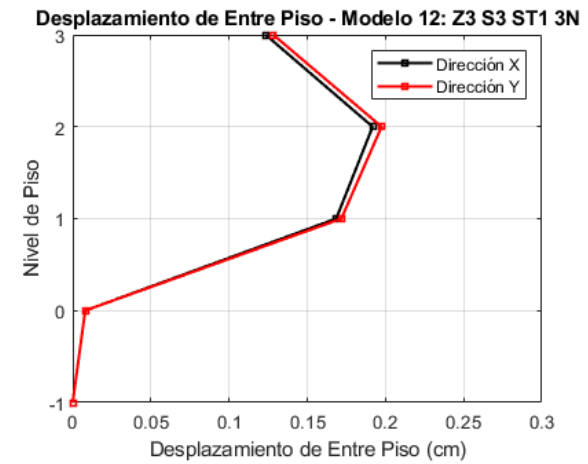
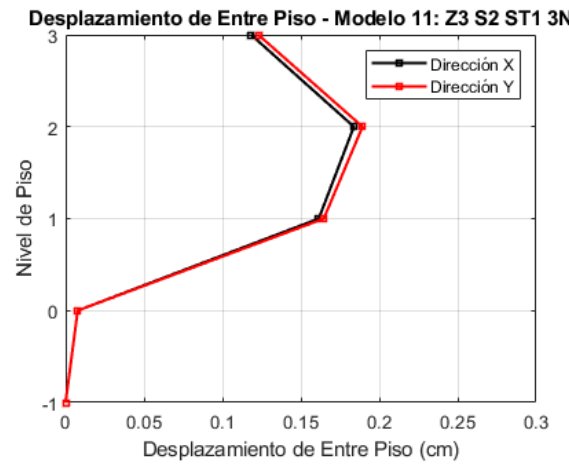
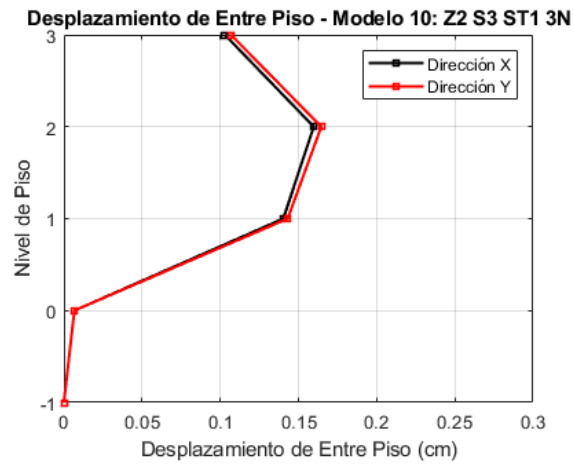
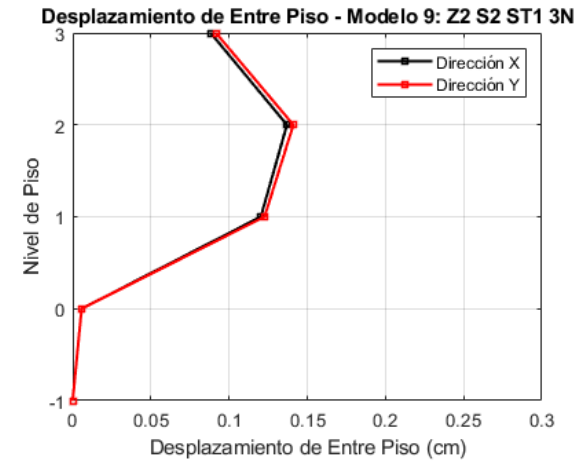
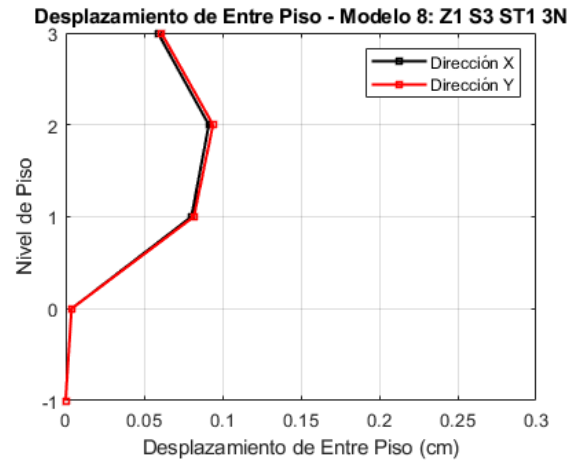
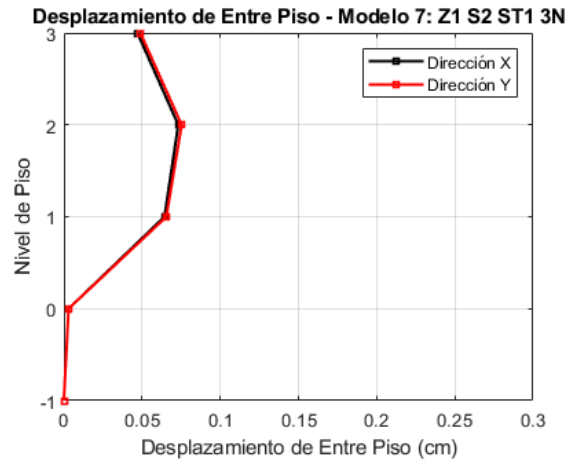
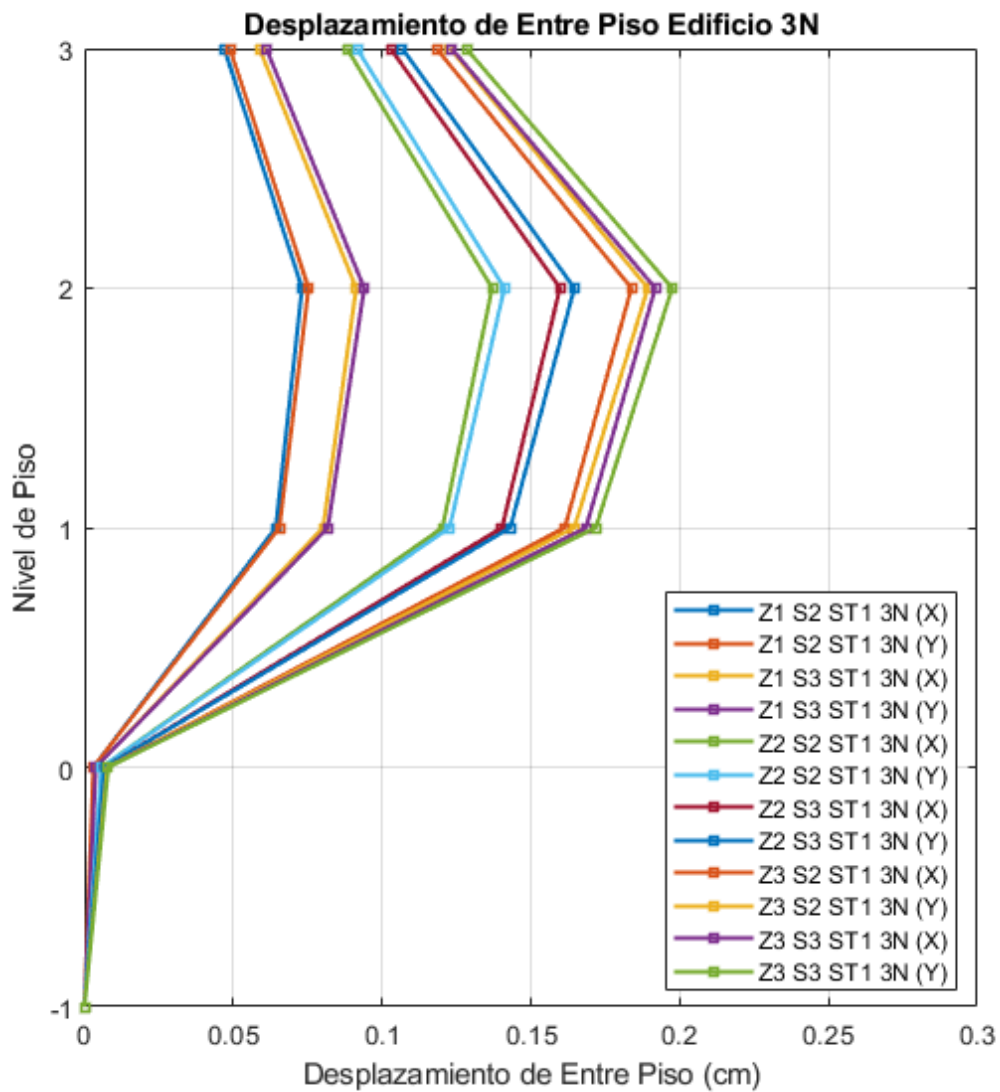


Figura 42

Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 7, 8, 9, 10, 11, 12.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de tres niveles con la incorporación de una estructura de sótano de dos niveles, las tablas 37, 38, 39, 40, 41 y 42 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17 y 18 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 37 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de tres niveles con la incorporación de una estructura de sótanos de dos niveles (Modelo 13: Z1 S2 ST2 3N). La tabla 38, tabla 39, tabla 40, tabla 41 y tabla 42 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 14 (Modelo 14: Z1 S3 ST2 3N), 15 (Modelo 15: Z2 S2 ST2 3N), 16 (Modelo 16: Z2 S3 ST2 3N), 17 (Modelo 17: Z3 S2 ST2 3N) y 18 (Modelo 18: Z3 S3 ST2 3N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 43 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17 y 18. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el segundo nivel, con un valor máximo de 0.0204 cm. En la figura 44 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17 y 18 del edificio de tres niveles con una estructura de sótano de dos niveles. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 37
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST2 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00196 | 0.049 | 0.000163 | 0.0007 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00147 | 0.075 | 0.000251 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00071 | 0.064 | 0.000215 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00007 | 0.003 | 0.000008 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00201 | 0.051 | 0.000169 | 0.0008 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00150 | 0.078 | 0.000259 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00072 | 0.066 | 0.000219 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00007 | 0.003 | 0.000008 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 38
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST2 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00244 | 0.061 | 0.000204 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00183 | 0.094 | 0.000314 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00089 | 0.081 | 0.000269 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00008 | 0.003 | 0.000009 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00251 | 0.063 | 0.000211 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00187 | 0.097 | 0.000323 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00090 | 0.082 | 0.000274 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00008 | 0.003 | 0.000009 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 39
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST2 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00366 | 0.092 | 0.000306 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00275 | 0.141 | 0.000471 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00133 | 0.121 | 0.000403 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00013 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000020 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00376 | 0.095 | 0.000318 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00281 | 0.145 | 0.000484 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00136 | 0.123 | 0.000411 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00013 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000020 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 40
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST2 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00427 | 0.107 | 0.000357 | 0.0016 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00320 | 0.165 | 0.000549 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00156 | 0.141 | 0.000470 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00015 | 0.006 | 0.000017 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00009 | 0.009 | 0.000024 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00439 | 0.111 | 0.000370 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00328 | 0.170 | 0.000565 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00158 | 0.144 | 0.000479 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00015 | 0.006 | 0.000017 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00009 | 0.009 | 0.000024 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 41
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST2 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00492 | 0.123 | 0.000410 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00368 | 0.190 | 0.000632 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00179 | 0.162 | 0.000541 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00017 | 0.007 | 0.000019 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00010 | 0.010 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00505 | 0.128 | 0.000426 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00377 | 0.195 | 0.000650 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00182 | 0.165 | 0.000551 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00017 | 0.007 | 0.000019 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00010 | 0.010 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 42
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST2 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00513 | 0.128 | 0.000428 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00385 | 0.198 | 0.000659 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00187 | 0.169 | 0.000564 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00018 | 0.007 | 0.000020 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000028 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00527 | 0.133 | 0.000444 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00394 | 0.204 | 0.000679 | 0.0031 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00190 | 0.172 | 0.000575 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00018 | 0.007 | 0.000020 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000028 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 43

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17, 18.

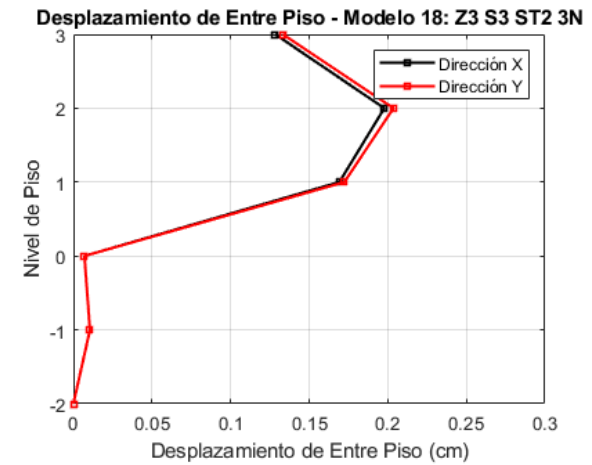
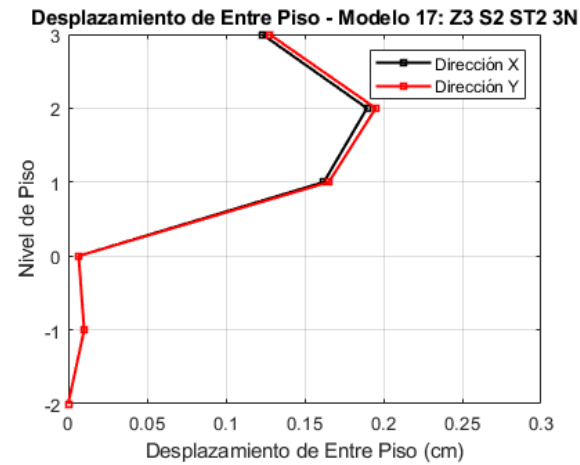
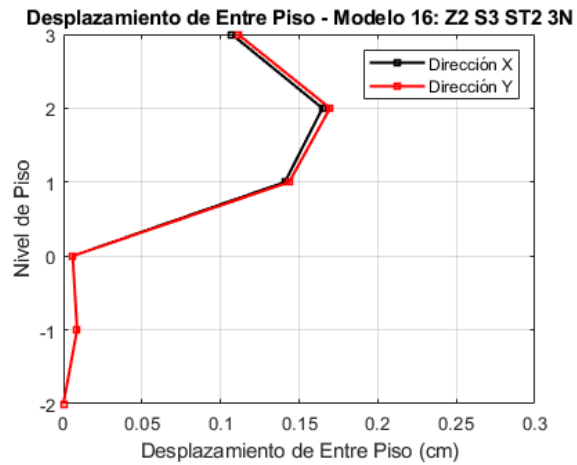
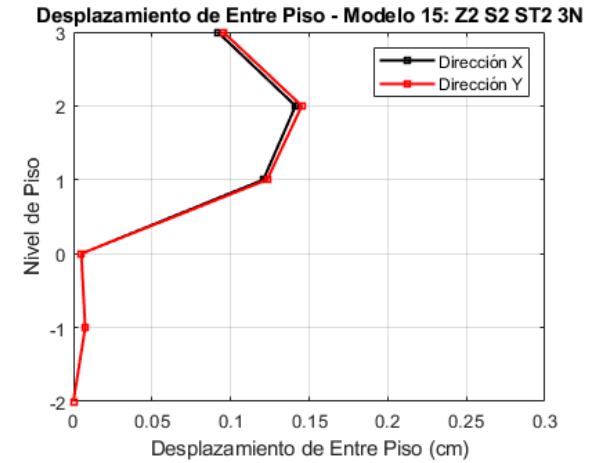
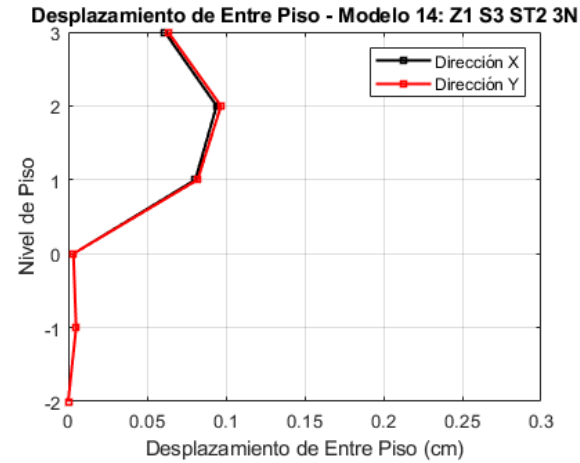
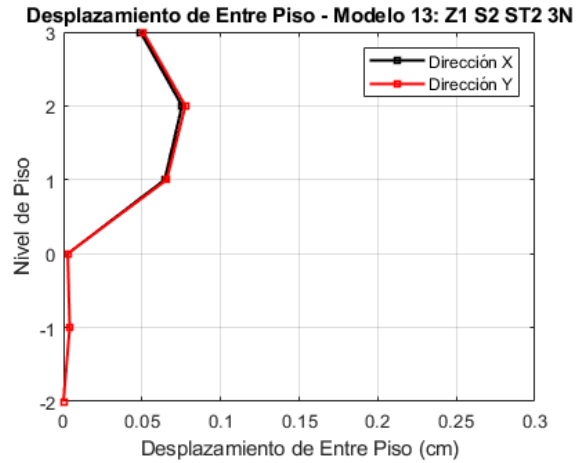
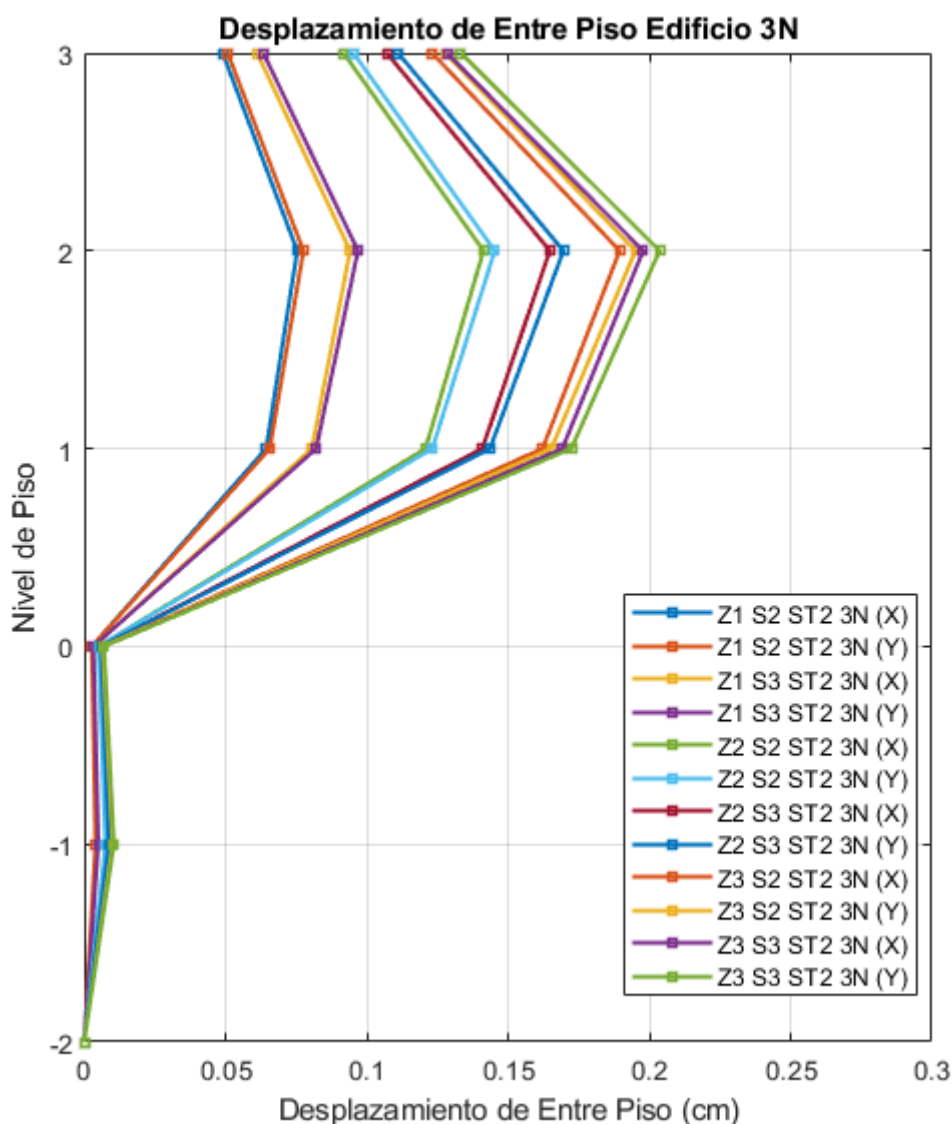


Figura 44

Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 13, 14, 15, 16, 17, 18.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de tres niveles con la incorporación de una estructura de sótano de tres niveles, las tablas 43, 44, 45, 46, 47 y 48 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23 y 24 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La

tabla 43 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de tres niveles con la incorporación de una estructura de sótanos de tres niveles (Modelo 19: Z1 S2 ST3 3N). La tabla 44, tabla 45, tabla 46, tabla 47 y tabla 48 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 20 (Modelo 20: Z1 S3 ST3 3N), 21 (Modelo 21 Z2 S2 ST3 3N), 22 (Modelo 22: Z2 S3 ST3 3N), 23 (Modelo 23: Z3 S2 ST3 3N) y 24 (Modelo 24: Z3 S3 ST3 3N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 45 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23 y 24. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el segundo nivel, con un valor máximo de 0.0211 cm. En la figura 46 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23 y 24 del edificio de tres niveles con una estructura de sótano de tres niveles. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 43
Desplazamiento de entre piso Δ_i – EQ: Z1 S2 ST3 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δ_i (cm) | Δ_i/h_i | (0.75R) Δ_i/h_i | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00209 | 0.052 | 0.000174 | 0.0008 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00157 | 0.078 | 0.000261 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00079 | 0.067 | 0.000223 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00012 | 0.003 | 0.000008 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00009 | 0.004 | 0.000010 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δ_i (cm) | Δ_i/h_i | (0.75R) Δ_i/h_i | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00214 | 0.054 | 0.000180 | 0.0008 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00160 | 0.081 | 0.000268 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00080 | 0.068 | 0.000227 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00012 | 0.003 | 0.000008 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00009 | 0.004 | 0.000010 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 44
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST3 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00261 | 0.065 | 0.000217 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00196 | 0.098 | 0.000326 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00098 | 0.084 | 0.000278 | 0.0013 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00015 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00011 | 0.005 | 0.000013 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00007 | 0.007 | 0.000018 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00268 | 0.067 | 0.000225 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00200 | 0.101 | 0.000335 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00100 | 0.085 | 0.000283 | 0.0013 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00015 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00011 | 0.005 | 0.000013 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00007 | 0.007 | 0.000018 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 45
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST3 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00392 | 0.098 | 0.000325 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00294 | 0.147 | 0.000489 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00147 | 0.125 | 0.000418 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00022 | 0.006 | 0.000016 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00017 | 0.007 | 0.000019 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00010 | 0.010 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00402 | 0.101 | 0.000337 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00301 | 0.151 | 0.000503 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00150 | 0.128 | 0.000425 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00022 | 0.006 | 0.000016 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00017 | 0.007 | 0.000019 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00010 | 0.010 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 46
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST3 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00457 | 0.114 | 0.000379 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00343 | 0.171 | 0.000571 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00172 | 0.146 | 0.000487 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00026 | 0.006 | 0.000018 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00019 | 0.008 | 0.000023 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000031 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00468 | 0.118 | 0.000393 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00351 | 0.176 | 0.000587 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00174 | 0.149 | 0.000496 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00026 | 0.006 | 0.000018 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00019 | 0.008 | 0.000023 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000031 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 47
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST3 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00525 | 0.131 | 0.000436 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00395 | 0.197 | 0.000656 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00198 | 0.168 | 0.000560 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00030 | 0.007 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00022 | 0.009 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00013 | 0.013 | 0.000035 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

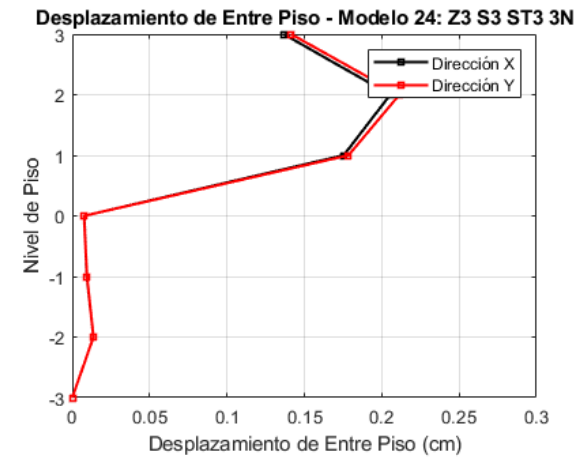
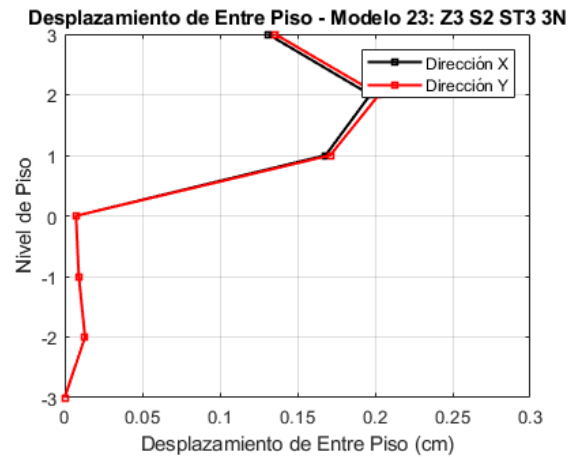
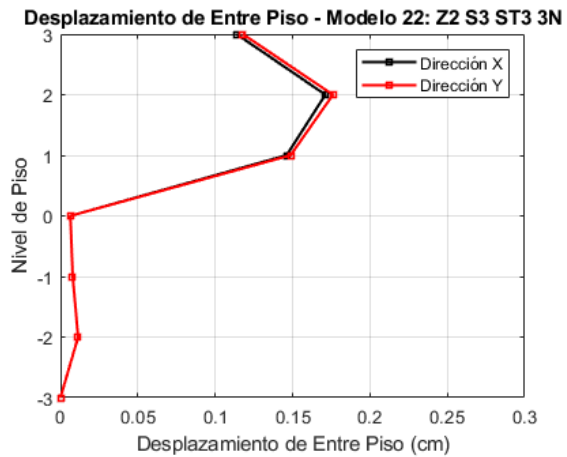
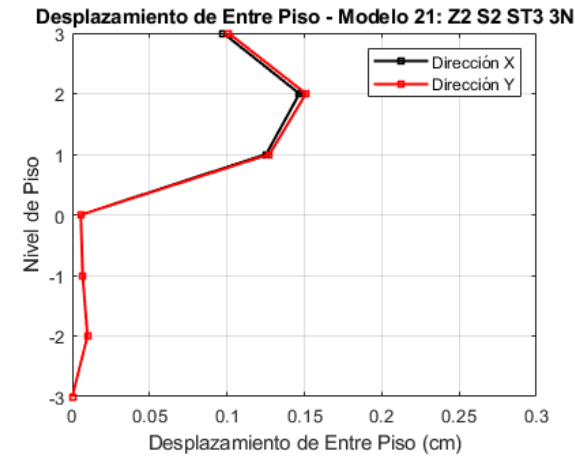
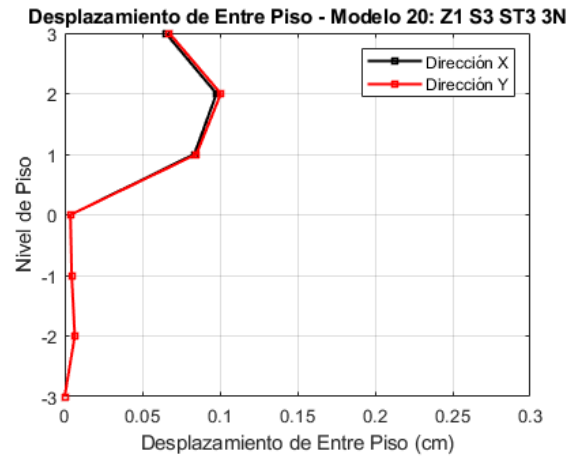
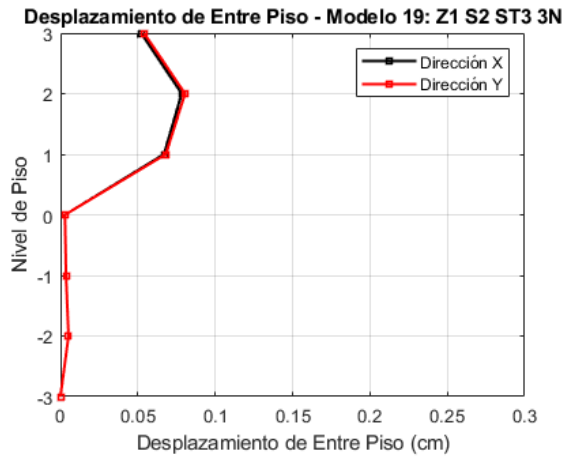
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00539 | 0.136 | 0.000452 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00403 | 0.203 | 0.000675 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00201 | 0.171 | 0.000570 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00030 | 0.007 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00022 | 0.009 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00013 | 0.013 | 0.000035 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 48
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST3 3N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|---------------|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|--|---------------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00548 | 0.137 | 0.000455 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00412 | 0.206 | 0.000685 | 0.0031 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00206 | 0.175 | 0.000585 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00031 | 0.008 | 0.000022 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00023 | 0.009 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00014 | 0.014 | 0.000037 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 3 | 300 | 0.00562 | 0.141 | 0.000471 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00421 | 0.211 | 0.000705 | 0.0032 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00209 | 0.179 | 0.000595 | 0.0027 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00031 | 0.008 | 0.000022 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00023 | 0.010 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00014 | 0.014 | 0.000037 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 45

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 19, 20, 21, 22, 23, 24.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de cinco niveles sin incorporación de estructuras de sótanos, las tablas 49, 50, 51, 52, 53 y 54 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29 y 30 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 49 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de cinco niveles sin estructura de sótanos (Modelo 24: Z1 S2 ST0 5N). La tabla 50, tabla 51, tabla 52, tabla 53 y tabla 54 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 26 (Modelo 26: Z1 S3 ST0 5N), 27 (Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N), 28 (Modelo 28: Z2 S3 ST0 5N), 29 (Modelo 29: Z3 S2 ST0 5N) y 30 (Modelo 30: Z3 S3 ST0 5N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 47 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29 y 30. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el primer nivel, con un valor máximo de 0.351 cm. En la figura 48 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29 y 30 del edificio de cinco niveles sin estructura de sótano. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 49
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST0 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00463 | 0.041 | 0.000136 | 0.0008 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00422 | 0.072 | 0.000239 | 0.0014 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00351 | 0.100 | 0.000334 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00250 | 0.119 | 0.000397 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00131 | 0.131 | 0.000292 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00478 | 0.043 | 0.000142 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00435 | 0.074 | 0.000248 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00361 | 0.104 | 0.000346 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00257 | 0.123 | 0.000410 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00134 | 0.134 | 0.000297 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 50
Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST0 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00579 | 0.051 | 0.000171 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00528 | 0.090 | 0.000298 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00438 | 0.125 | 0.000417 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00313 | 0.149 | 0.000497 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00164 | 0.164 | 0.000364 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00597 | 0.053 | 0.000178 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00544 | 0.093 | 0.000310 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00451 | 0.130 | 0.000432 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00321 | 0.154 | 0.000513 | 0.0031 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00167 | 0.167 | 0.000372 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 51Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST0 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00869 | 0.077 | 0.000256 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00792 | 0.134 | 0.000448 | 0.0027 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00658 | 0.188 | 0.000627 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00470 | 0.224 | 0.000746 | 0.0045 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00246 | 0.246 | 0.000547 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00896 | 0.080 | 0.000267 | 0.0016 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00816 | 0.139 | 0.000465 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00677 | 0.195 | 0.000649 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00482 | 0.231 | 0.000770 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00251 | 0.251 | 0.000558 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 52Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST0 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01014 | 0.090 | 0.000299 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00924 | 0.157 | 0.000522 | 0.0031 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00767 | 0.219 | 0.000731 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00548 | 0.261 | 0.000870 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00287 | 0.287 | 0.000638 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01045 | 0.093 | 0.000311 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00952 | 0.163 | 0.000542 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00789 | 0.227 | 0.000757 | 0.0045 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00562 | 0.269 | 0.000898 | 0.0054 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00293 | 0.293 | 0.000650 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 53Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST0 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01165 | 0.103 | 0.000343 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01062 | 0.180 | 0.000600 | 0.0036 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00882 | 0.252 | 0.000841 | 0.0050 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00630 | 0.300 | 0.001000 | 0.0060 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00330 | 0.330 | 0.000734 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01202 | 0.107 | 0.000358 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01094 | 0.187 | 0.000623 | 0.0037 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00908 | 0.261 | 0.000871 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00646 | 0.310 | 0.001032 | 0.0062 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00337 | 0.337 | 0.000748 | 0.0045 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 54Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST0 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01216 | 0.107 | 0.000358 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01109 | 0.188 | 0.000627 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00921 | 0.263 | 0.000877 | 0.0053 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00658 | 0.313 | 0.001044 | 0.0063 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00345 | 0.345 | 0.000766 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 8 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01254 | 0.112 | 0.000374 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01142 | 0.195 | 0.000650 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00947 | 0.273 | 0.000909 | 0.0055 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00675 | 0.323 | 0.001077 | 0.0065 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 450 | 0.00351 | 0.351 | 0.000781 | 0.0047 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 47

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29, 30.

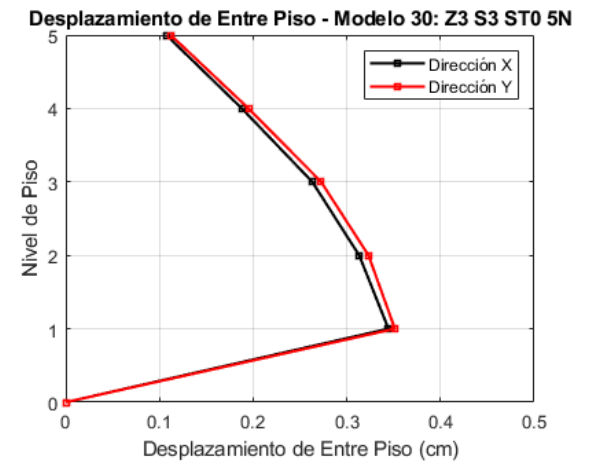
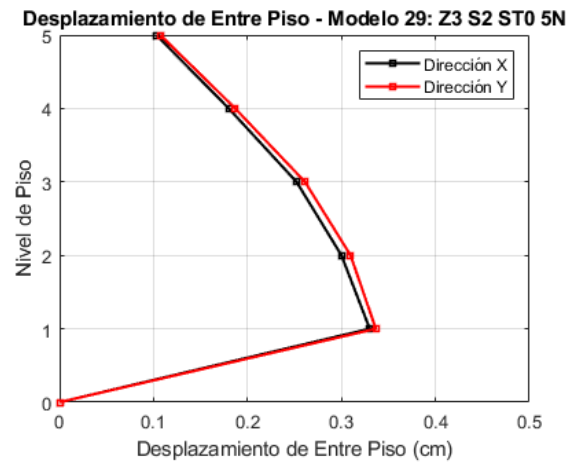
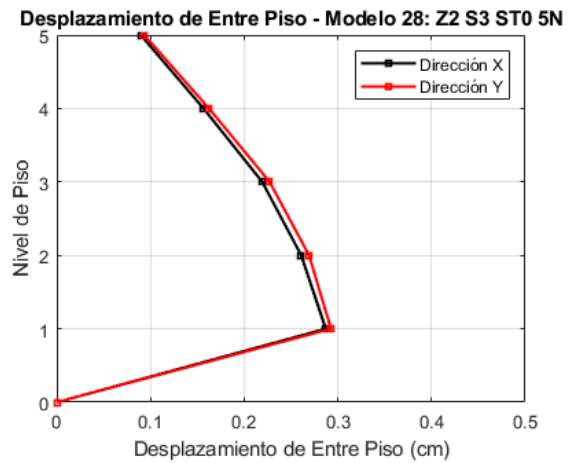
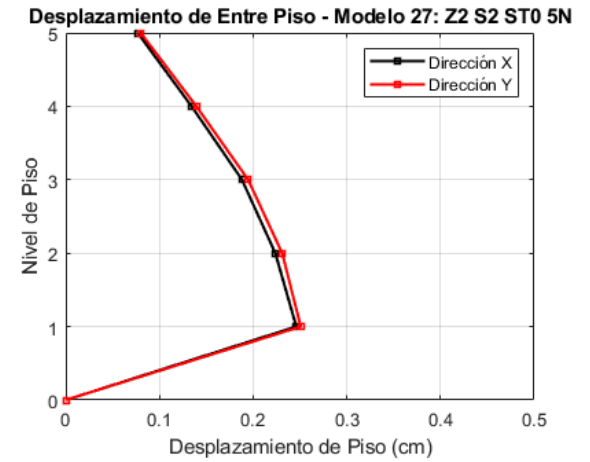
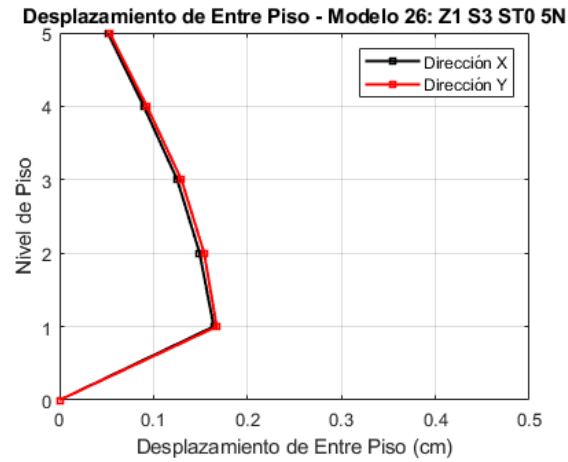
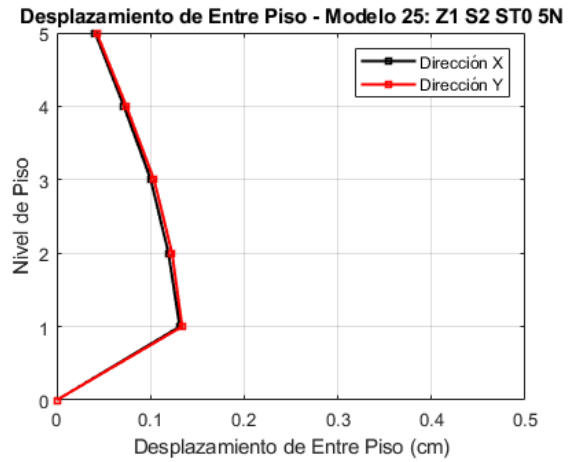
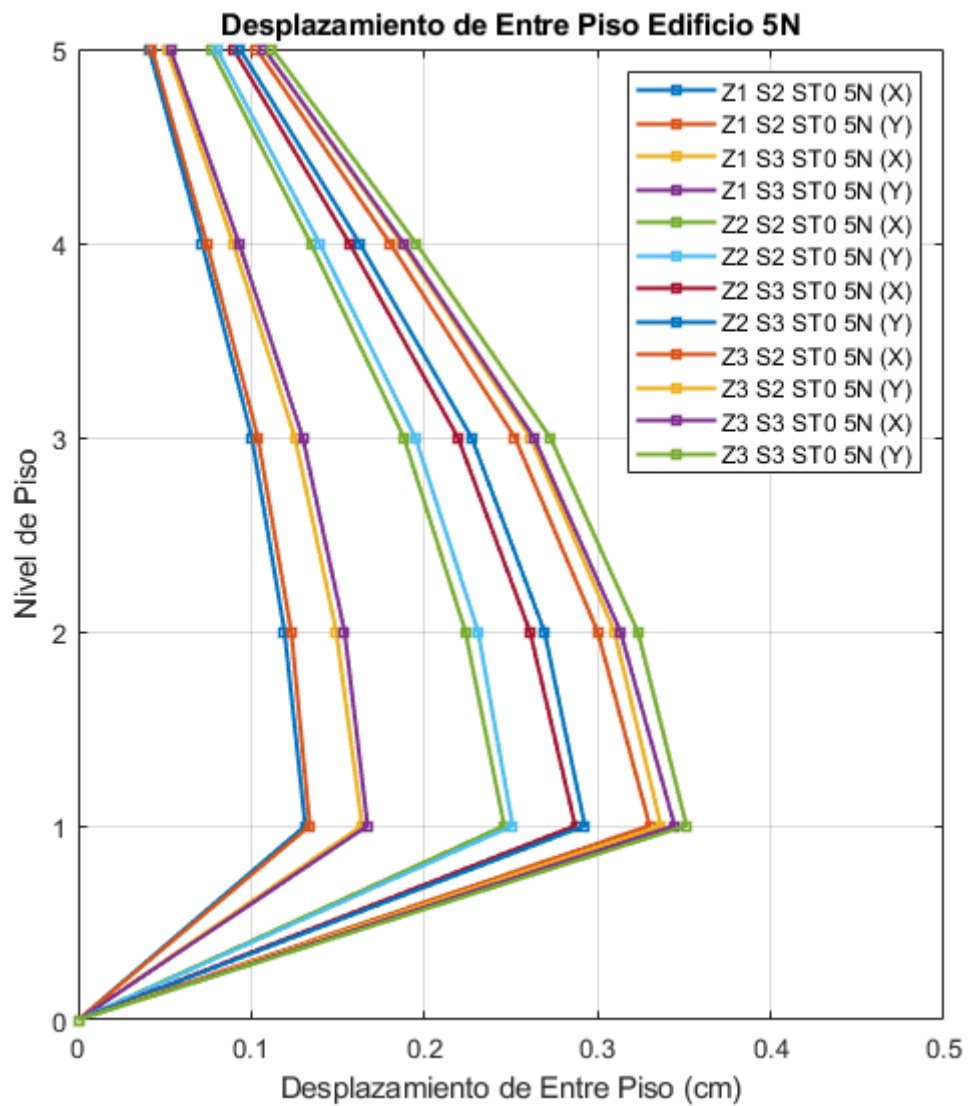


Figura 48

Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 25, 26, 27, 28, 29, 30.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de cinco niveles con la incorporación de una estructura de sótanos de un nivel, las tablas 55, 56, 57, 58, 59 y 60 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, y 36 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 55 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de cinco niveles con la incorporación de la estructura de sótanos de un nivel (Modelo 31: Z1 S2 ST1 5N). La tabla 56, tabla 57, tabla 58, tabla 59 y tabla 60 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 32 (Modelo 32: Z1 S3 ST1 5N), 33 (Modelo 33 Z2 S2 ST1 5N), 34 (Modelo 34: Z2 S3 ST1 5N), 35 (Modelo 35: Z3 S2 ST1 5N) y 36 (Modelo 36: Z3 S3 ST1 5N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 49 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, y 36. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el segundo nivel, con un valor máximo de 0.406 cm. En la figura 50 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, y 36 del edificio de cinco niveles con la estructura de sótano de un nivel. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 55Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST1 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00556 | 0.057 | 0.000189 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00499 | 0.097 | 0.000324 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00402 | 0.133 | 0.000443 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00269 | 0.150 | 0.000429 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00119 | 0.115 | 0.000329 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000011 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00574 | 0.059 | 0.000197 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00515 | 0.101 | 0.000336 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00414 | 0.138 | 0.000458 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00277 | 0.155 | 0.000442 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00122 | 0.118 | 0.000336 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000011 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 56Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST1 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00695 | 0.071 | 0.000236 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00624 | 0.121 | 0.000404 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00502 | 0.166 | 0.000553 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00336 | 0.188 | 0.000536 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00149 | 0.144 | 0.000410 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00717 | 0.074 | 0.000246 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00643 | 0.126 | 0.000419 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00517 | 0.172 | 0.000573 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00345 | 0.193 | 0.000552 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00152 | 0.147 | 0.000419 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 57Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST1 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01042 | 0.106 | 0.000354 | 0.0016 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00936 | 0.182 | 0.000607 | 0.0027 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00754 | 0.249 | 0.000831 | 0.0037 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00505 | 0.281 | 0.000804 | 0.0036 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00223 | 0.216 | 0.000616 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01075 | 0.111 | 0.000369 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00965 | 0.189 | 0.000629 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00776 | 0.258 | 0.000859 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00518 | 0.290 | 0.000829 | 0.0037 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00228 | 0.220 | 0.000629 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 58Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST1 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01216 | 0.124 | 0.000413 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01092 | 0.212 | 0.000708 | 0.0032 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00879 | 0.291 | 0.000969 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00589 | 0.328 | 0.000937 | 0.0042 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00261 | 0.251 | 0.000718 | 0.0032 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00009 | 0.009 | 0.000025 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01254 | 0.129 | 0.000430 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01125 | 0.220 | 0.000734 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00905 | 0.301 | 0.001002 | 0.0045 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00604 | 0.338 | 0.000967 | 0.0043 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00266 | 0.257 | 0.000734 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00009 | 0.009 | 0.000025 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 59Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST1 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01398 | 0.143 | 0.000475 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01256 | 0.244 | 0.000814 | 0.0037 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01011 | 0.334 | 0.001114 | 0.0050 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00677 | 0.377 | 0.001078 | 0.0049 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00300 | 0.289 | 0.000826 | 0.0037 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000028 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01443 | 0.149 | 0.000495 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01294 | 0.253 | 0.000844 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01041 | 0.346 | 0.001153 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00695 | 0.389 | 0.001112 | 0.0050 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00306 | 0.296 | 0.000844 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000028 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 60Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST1 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01459 | 0.149 | 0.000496 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01310 | 0.255 | 0.000850 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01055 | 0.349 | 0.001163 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00707 | 0.394 | 0.001125 | 0.0051 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00313 | 0.302 | 0.000862 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000030 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01505 | 0.155 | 0.000516 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01351 | 0.264 | 0.000881 | 0.0040 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01086 | 0.361 | 0.001203 | 0.0054 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 350 | 0.00725 | 0.406 | 0.001160 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 350 | 0.00319 | 0.308 | 0.000881 | 0.0040 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000030 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 49

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, 36.

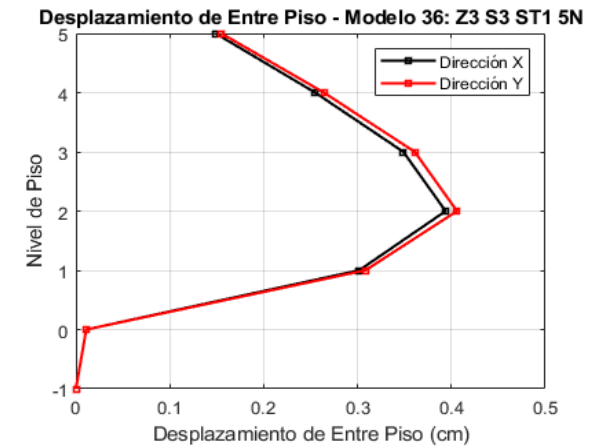
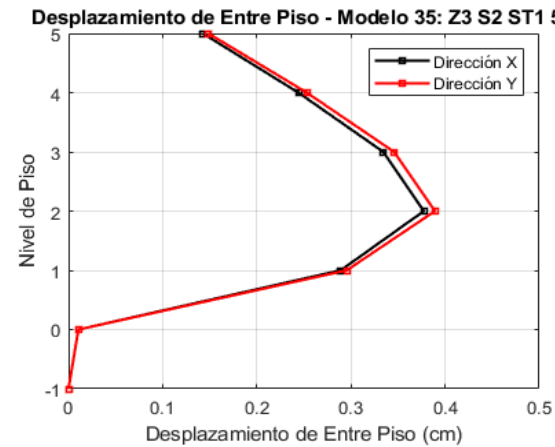
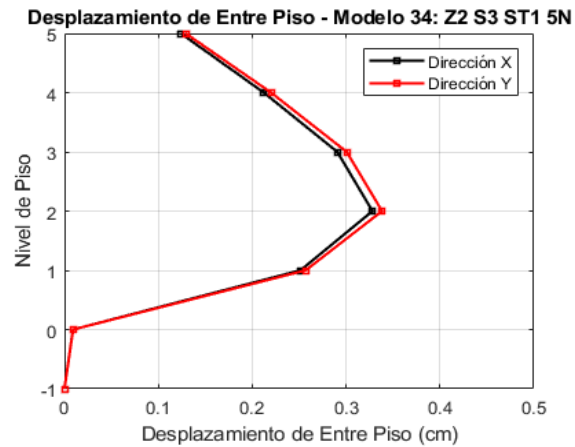
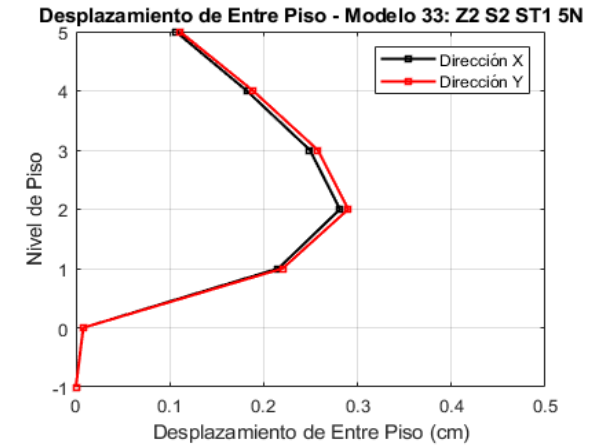
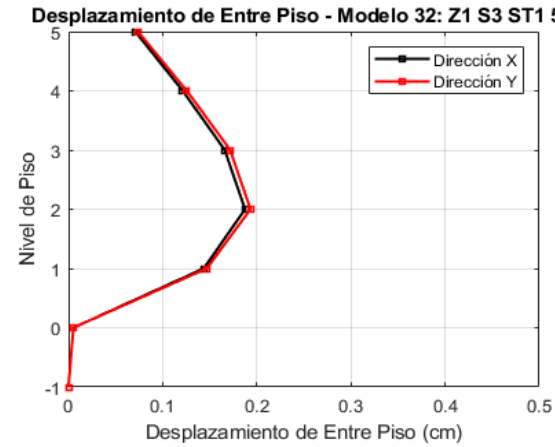
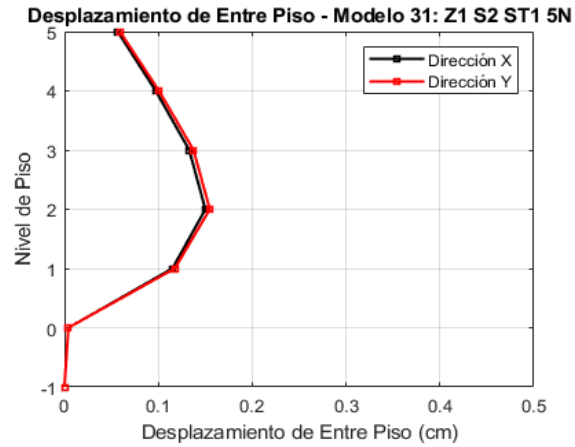
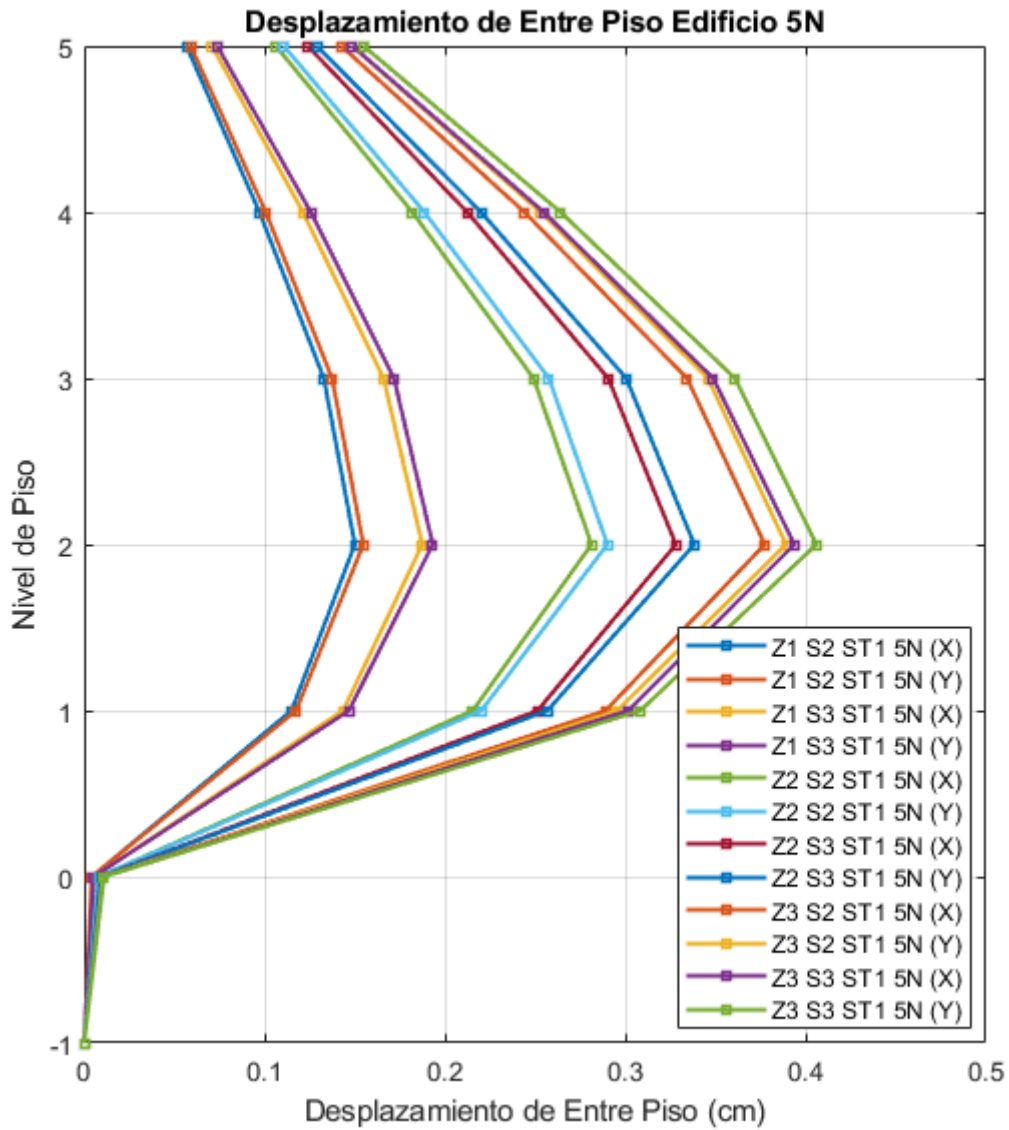


Figura 50

Comparativo de los desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 31, 32, 33, 34, 35, 36.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de cinco niveles con la incorporación de una estructura de sótanos de dos niveles, las tablas 61, 62, 63, 64, 65 y 66 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, y 42 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 61 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de cinco niveles con la incorporación de la estructura de sótanos de dos niveles (Modelo 37: Z1 S2 ST2 5N). La tabla 62, tabla 63, tabla 64, tabla 65 y tabla 66 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 38 (Modelo 38: Z1 S3 ST2 5N), 39 (Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N), 40 (Modelo 40: Z2 S3 ST2 5N), 41 (Modelo 41: Z3 S2 ST2 5N) y 42 (Modelo 42: Z3 S3 ST2 5N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 51 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, y 42. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el segundo nivel, con un valor máximo de 0.406 cm. En la figura 52 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, y 42 del edificio de cinco niveles con la estructura de sótano de dos niveles. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 61Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST2 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00571 | 0.059 | 0.000196 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00512 | 0.100 | 0.000332 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00412 | 0.136 | 0.000452 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00276 | 0.153 | 0.000509 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00124 | 0.116 | 0.000386 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00008 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00004 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00588 | 0.061 | 0.000204 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00527 | 0.103 | 0.000344 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00424 | 0.140 | 0.000467 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00284 | 0.158 | 0.000525 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00126 | 0.118 | 0.000393 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00008 | 0.004 | 0.000011 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000012 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 62Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST2 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00713 | 0.074 | 0.000245 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00639 | 0.124 | 0.000415 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00515 | 0.169 | 0.000565 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00345 | 0.191 | 0.000636 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00154 | 0.145 | 0.000482 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00010 | 0.005 | 0.000013 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00005 | 0.005 | 0.000014 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00735 | 0.077 | 0.000255 | 0.0011 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00658 | 0.129 | 0.000429 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00529 | 0.175 | 0.000584 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00354 | 0.197 | 0.000655 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00158 | 0.147 | 0.000491 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00010 | 0.005 | 0.000013 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00006 | 0.006 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 63Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST2 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01069 | 0.110 | 0.000368 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00959 | 0.187 | 0.000622 | 0.0028 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00772 | 0.254 | 0.000847 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00518 | 0.286 | 0.000954 | 0.0043 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00232 | 0.217 | 0.000723 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00015 | 0.007 | 0.000020 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000021 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01102 | 0.115 | 0.000383 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00988 | 0.193 | 0.000645 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00794 | 0.263 | 0.000876 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00531 | 0.295 | 0.000984 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00236 | 0.221 | 0.000736 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00016 | 0.007 | 0.000020 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00008 | 0.008 | 0.000023 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 64Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST2 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01247 | 0.129 | 0.000429 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01118 | 0.218 | 0.000726 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00901 | 0.296 | 0.000988 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00604 | 0.334 | 0.001113 | 0.0050 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00270 | 0.253 | 0.000843 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00017 | 0.008 | 0.000023 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00009 | 0.009 | 0.000024 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01286 | 0.134 | 0.000447 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01152 | 0.226 | 0.000752 | 0.0034 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00926 | 0.307 | 0.001022 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00620 | 0.344 | 0.001147 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00276 | 0.258 | 0.000859 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00018 | 0.008 | 0.000024 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00010 | 0.010 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 65Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST2 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01434 | 0.148 | 0.000494 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01286 | 0.250 | 0.000835 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01036 | 0.341 | 0.001137 | 0.0051 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00695 | 0.384 | 0.001280 | 0.0058 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00311 | 0.291 | 0.000970 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00020 | 0.010 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00010 | 0.000 | 0.000000 | 0.0000 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01479 | 0.154 | 0.000514 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01325 | 0.259 | 0.000865 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01066 | 0.353 | 0.001175 | 0.0053 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00713 | 0.396 | 0.001320 | 0.0059 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00317 | 0.296 | 0.000988 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00021 | 0.010 | 0.000027 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000031 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

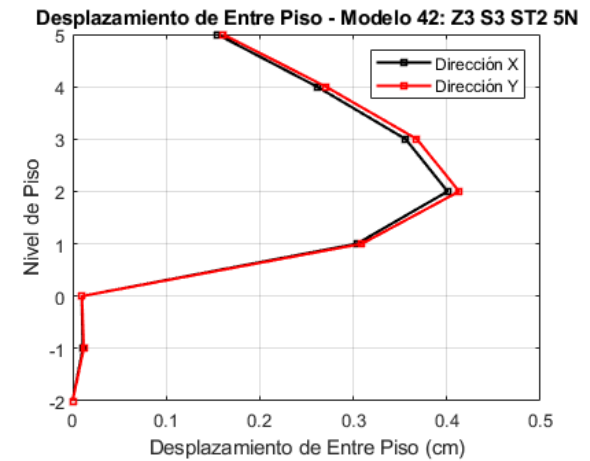
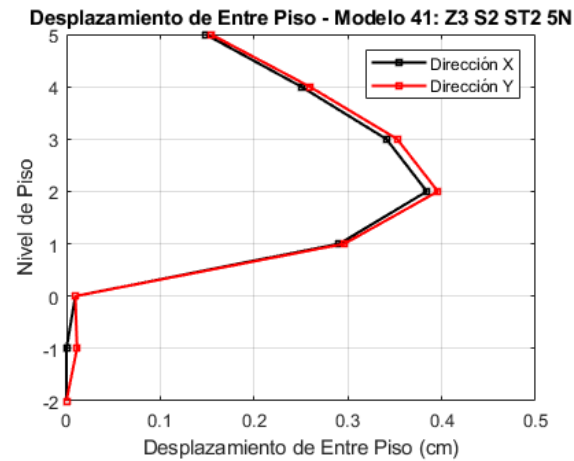
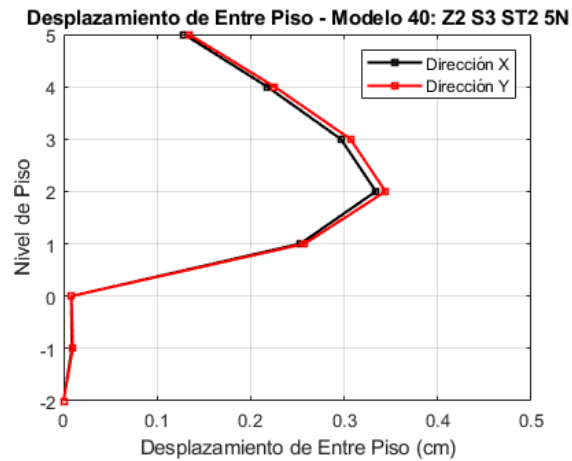
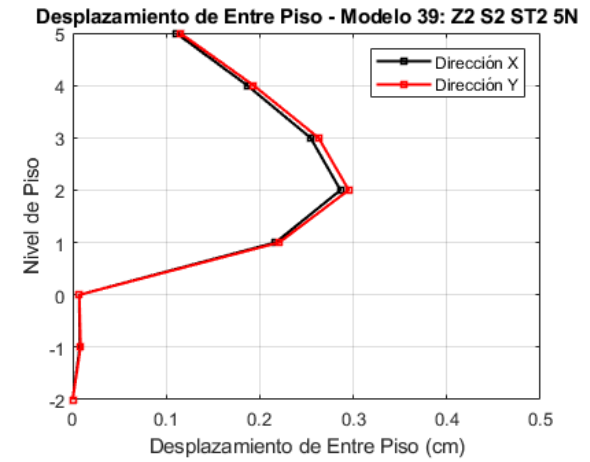
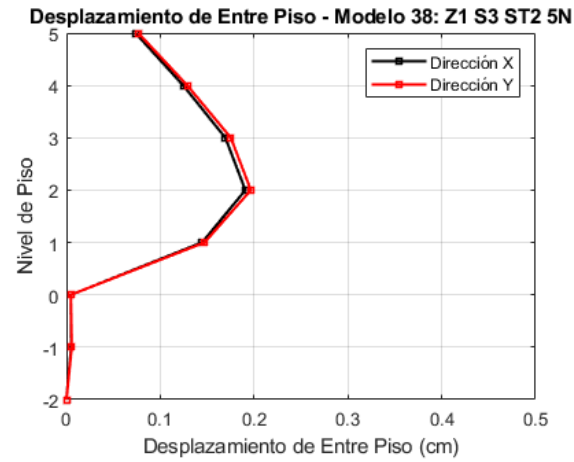
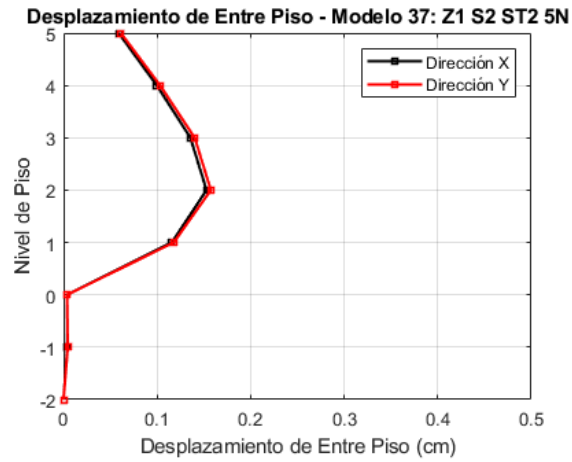
Tabla 66Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST2 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01497 | 0.155 | 0.000515 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01342 | 0.261 | 0.000871 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01081 | 0.356 | 0.001186 | 0.0053 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00725 | 0.401 | 0.001336 | 0.0060 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00324 | 0.304 | 0.001012 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00021 | 0.010 | 0.000028 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000029 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01543 | 0.161 | 0.000536 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01383 | 0.271 | 0.000902 | 0.0041 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01112 | 0.368 | 0.001226 | 0.0055 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00744 | 0.413 | 0.001377 | 0.0062 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00331 | 0.309 | 0.001031 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00022 | 0.010 | 0.000028 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 370 | 0.00012 | 0.012 | 0.000032 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 51

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 37, 38, 39, 40, 41, 42.



Con respecto a la respuesta de desplazamiento del edificio de cinco niveles con la incorporación de una estructura de sótanos de tres niveles, las tablas 67, 68, 69, 70, 71 y 72 muestran los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, y 48 respectivamente. En las tablas se muestran la altura de entre piso (H), el desplazamiento de piso (Δ), el desplazamiento de entre piso (Δ_i), así como los desplazamientos inelásticos ($0.75R \Delta_i/h_i$) y el límite normativo correspondiente (0.007). La tabla 67 muestra la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente al modelo estructural de un edificio de cinco niveles con la incorporación de la estructura de sótanos de tres niveles (Modelo 43: Z1 S2 ST3 5N). La tabla 68, tabla 69, tabla 70, tabla 71 y tabla 72 muestran la respuesta de desplazamiento de piso y el desplazamiento de entre piso correspondiente a los modelos estructurales 44 (Modelo 44: Z1 S3 ST3 3N), 45 (Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N), 46 (Modelo 46: Z2 S3 ST3 5N), 47 (Modelo 47: Z3 S2 ST3 5N) y 48 (Modelo 48: Z3 S3 ST3 5N), respectivamente. Por otro lado, en la figura 53 se muestran las gráficas de los desplazamientos de entre piso de los modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, y 48. Los resultados muestran que los desplazamientos de entre piso son mayores en el segundo nivel, con un valor máximo de 0.422 cm. En la figura 54 se muestra el comparativo de la respuesta de desplazamiento de entre piso de los modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, y 48 del edificio de cinco niveles con la estructura de sótano de tres niveles. Se presentan los desplazamientos en las direcciones de análisis X e Y, observándose un incremento progresivo de los valores en relación a la variación del tipo de suelo y la zonificación sísmica del edificio.

Tabla 67Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S2 ST3 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00590 | 0.061 | 0.000205 | 0.0009 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00529 | 0.102 | 0.000341 | 0.0015 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00426 | 0.139 | 0.000463 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00287 | 0.156 | 0.000520 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00131 | 0.117 | 0.000390 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00014 | 0.004 | 0.000012 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00010 | 0.004 | 0.000012 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00006 | 0.006 | 0.000016 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00608 | 0.064 | 0.000213 | 0.0010 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00544 | 0.106 | 0.000353 | 0.0016 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00438 | 0.144 | 0.000478 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00294 | 0.161 | 0.000537 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00133 | 0.119 | 0.000398 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00014 | 0.004 | 0.000012 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00010 | 0.004 | 0.000012 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00006 | 0.006 | 0.000016 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 68Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z1 S3 ST3 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00737 | 0.077 | 0.000256 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00660 | 0.128 | 0.000426 | 0.0019 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00532 | 0.174 | 0.000578 | 0.0026 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00359 | 0.195 | 0.000650 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00164 | 0.146 | 0.000486 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00018 | 0.005 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00013 | 0.005 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00007 | 0.007 | 0.000019 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.00759 | 0.080 | 0.000266 | 0.0012 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00679 | 0.132 | 0.000441 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00547 | 0.179 | 0.000598 | 0.0027 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00368 | 0.201 | 0.000670 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00167 | 0.149 | 0.000497 | 0.0022 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00018 | 0.005 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00013 | 0.005 | 0.000015 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00007 | 0.007 | 0.000019 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 69Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S2 ST3 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01106 | 0.115 | 0.000384 | 0.0017 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.00990 | 0.192 | 0.000640 | 0.0029 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00799 | 0.260 | 0.000868 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00538 | 0.293 | 0.000976 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00245 | 0.219 | 0.000730 | 0.0033 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00026 | 0.008 | 0.000022 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00019 | 0.008 | 0.000023 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000029 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01139 | 0.120 | 0.000399 | 0.0018 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01019 | 0.199 | 0.000662 | 0.0030 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00821 | 0.269 | 0.000897 | 0.0040 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00552 | 0.302 | 0.001005 | 0.0045 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00250 | 0.224 | 0.000746 | 0.0034 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00026 | 0.008 | 0.000022 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00019 | 0.008 | 0.000023 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00011 | 0.011 | 0.000029 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 70Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z2 S3 ST3 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01289 | 0.134 | 0.000447 | 0.0020 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01155 | 0.224 | 0.000746 | 0.0034 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00931 | 0.304 | 0.001012 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00628 | 0.342 | 0.001138 | 0.0051 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00286 | 0.255 | 0.000851 | 0.0038 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00031 | 0.009 | 0.000025 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00022 | 0.009 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00013 | 0.013 | 0.000034 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
|---|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01329 | 0.140 | 0.000465 | 0.0021 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01189 | 0.232 | 0.000772 | 0.0035 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.00957 | 0.314 | 0.001046 | 0.0047 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00643 | 0.352 | 0.001172 | 0.0053 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00292 | 0.261 | 0.000870 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00031 | 0.009 | 0.000025 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00022 | 0.009 | 0.000026 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00013 | 0.013 | 0.000034 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 71Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST3 5N

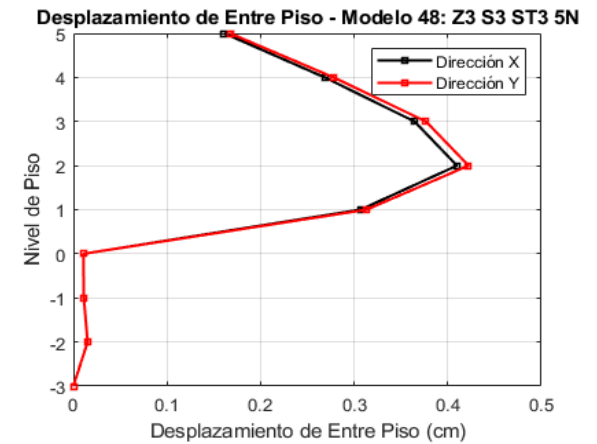
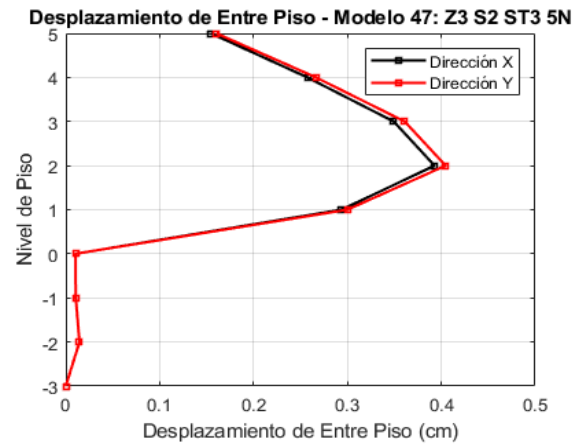
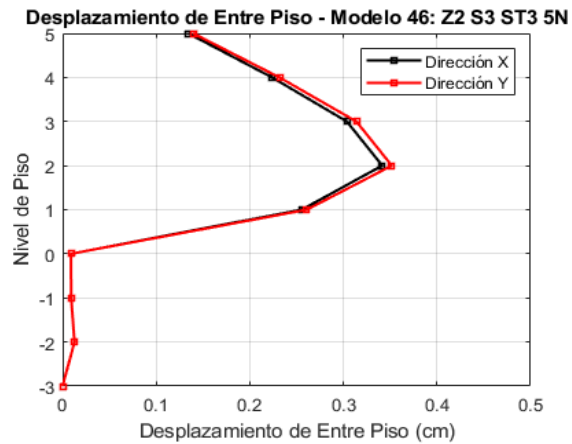
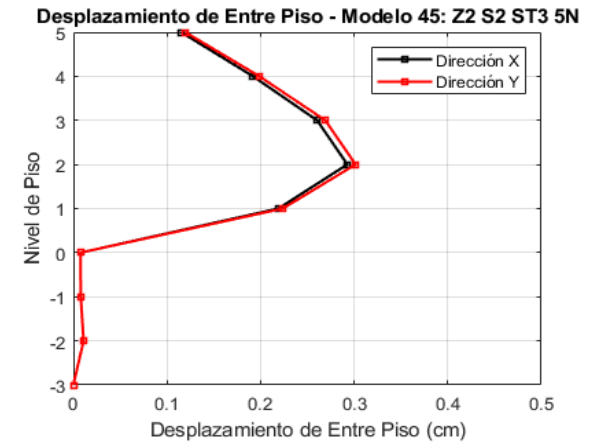
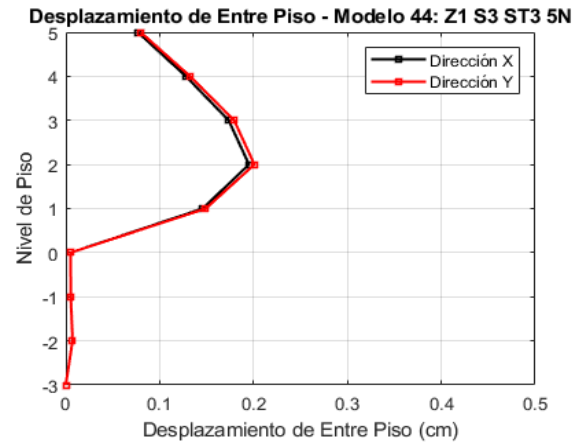
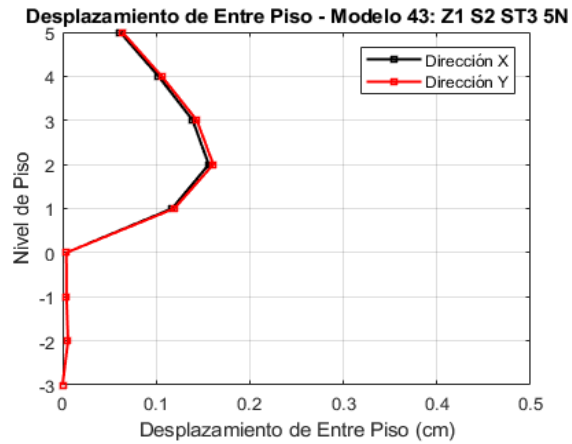
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01483 | 0.154 | 0.000515 | 0.0023 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01329 | 0.257 | 0.000858 | 0.0039 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01071 | 0.349 | 0.001164 | 0.0052 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00722 | 0.393 | 0.001309 | 0.0059 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00329 | 0.294 | 0.000979 | 0.0044 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00036 | 0.010 | 0.000029 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00025 | 0.011 | 0.000030 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00015 | 0.015 | 0.000039 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01528 | 0.160 | 0.000535 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01368 | 0.267 | 0.000888 | 0.0040 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01101 | 0.361 | 0.001203 | 0.0054 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00740 | 0.405 | 0.001349 | 0.0061 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00336 | 0.300 | 0.001000 | 0.0045 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00036 | 0.010 | 0.000029 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00025 | 0.011 | 0.000030 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00015 | 0.015 | 0.000039 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Tabla 72Desplazamiento de entre piso Δi – EQ: Z3 S2 ST3 5N

| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "X" | | | | | | | |
|--|--------|--------------|-----------------|----------------|------------------------|--------------|---------------------|
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01548 | 0.161 | 0.000537 | 0.0024 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01387 | 0.269 | 0.000895 | 0.0040 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01118 | 0.365 | 0.001215 | 0.0055 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00753 | 0.410 | 0.001366 | 0.0061 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00344 | 0.307 | 0.001022 | 0.0046 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00037 | 0.011 | 0.000031 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00026 | 0.011 | 0.000032 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00015 | 0.015 | 0.000041 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Verificación de Desplazamientos en la Dirección "Y" | | | | | | | |
| Factor de Reducción R = 6 | | | | | | | |
| Nivel | H (cm) | Δ (m) | Δi (cm) | $\Delta i/h_i$ | (0.75R) $\Delta i/h_i$ | Límite E.030 | Observación |
| 5 | 300 | 0.01595 | 0.168 | 0.000558 | 0.0025 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 4 | 300 | 0.01427 | 0.278 | 0.000927 | 0.0042 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 3 | 300 | 0.01149 | 0.377 | 0.001256 | 0.0057 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 2 | 300 | 0.00772 | 0.422 | 0.001407 | 0.0063 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| 1 | 300 | 0.00350 | 0.313 | 0.001044 | 0.0047 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z1 | 350 | 0.00037 | 0.011 | 0.000031 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z2 | 350 | 0.00026 | 0.011 | 0.000032 | 0.0001 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |
| Z3 | 370 | 0.00015 | 0.015 | 0.000041 | 0.0002 | 0.007 | Cumple Límite E.030 |

Figura 53

Desplazamientos de entre piso – Modelos computacionales 43, 44, 45, 46, 47, 48.



En la tabla 73 y tabla 44 se muestran el comparativo de los desplazamientos de entre piso para el edificio de tres y cinco niveles respectivamente. En relación al edificio de tres niveles, los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles disminuyen los desplazamientos de entre piso del primer nivel hasta en un 14%, tal como se muestra en la tabla 73. Con respecto a los desplazamientos de entre piso del segundo nivel, los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles incrementan los desplazamientos de entre piso hasta en un 36%. Con respecto a los desplazamientos de entre piso del tercer nivel, los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles incrementan los desplazamientos de entre piso hasta en un 35%.

En relación al edificio de cinco niveles, los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles disminuyen los desplazamientos de entre piso del primer nivel hasta en un 13%, tal como se muestra en la tabla 74. Con respecto a los desplazamientos de entre piso del segundo nivel, tercer nivel, cuarto nivel y quinto nivel, los resultados muestran que la incorporación de la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles incrementan los desplazamientos de entre piso hasta en un 31%, como se muestra en la tabla 74.

Tabla 73
Desplazamientos de entre piso Δi – Edificio 3N

| Modelo Computacional | Descripción | $\Delta e1$ (cm) | Variación (%) | $\Delta e2$ (cm) | Variación (%) | $\Delta e3$ (cm) | Variación (%) |
|----------------------|--------------|------------------|---------------|------------------|---------------|------------------|---------------|
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.074400 | - | 0.057800 | - | 0.057800 | - |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.064300 | 13.58% | 0.073100 | -26.47% | 0.073100 | -26.47% |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.064400 | 13.44% | 0.075400 | -30.45% | 0.075400 | -30.45% |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.066900 | 10.08% | 0.078300 | -35.47% | 0.078300 | -35.47% |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.093000 | - | 0.072300 | - | 0.072300 | - |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.080200 | 13.76% | 0.091300 | -26.28% | 0.091300 | -26.28% |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.080600 | 13.33% | 0.094100 | -30.15% | 0.094100 | -30.15% |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.083500 | 10.22% | 0.097800 | -35.27% | 0.097800 | -35.27% |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.139600 | - | 0.108500 | - | 0.108500 | - |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.120300 | 13.83% | 0.137000 | -26.27% | 0.137000 | -26.27% |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.120800 | 13.47% | 0.141300 | -30.23% | 0.141300 | -30.23% |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.125300 | 10.24% | 0.146800 | -35.30% | 0.146800 | -35.30% |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.162900 | - | 0.126400 | - | 0.126400 | - |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.140300 | 13.87% | 0.159800 | -26.42% | 0.159800 | -26.42% |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.140900 | 13.51% | 0.164800 | -30.38% | 0.164800 | -30.38% |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.146100 | 10.31% | 0.171200 | -35.44% | 0.171200 | -35.44% |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.187300 | - | 0.145400 | - | 0.145400 | - |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.161400 | 13.83% | 0.183800 | -26.41% | 0.183800 | -26.41% |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.162200 | 13.40% | 0.189500 | -30.33% | 0.189500 | -30.33% |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.168100 | 10.25% | 0.196900 | -35.42% | 0.196900 | -35.42% |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.195500 | - | 0.151800 | - | 0.151800 | - |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.168500 | 13.81% | 0.191800 | -26.35% | 0.191800 | -26.35% |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.169200 | 13.45% | 0.197800 | -30.30% | 0.197800 | -30.30% |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.175400 | 10.28% | 0.205500 | -35.38% | 0.205500 | -35.38% |

Tabla 74
Desplazamientos de entre piso Δi – Edificio 5N

| Modelo Computacional | Descripción | $\Delta e1$ (cm) | Variación (%) | $\Delta e2$ (cm) | Variación (%) | $\Delta e3$ (cm) | Variación (%) | $\Delta e4$ (cm) | Variación (%) | $\Delta e5$ (cm) | Variación (%) |
|----------------------|-----------------|------------------|---------------|------------------|---------------|------------------|---------------|------------------|---------------|------------------|---------------|
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.1312 00 | - | 0.1192 00 | - | 0.1192 00 | - | 0.1192 00 | - | 0.1192 00 | - |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.1150 00 | 12.35% | 0.1501 00 | -25.92% | 0.1501 00 | -25.92% | 0.1501 00 | -25.92% | 0.1501 00 | -25.92% |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.1157 00 | 11.81% | 0.1528 00 | -28.19% | 0.1528 00 | -28.19% | 0.1528 00 | -28.19% | 0.1528 00 | -28.19% |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 0.1169 00 | 10.90% | 0.1561 00 | -30.96% | 0.1561 00 | -30.96% | 0.1561 00 | -30.96% | 0.1561 00 | -30.96% |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.1640 00 | - | 0.1491 00 | - | 0.1491 00 | - | 0.1491 00 | - | 0.1491 00 | - |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.1436 00 | 12.44% | 0.1875 00 | -25.75% | 0.1875 00 | -25.75% | 0.1875 00 | -25.75% | 0.1875 00 | -25.75% |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.1446 00 | 11.83% | 0.1907 00 | -27.90% | 0.1907 00 | -27.90% | 0.1907 00 | -27.90% | 0.1907 00 | -27.90% |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 0.1459 00 | 11.04% | 0.1951 00 | -30.85% | 0.1951 00 | -30.85% | 0.1951 00 | -30.85% | 0.1951 00 | -30.85% |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.2461 00 | - | 0.2237 00 | - | 0.2237 00 | - | 0.2237 00 | - | 0.2237 00 | - |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.2155 00 | 12.43% | 0.2813 00 | -25.75% | 0.2813 00 | -25.75% | 0.2813 00 | -25.75% | 0.2813 00 | -25.75% |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.2169 00 | 11.87% | 0.2863 00 | -27.98% | 0.2863 00 | -27.98% | 0.2863 00 | -27.98% | 0.2863 00 | -27.98% |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 0.2190 00 | 11.01% | 0.2927 00 | -30.84% | 0.2927 00 | -30.84% | 0.2927 00 | -30.84% | 0.2927 00 | -30.84% |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.2871 00 | - | 0.2609 00 | - | 0.2609 00 | - | 0.2609 00 | - | 0.2609 00 | - |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.2514 00 | 12.43% | 0.3281 00 | -25.76% | 0.3281 00 | -25.76% | 0.3281 00 | -25.76% | 0.3281 00 | -25.76% |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.2530 00 | 11.88% | 0.3339 00 | -27.98% | 0.3339 00 | -27.98% | 0.3339 00 | -27.98% | 0.3339 00 | -27.98% |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 0.2554 00 | 11.04% | 0.3415 00 | -30.89% | 0.3415 00 | -30.89% | 0.3415 00 | -30.89% | 0.3415 00 | -30.89% |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.3301 00 | - | 0.3000 00 | - | 0.3000 00 | - | 0.3000 00 | - | 0.3000 00 | - |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.2891 00 | 12.42% | 0.3774 00 | -25.80% | 0.3774 00 | -25.80% | 0.3774 00 | -25.80% | 0.3774 00 | -25.80% |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.2909 00 | 11.88% | 0.3841 00 | -28.03% | 0.3841 00 | -28.03% | 0.3841 00 | -28.03% | 0.3841 00 | -28.03% |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 0.2937 00 | 11.03% | 0.3928 00 | -30.93% | 0.3928 00 | -30.93% | 0.3928 00 | -30.93% | 0.3928 00 | -30.93% |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.3445 00 | - | 0.3132 00 | - | 0.3132 00 | - | 0.3132 00 | - | 0.3132 00 | - |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.3017 00 | 12.42% | 0.3938 00 | -25.73% | 0.3938 00 | -25.73% | 0.3938 00 | -25.73% | 0.3938 00 | -25.73% |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.3037 00 | 11.84% | 0.4008 00 | -27.97% | 0.4008 00 | -27.97% | 0.4008 00 | -27.97% | 0.4008 00 | -27.97% |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 0.3066 00 | 11.00% | 0.4098 00 | -30.84% | 0.4098 00 | -30.84% | 0.4098 00 | -30.84% | 0.4098 00 | -30.84% |

4.1.4.5. Fuerzas en Columnas

Con relación a las fuerzas en las columnas, se presentan los resultados correspondientes a las columnas D4, E2, F2, F3 mostradas en la figura 55, figura 56, figura 57 y figura 58. los resultados mostrados corresponden a los edificios de tres y cinco niveles.

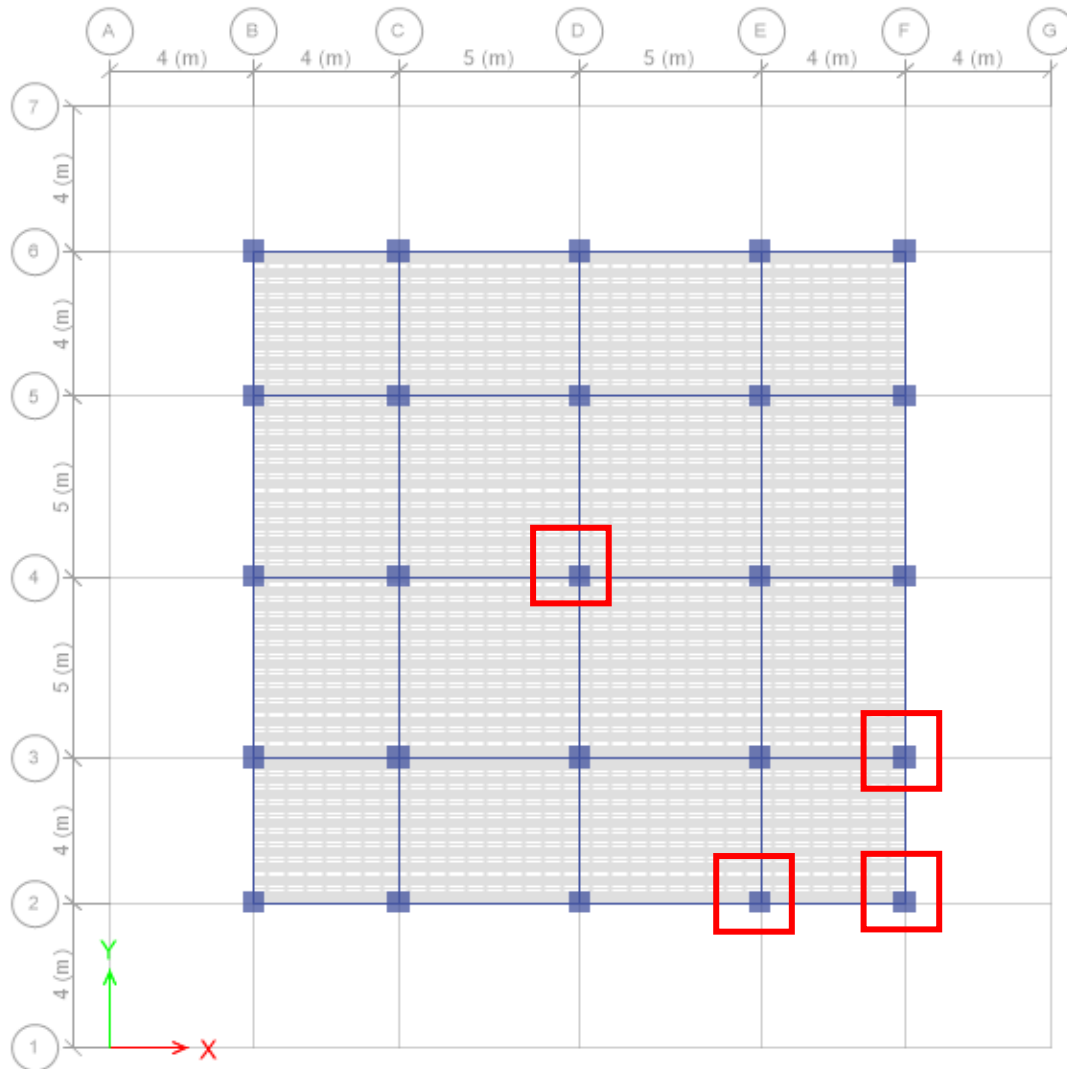
Figura 55*Identificación de columnas de análisis.*

Figura 56
Identificación columnas de análisis D4.

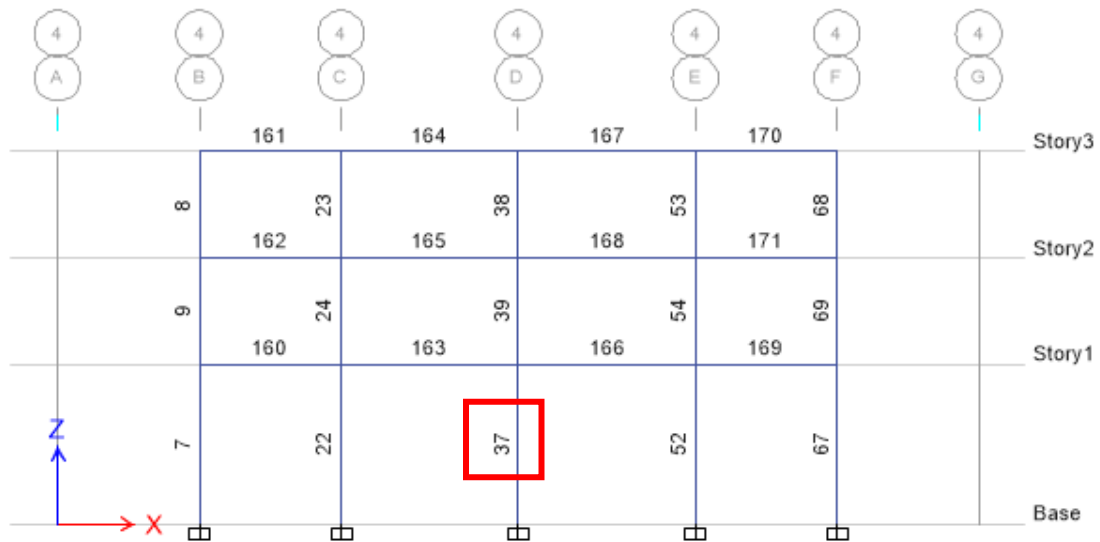


Figura 57
Identificación columnas de análisis E2, F2.

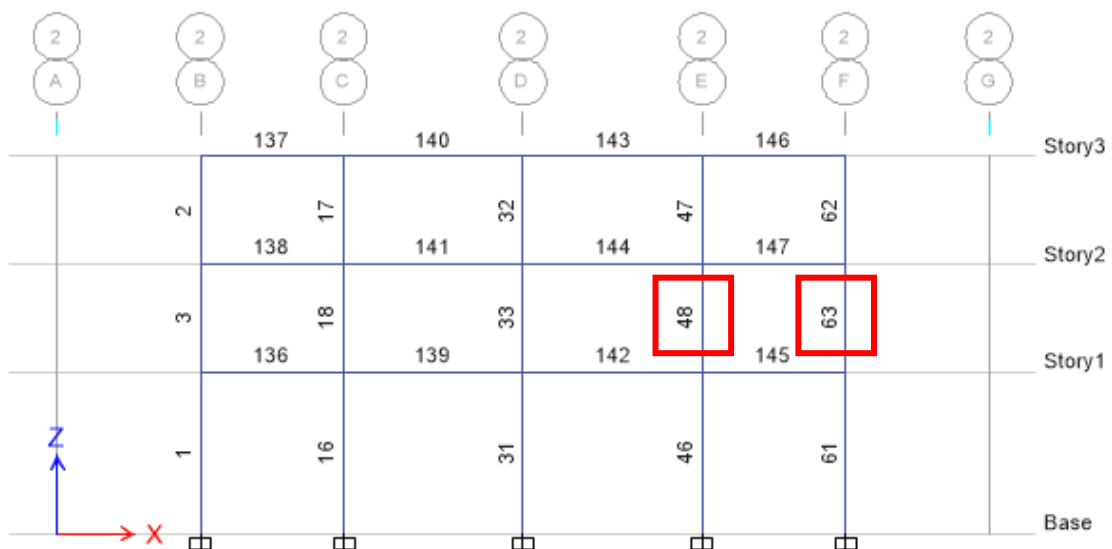
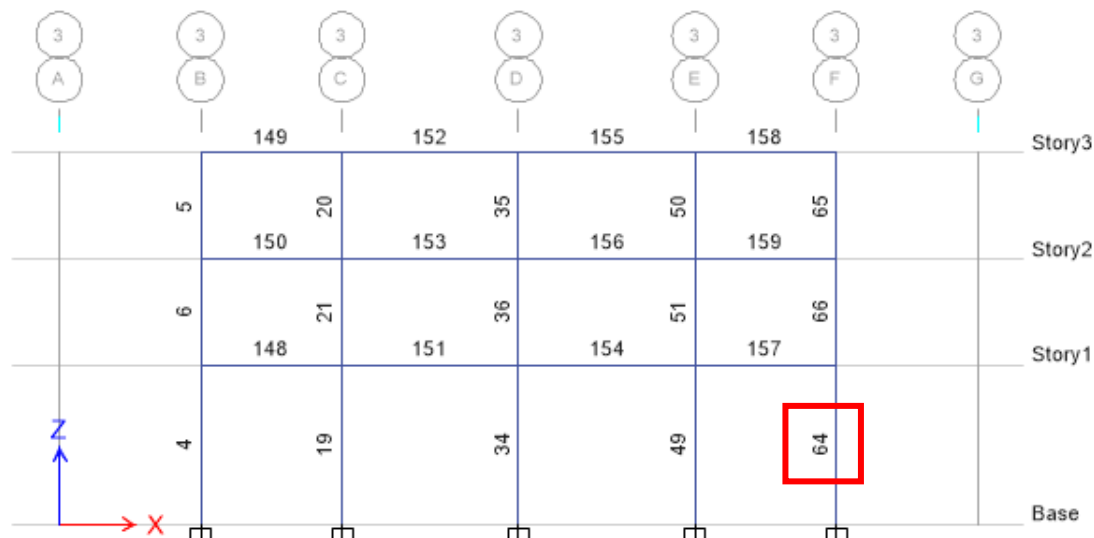


Figura 58
Identificación columnas de análisis F3.



4.1.4.5.1 Fuerza Axial

Con respecto a la respuesta de fuerza axial de la columna D4, la tabla 75 y la tabla 76 muestran las fuerzas axiales de compresión para los modelos estructurales de los edificios de tres y cinco niveles, respectivamente. La tabla 68 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de tres niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. La tabla 69 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de cinco niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. Por otro lado, en la figura 59 y figura 60 se muestra la variación de la fuerza axial para cada caso de carga.

Tabla 75
Fuerza Axial en columna D4 – Edificio de tres niveles

| Carga Axial en la Columna D4 | | | | | |
|------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 |

Tabla 76
Fuerza Axial en columna D4 – Edificio de cinco niveles

| Carga Axial en la Columna D4 | | | | |
|------------------------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 Z1 S2 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 26 Z1 S3 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 31 Z1 S2 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 32 Z1 S3 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 33 Z2 S2 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 34 Z2 S3 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 35 Z3 S2 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 36 Z3 S3 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 37 Z1 S2 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 38 Z1 S3 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 47 Z3 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 |
| Modelo 48 Z3 S3 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 |

Figura 59

Variación de la fuerza axial en la columna D4 – Caso de carga D, L.

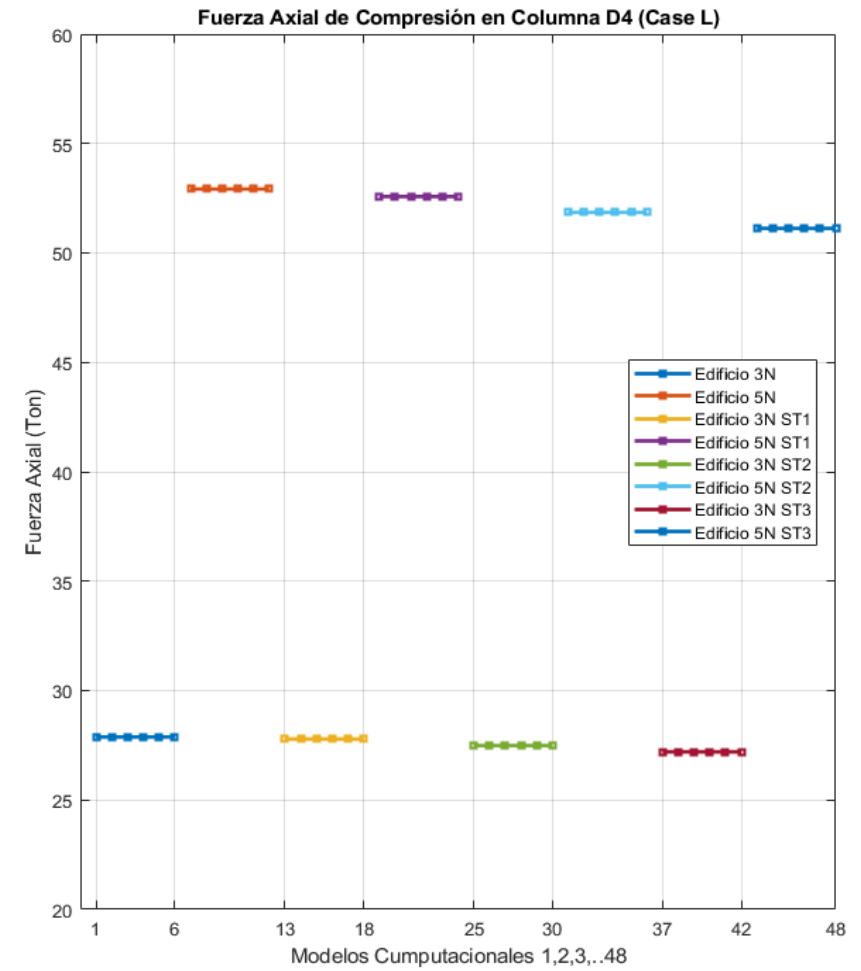
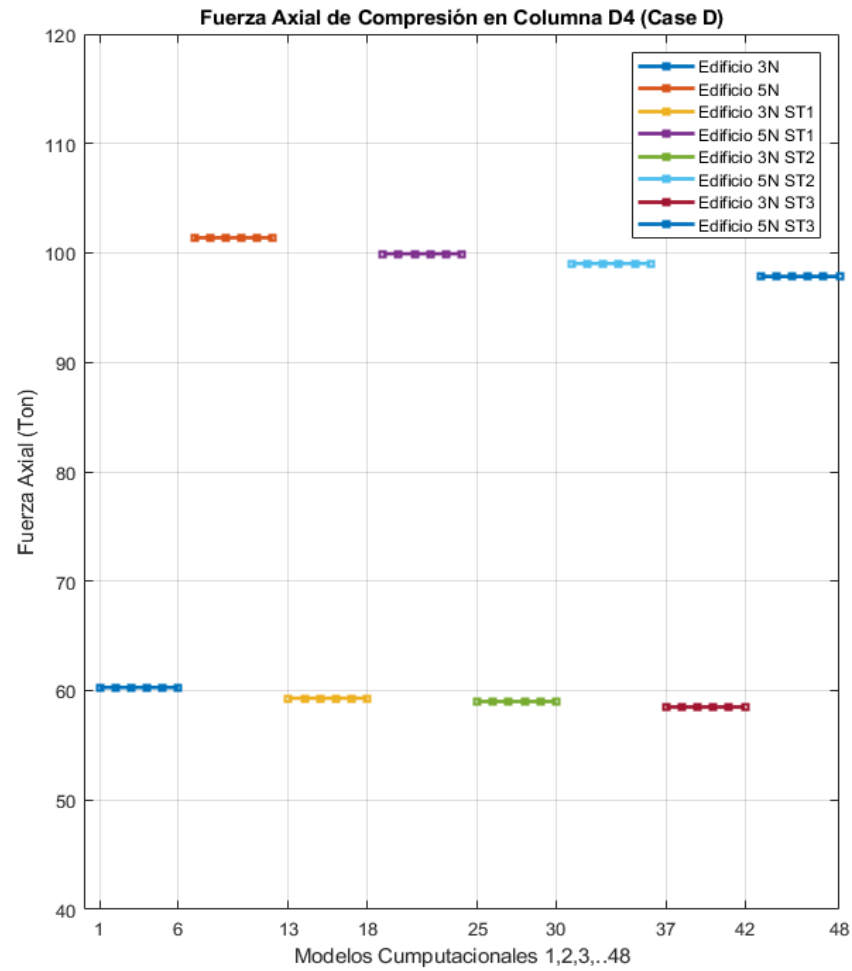
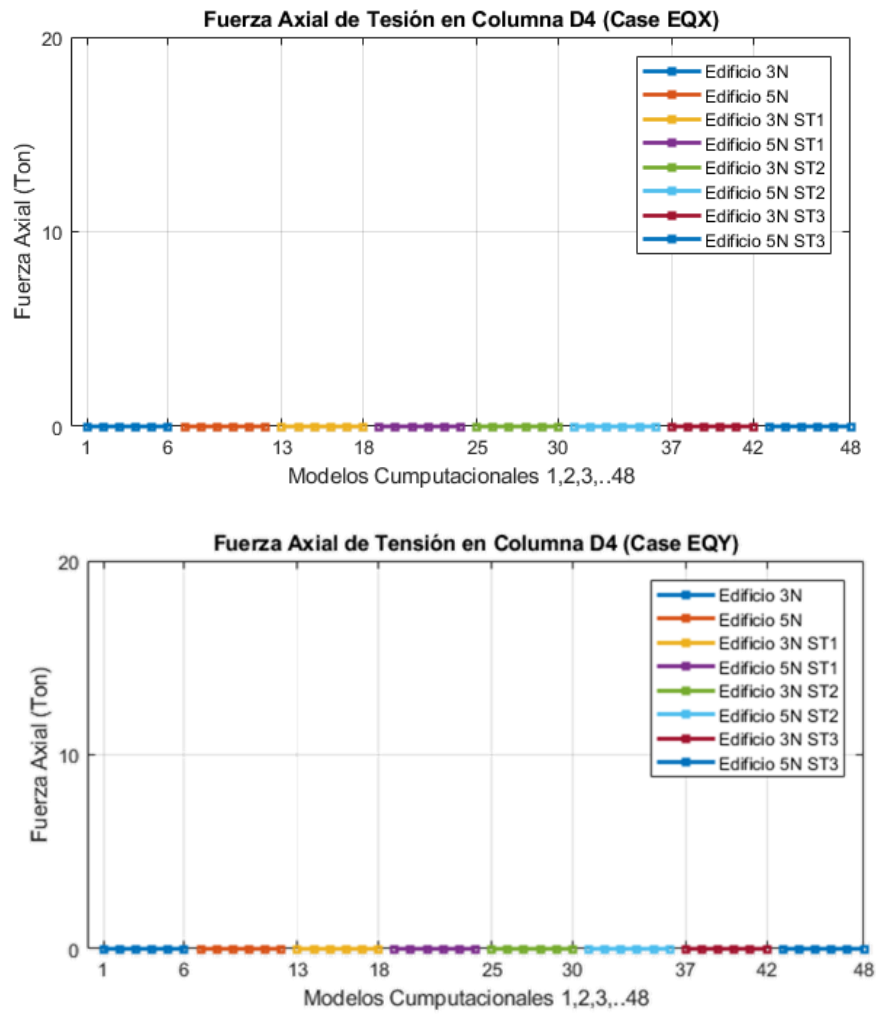


Figura 60

Variación de la fuerza axial en la columna D4 – Caso de Carga EQx, EQy



Con respecto a la respuesta de fuerza axial de la columna E2, la tabla 77 y la tabla 78 muestran las fuerzas axiales para los modelos estructurales de los edificios de tres y cinco niveles, respectivamente. La tabla 77 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de tres niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. La tabla 78 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de cinco niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. Por otro lado, en la figura 61 y figura 62 se muestra la variación de la fuerza axial para cada caso de carga.

Tabla 77
Fuerza Axial en columna E2 – Edificio de tres niveles

| Carga Axial en la Columna E2 | | | | | |
|------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -29.28 | -10.37 | 1.27 | 3.19 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -29.28 | -10.37 | 1.59 | 3.98 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -29.28 | -10.37 | 2.39 | 5.98 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -29.28 | -10.37 | 2.78 | 6.97 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -29.28 | -10.37 | 3.20 | 8.02 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -29.28 | -10.37 | 3.34 | 8.37 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -28.89 | -10.50 | 2.17 | 5.73 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -28.89 | -10.50 | 2.71 | 7.16 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -28.89 | -10.50 | 4.07 | 10.75 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -28.89 | -10.50 | 4.74 | 12.53 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -28.89 | -10.50 | 5.46 | 14.42 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -28.89 | -10.50 | 5.69 | 15.04 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | -29.09 | -10.62 | 2.16 | 5.97 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | -29.09 | -10.62 | 2.70 | 7.45 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | -29.09 | -10.62 | 4.05 | 11.18 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -29.09 | -10.62 | 4.72 | 13.04 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -29.09 | -10.62 | 5.43 | 15.00 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -29.09 | -10.62 | 5.67 | 15.66 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -29.30 | -10.74 | 2.29 | 6.56 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -29.30 | -10.74 | 2.86 | 8.19 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -29.30 | -10.74 | 4.30 | 12.29 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -29.30 | -10.74 | 5.01 | 14.33 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -29.30 | -10.74 | 5.77 | 16.49 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | -29.30 | -10.74 | 6.02 | 17.20 |

Tabla 78
Fuerza Axial en columna E2 – Edificio de cinco niveles

| Carga Axial en la Columna E2 | | | | | |
|------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | -49.75 | -20.21 | 3.22 | 8.94 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | -49.75 | -20.21 | 4.02 | 11.17 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | -49.75 | -20.21 | 6.04 | 16.77 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | -49.75 | -20.21 | 7.04 | 19.56 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | -49.75 | -20.21 | 8.10 | 22.49 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | -49.75 | -20.21 | 8.45 | 23.47 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | -49.55 | -20.48 | 5.92 | 17.93 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | -49.55 | -20.48 | 7.39 | 22.39 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | -49.55 | -20.48 | 11.09 | 33.60 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | -49.55 | -20.48 | 12.93 | 39.19 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | -49.55 | -20.48 | 14.87 | 45.08 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | -49.55 | -20.48 | 15.52 | 47.04 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | -49.98 | -20.76 | 5.04 | 16.53 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | -49.98 | -20.76 | 6.30 | 20.64 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | -49.98 | -20.76 | 9.45 | 30.97 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | -49.98 | -20.76 | 11.02 | 36.13 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | -49.98 | -20.76 | 12.68 | 41.55 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | -49.98 | -20.76 | 13.23 | 43.36 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | -50.41 | -21.03 | 5.29 | 18.49 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | -50.41 | -21.03 | 6.61 | 23.09 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | -50.41 | -21.03 | 9.91 | 34.66 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | -50.41 | -21.03 | 11.56 | 40.42 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | -50.41 | -21.03 | 13.30 | 46.49 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | -50.41 | -21.03 | 13.88 | 48.52 |

Figura 61

Variación de la fuerza axial en la columna E2 – Caso de carga D, L.

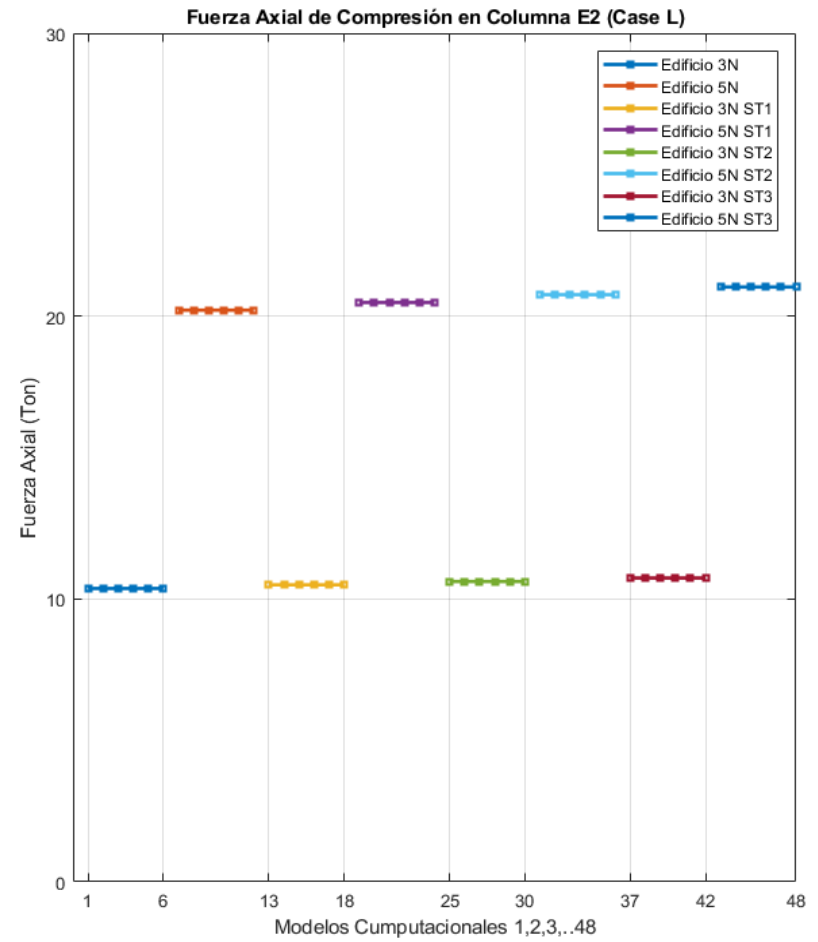
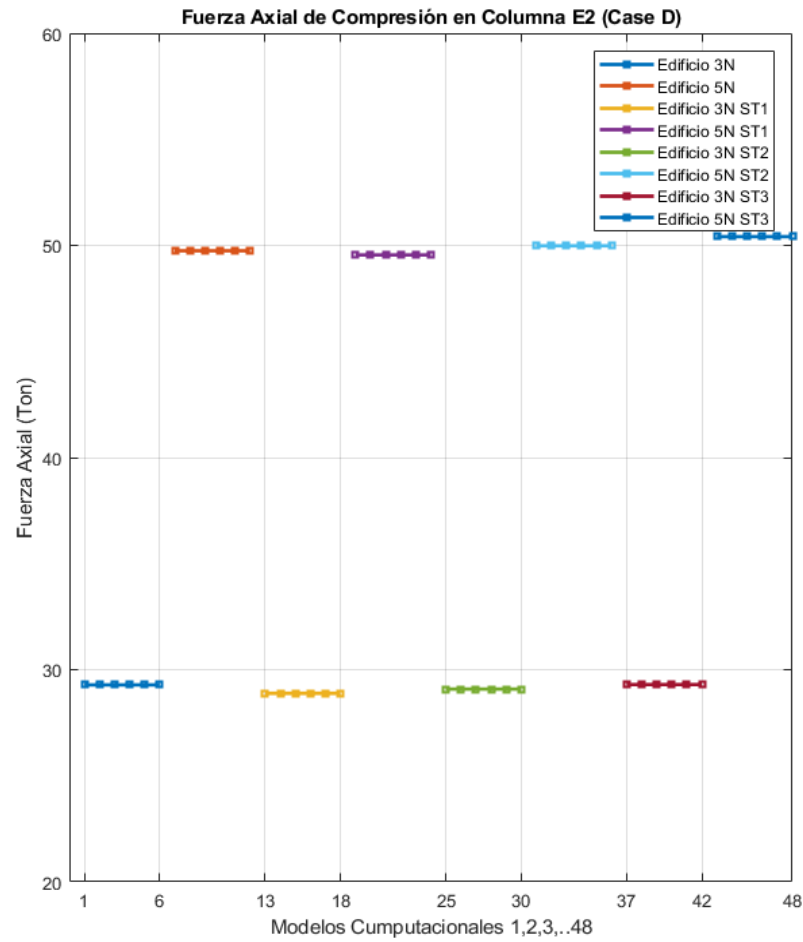
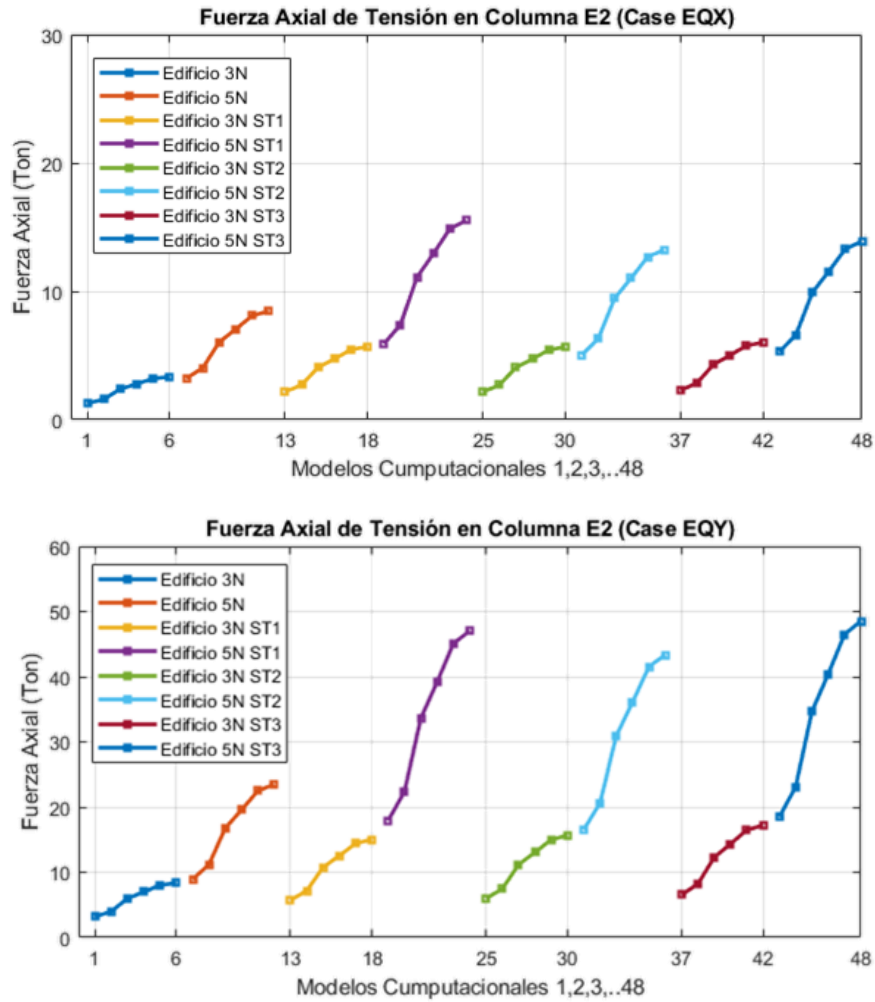


Figura 62

Variación de la fuerza axial en la columna E2 – Caso de Carga EQx, EQy



Con respecto a la respuesta de fuerza axial de la columna F2, la tabla 79 y la tabla 80 muestra la fuerza axial para los modelos estructurales de los edificios de tres y cinco niveles, respectivamente. La tabla 79 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de tres niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. La tabla 80 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de cinco niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. Por otro lado, en la figura 63 y figura 64 se muestra la variación de la fuerza axial para cada caso de carga.

Tabla 79
Fuerza Axial en columna F2 – Edificio de tres niveles

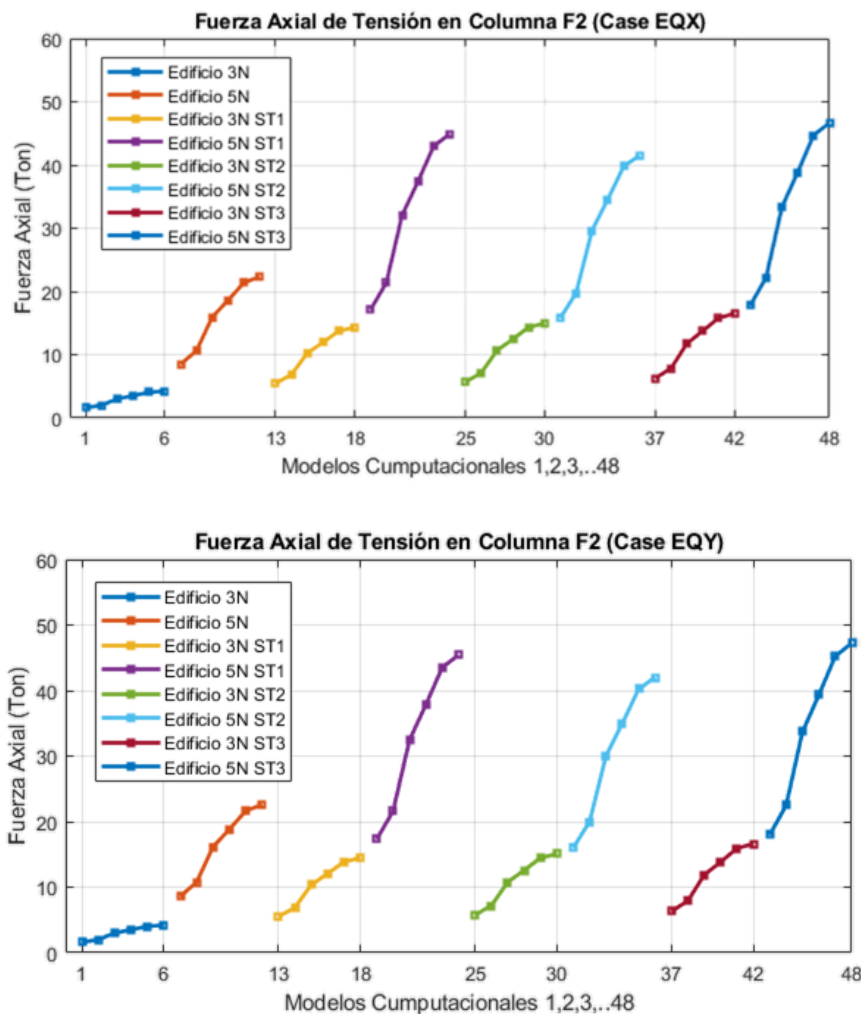
| Carga Axial en la Columna F2 | | | | | |
|------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -16.65 | -3.80 | 1.61 | 1.60 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -16.65 | -3.80 | 2.01 | 2.00 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -16.65 | -3.80 | 3.02 | 3.00 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -16.65 | -3.80 | 3.52 | 3.50 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -16.65 | -3.80 | 4.05 | 4.03 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -16.65 | -3.80 | 4.23 | 4.20 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -16.50 | -4.03 | 5.47 | 5.52 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -16.50 | -4.03 | 6.83 | 6.89 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -16.50 | -4.03 | 10.25 | 10.34 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -16.50 | -4.03 | 11.96 | 12.06 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -16.50 | -4.03 | 13.75 | 13.87 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -16.50 | -4.03 | 14.35 | 14.48 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | -17.03 | -4.31 | 5.70 | 5.75 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | -17.03 | -4.31 | 7.12 | 7.18 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | -17.03 | -4.31 | 10.69 | 10.78 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -17.03 | -4.31 | 12.47 | 12.57 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -17.03 | -4.31 | 14.34 | 14.46 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -17.03 | -4.31 | 14.97 | 15.09 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -17.62 | -4.62 | 6.29 | 6.33 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -17.62 | -4.62 | 7.86 | 7.91 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -17.62 | -4.62 | 11.79 | 11.87 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -17.62 | -4.62 | 13.75 | 13.85 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -17.62 | -4.62 | 15.82 | 15.93 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | -17.62 | -4.62 | 16.50 | 16.62 |

Tabla 80
Fuerza Axial en columna F2 – Edificio de cinco niveles

| Carga Axial en la Columna F2 | | | | | |
|------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | -29.17 | -8.11 | 8.50 | 8.60 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | -29.17 | -8.11 | 10.63 | 10.75 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | -29.17 | -8.11 | 15.95 | 16.14 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | -29.17 | -8.11 | 18.60 | 18.82 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | -29.17 | -8.11 | 21.39 | 21.64 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | -29.17 | -8.11 | 22.33 | 22.59 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | -29.63 | -8.71 | 17.11 | 17.31 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | -29.63 | -8.71 | 21.37 | 21.62 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | -29.63 | -8.71 | 32.06 | 32.44 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | -29.63 | -8.71 | 37.40 | 37.84 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | -29.63 | -8.71 | 43.01 | 43.53 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | -29.63 | -8.71 | 44.89 | 45.42 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | -30.85 | -9.42 | 15.82 | 16.01 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | -30.85 | -9.42 | 19.76 | 20.00 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | -30.85 | -9.42 | 29.65 | 30.01 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | -30.85 | -9.42 | 34.58 | 35.00 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | -30.85 | -9.42 | 39.78 | 40.26 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | -30.85 | -9.42 | 41.51 | 42.01 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | -32.13 | -10.13 | 17.78 | 18.00 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | -32.13 | -10.13 | 22.21 | 22.47 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | -32.13 | -10.13 | 33.32 | 33.73 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | -32.13 | -10.13 | 38.87 | 39.34 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | -32.13 | -10.13 | 44.71 | 45.25 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | -32.13 | -10.13 | 46.65 | 47.22 |

Figura 64

Variación de la fuerza axial en la columna F2 – Caso de Carga EQx, EQy



Con respecto a la respuesta de fuerza axial de la columna F3, la tabla 81 y la tabla 82 muestra la fuerza axial para los modelos estructurales de los edificios de tres y cinco niveles, respectivamente. La tabla 81 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de tres niveles sin estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. La tabla 82 muestra la fuerza axial debido a la carga permanente (D), debido a la sobrecarga (L), debido a la carga sísmica en la dirección X (EQx) y debido a la carga sísmica en la dirección Y (EQy), para el edificio de cinco niveles sin

estructura de sótanos y con la estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles. Por otro lado, en la figura 65 y figura 66 se muestra la variación de la fuerza axial para cada caso de carga.

Tabla 81
Fuerza Axial en columna F3 – Edificio de tres niveles

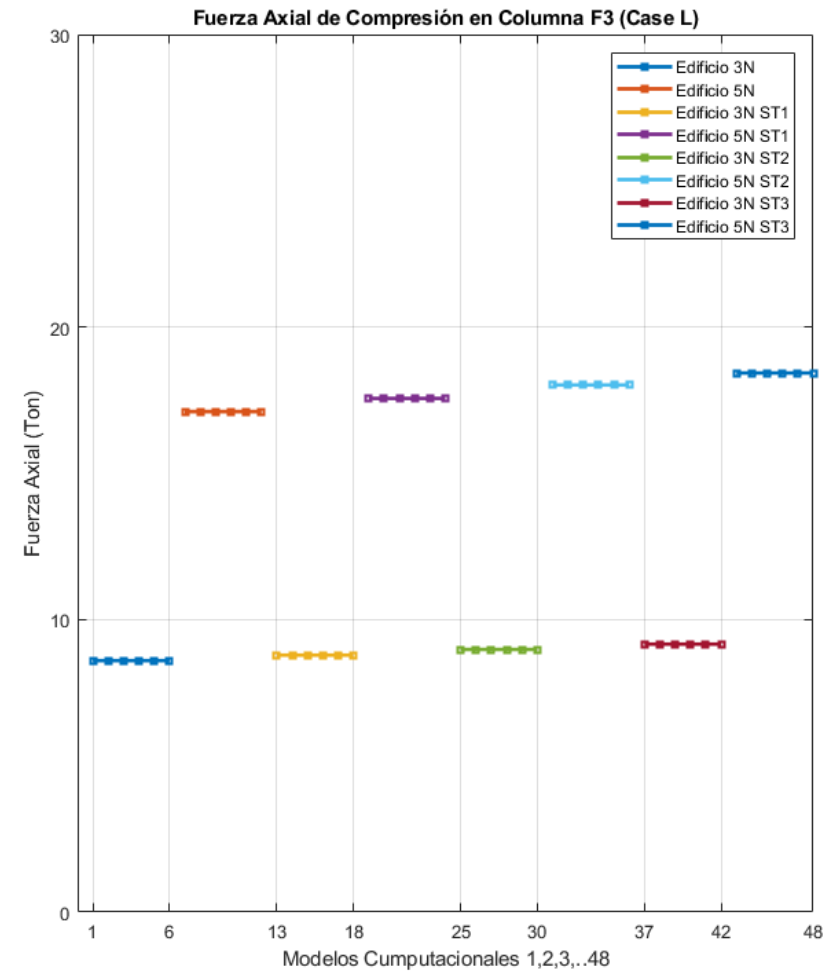
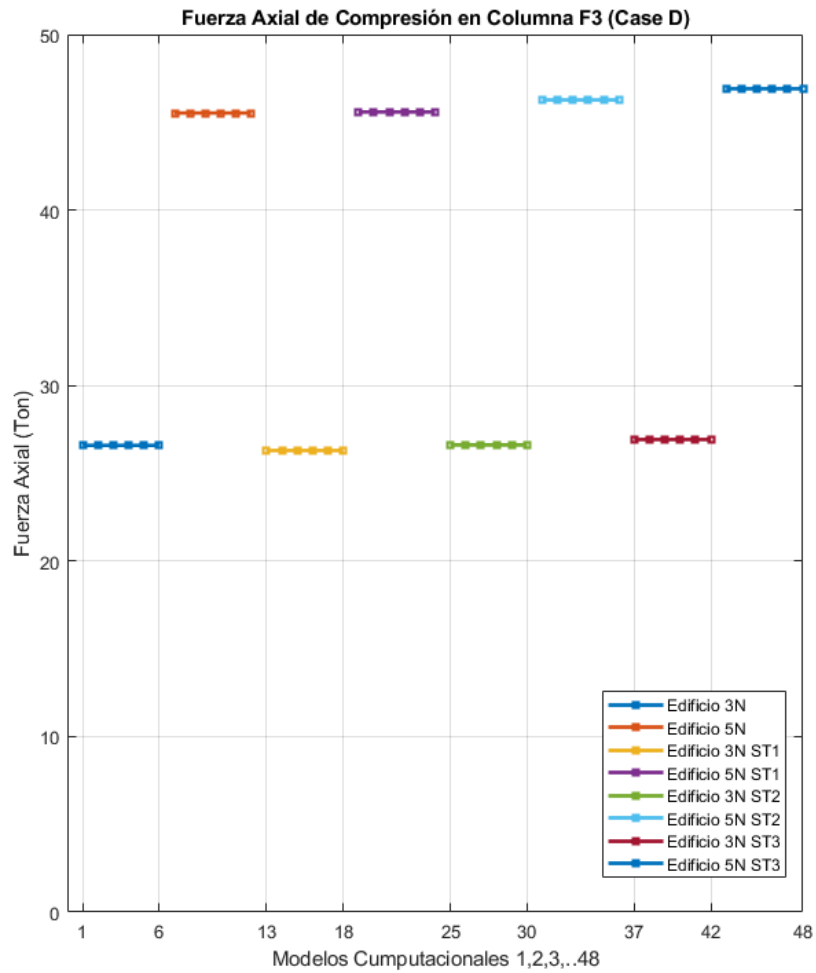
| Carga Axial en la Columna F3 | | | | | |
|------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -26.59 | -8.60 | 3.21 | 1.29 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -26.59 | -8.60 | 4.01 | 1.62 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -26.59 | -8.60 | 6.03 | 2.42 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -26.59 | -8.60 | 7.03 | 2.83 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -26.59 | -8.60 | 8.08 | 3.25 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -26.59 | -8.60 | 8.43 | 3.39 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -26.30 | -8.78 | 5.78 | 2.21 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -26.30 | -8.78 | 7.21 | 2.76 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -26.30 | -8.78 | 10.82 | 4.14 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -26.30 | -8.78 | 12.63 | 4.83 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -26.30 | -8.78 | 14.52 | 5.56 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -26.30 | -8.78 | 15.15 | 5.80 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | -26.62 | -8.98 | 6.01 | 2.21 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | -26.62 | -8.98 | 7.50 | 2.76 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | -26.62 | -8.98 | 11.26 | 4.14 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -26.62 | -8.98 | 13.13 | 4.83 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -26.62 | -8.98 | 15.10 | 5.55 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -26.62 | -8.98 | 15.76 | 5.79 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -26.93 | -9.16 | 6.61 | 2.35 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -26.93 | -9.16 | 8.25 | 2.93 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -26.93 | -9.16 | 12.38 | 4.40 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -26.93 | -9.16 | 14.44 | 5.13 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -26.93 | -9.16 | 16.61 | 5.90 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | -26.93 | -9.16 | 17.33 | 6.16 |

Tabla 82
Fuerza Axial en columna F3 – Edificio de cinco niveles

| Carga Axial en la Columna F3 | | | | | |
|------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | -45.53 | -17.11 | 8.97 | 3.30 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | -45.53 | -17.11 | 11.22 | 4.12 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | -45.53 | -17.11 | 16.84 | 6.18 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | -45.53 | -17.11 | 19.64 | 7.21 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | -45.53 | -17.11 | 22.58 | 8.29 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | -45.53 | -17.11 | 23.57 | 8.66 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | -45.59 | -17.56 | 17.97 | 6.10 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | -45.59 | -17.56 | 22.44 | 7.62 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | -45.59 | -17.56 | 33.68 | 11.43 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | -45.59 | -17.56 | 39.28 | 13.33 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | -45.59 | -17.56 | 45.18 | 15.34 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | -45.59 | -17.56 | 47.15 | 16.00 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | -46.27 | -18.02 | 16.54 | 5.23 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | -46.27 | -18.02 | 20.66 | 6.54 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | -46.27 | -18.02 | 31.00 | 9.81 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | -46.27 | -18.02 | 36.16 | 11.44 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | -46.27 | -18.02 | 41.59 | 13.16 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | -46.27 | -18.02 | 43.40 | 13.73 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | -46.91 | -18.43 | 18.50 | 5.52 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | -46.91 | -18.43 | 23.10 | 6.89 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | -46.91 | -18.43 | 34.67 | 10.34 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | -46.91 | -18.43 | 40.43 | 12.06 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | -46.91 | -18.43 | 46.51 | 13.88 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | -46.91 | -18.43 | 48.53 | 14.48 |

Figura 65

Variación de la fuerza axial en la columna F3 – Caso de carga D, L.



En la tabla 83 y 84 se muestra los resultados de las fuerzas axiales en las columnas D4, E2, F2 y F3 para el edificio de tres y cinco niveles, respectivamente. Con respecto a los resultados de las fuerzas axiales de las columnas del edificio de tres niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la columna D4, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye hasta en un 3% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa una disminución hasta en un 3% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, y, por otro lado, los casos de carga sísmicos generan cargas axiales nulas. Respecto a la columna E2, la incorporación de la estructura de sótanos incrementa hasta en un 2% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa un incremento hasta en un 4% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, se observa un incremento de hasta el 80% debido a las cargas sísmicas EQx, e incrementos de hasta el 105% para el caso de carga sísmico EQy. Respecto a la columna F2, la incorporación de la estructura de sótanos incrementa hasta en un 6% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa un incremento hasta en un 18% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, se observa un incremento de hasta el 290% debido a las cargas sísmicas EQx, e incrementos de hasta el 295% para el caso de carga sísmico EQy. Respecto a la columna F3, la incorporación de la estructura de sótanos incrementa hasta en un 1% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa un incremento hasta en un 6% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, se observa un incremento de hasta el 105% debido a las cargas sísmicas EQx, e incrementos de hasta el 82% para el caso de carga sísmico EQy.

Con respecto a los resultados de las fuerzas axiales de las columnas del edificio de cinco niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la columna D4, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye hasta en un 4% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa una disminución hasta en un 4% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, y, por otro lado, los casos de carga sísmicos generan cargas axiales nulas. Respecto a la columna E2, la incorporación de la estructura de sótanos incrementa hasta en un 1% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa un incremento hasta en un 4% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, se observa un incremento de hasta el 64% debido a las cargas sísmicas EQx, e incrementos de hasta el 107% para el caso de carga sísmico EQy. Respecto a la columna F2, la incorporación de la estructura de sótanos incrementa hasta en un 9% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa un incremento hasta en un 20% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, se observa un incremento de hasta el 109% debido a las cargas sísmicas EQx, e incrementos de hasta el 109% para el caso de carga sísmico EQy. Respecto a la columna F3, la incorporación de la estructura de sótanos incrementa hasta en un 3% las fuerzas axiales debido a las cargas permanentes D, se observa un incremento hasta en un 7% de las fuerzas axiales debido a la sobrecarga L, se observa un incremento de hasta el 106% debido a las cargas sísmicas EQx, e incrementos de hasta el 85% para el caso de carga sísmico EQy.

Tabla 83
Fuerza Axial en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de tres niveles

| Modelo Computacional | | Carga Axial en la Columna D4 | | | | Carga Axial en la Columna E2 | | | | Carga Axial en la Columna F2 | | | | Carga Axial en la Columna F3 | | | |
|----------------------|--------------|------------------------------|---------|-----------|-----------|------------------------------|---------|-----------|-----------|------------------------------|---------|-----------|-----------|------------------------------|---------|-----------|-----------|
| | | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 | -29.28 | -10.37 | 1.27 | 3.19 | -16.65 | -3.80 | 1.61 | 1.60 | -26.59 | -8.60 | 3.21 | 1.29 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 | -28.89 | -10.50 | 2.17 | 5.73 | -16.50 | -4.03 | 5.47 | 5.52 | -26.30 | -8.78 | 5.78 | 2.21 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 | -29.09 | -10.62 | 2.16 | 5.97 | -17.03 | -4.31 | 5.70 | 5.75 | -26.62 | -8.98 | 6.01 | 2.21 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 | -29.30 | -10.74 | 2.29 | 6.56 | -17.62 | -4.62 | 6.29 | 6.33 | -26.93 | -9.16 | 6.61 | 2.35 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 | -29.28 | -10.37 | 1.59 | 3.98 | -16.65 | -3.80 | 2.01 | 2.00 | -26.59 | -8.60 | 4.01 | 1.62 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 | -28.89 | -10.50 | 2.71 | 7.16 | -16.50 | -4.03 | 6.83 | 6.89 | -26.30 | -8.78 | 7.21 | 2.76 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 | -29.09 | -10.62 | 2.70 | 7.45 | -17.03 | -4.31 | 7.12 | 7.18 | -26.62 | -8.98 | 7.50 | 2.76 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 | -29.30 | -10.74 | 2.86 | 8.19 | -17.62 | -4.62 | 7.86 | 7.91 | -26.93 | -9.16 | 8.25 | 2.93 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 | -29.28 | -10.37 | 2.39 | 5.98 | -16.65 | -3.80 | 3.02 | 3.00 | -26.59 | -8.60 | 6.03 | 2.42 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 | -28.89 | -10.50 | 4.07 | 10.75 | -16.50 | -4.03 | 10.25 | 10.34 | -26.30 | -8.78 | 10.82 | 4.14 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 | -29.09 | -10.62 | 4.05 | 11.18 | -17.03 | -4.31 | 10.69 | 10.78 | -26.62 | -8.98 | 11.26 | 4.14 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 | -29.30 | -10.74 | 4.30 | 12.29 | -17.62 | -4.62 | 11.79 | 11.87 | -26.93 | -9.16 | 12.38 | 4.40 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 | -29.28 | -10.37 | 2.78 | 6.97 | -16.65 | -3.80 | 3.52 | 3.50 | -26.59 | -8.60 | 7.03 | 2.83 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 | -28.89 | -10.50 | 4.74 | 12.53 | -16.50 | -4.03 | 11.96 | 12.06 | -26.30 | -8.78 | 12.63 | 4.83 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 | -29.09 | -10.62 | 4.72 | 13.04 | -17.03 | -4.31 | 12.47 | 12.57 | -26.62 | -8.98 | 13.13 | 4.83 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 | -29.30 | -10.74 | 5.01 | 14.33 | -17.62 | -4.62 | 13.75 | 13.85 | -26.93 | -9.16 | 14.44 | 5.13 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 | -29.28 | -10.37 | 3.20 | 8.02 | -16.65 | -3.80 | 4.05 | 4.03 | -26.59 | -8.60 | 8.08 | 3.25 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 | -28.89 | -10.50 | 5.46 | 14.42 | -16.50 | -4.03 | 13.75 | 13.87 | -26.30 | -8.78 | 14.52 | 5.56 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 | -29.09 | -10.62 | 5.43 | 15.00 | -17.03 | -4.31 | 14.34 | 14.46 | -26.62 | -8.98 | 15.10 | 5.55 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 | -29.30 | -10.74 | 5.77 | 16.49 | -17.62 | -4.62 | 15.82 | 15.93 | -26.93 | -9.16 | 16.61 | 5.90 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -60.29 | -27.88 | 0.00 | 0.00 | -29.28 | -10.37 | 3.34 | 8.37 | -16.65 | -3.80 | 4.23 | 4.20 | -26.59 | -8.60 | 8.43 | 3.39 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -59.30 | -27.78 | 0.00 | 0.00 | -28.89 | -10.50 | 5.69 | 15.04 | -16.50 | -4.03 | 14.35 | 14.48 | -26.30 | -8.78 | 15.15 | 5.80 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -59.00 | -27.49 | 0.00 | 0.00 | -29.09 | -10.62 | 5.67 | 15.66 | -17.03 | -4.31 | 14.97 | 15.09 | -26.62 | -8.98 | 15.76 | 5.79 |
| Modelo 24 | Z3 S2 ST3 3N | -58.50 | -27.20 | 0.00 | 0.00 | -29.30 | -10.74 | 6.02 | 17.20 | -17.62 | -4.62 | 16.50 | 16.62 | -26.93 | -9.16 | 17.33 | 6.16 |

Tabla 84
Fuerza Axial en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de cinco niveles

| Modelo Computacional | Carga Axial en la Columna D4 | | | | Carga Axial en la Columna E2 | | | | Carga Axial en la Columna F2 | | | | Carga Axial en la Columna F3 | | | | |
|----------------------|------------------------------|---------|-----------|-----------|------------------------------|---------|-----------|-----------|------------------------------|---------|-----------|-----------|------------------------------|---------|-----------|-----------|-------|
| | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 | -49.75 | -20.21 | 3.22 | 8.94 | -29.17 | -8.11 | 8.50 | 8.60 | -45.53 | -17.11 | 8.97 | 3.30 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 | -49.55 | -20.48 | 5.92 | 17.93 | -29.63 | -8.71 | 17.11 | 17.31 | -45.59 | -17.56 | 17.97 | 6.10 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 | -49.98 | -20.76 | 5.04 | 16.53 | -30.85 | -9.42 | 15.82 | 16.01 | -46.27 | -18.02 | 16.54 | 5.23 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 | -50.41 | -21.03 | 5.29 | 18.49 | -32.13 | -10.13 | 17.78 | 18.00 | -46.91 | -18.43 | 18.50 | 5.52 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 | -49.75 | -20.21 | 4.02 | 11.17 | -29.17 | -8.11 | 10.63 | 10.75 | -45.53 | -17.11 | 11.22 | 4.12 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 | -49.55 | -20.48 | 7.39 | 22.39 | -29.63 | -8.71 | 21.37 | 21.62 | -45.59 | -17.56 | 22.44 | 7.62 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 | -49.98 | -20.76 | 6.30 | 20.64 | -30.85 | -9.42 | 19.76 | 20.00 | -46.27 | -18.02 | 20.66 | 6.54 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 | -50.41 | -21.03 | 6.61 | 23.09 | -32.13 | -10.13 | 22.21 | 22.47 | -46.91 | -18.43 | 23.10 | 6.89 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 | -49.75 | -20.21 | 6.04 | 16.77 | -29.17 | -8.11 | 15.95 | 16.14 | -45.53 | -17.11 | 16.84 | 6.18 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 | -49.55 | -20.48 | 11.09 | 33.60 | -29.63 | -8.71 | 32.06 | 32.44 | -45.59 | -17.56 | 33.68 | 11.43 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 | -49.98 | -20.76 | 9.45 | 30.97 | -30.85 | -9.42 | 29.65 | 30.01 | -46.27 | -18.02 | 31.00 | 9.81 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 | -50.41 | -21.03 | 9.91 | 34.66 | -32.13 | -10.13 | 33.32 | 33.73 | -46.91 | -18.43 | 34.67 | 10.34 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 | -49.75 | -20.21 | 7.04 | 19.56 | -29.17 | -8.11 | 18.60 | 18.82 | -45.53 | -17.11 | 19.64 | 7.21 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 | -49.55 | -20.48 | 12.93 | 39.19 | -29.63 | -8.71 | 37.40 | 37.84 | -45.59 | -17.56 | 39.28 | 13.33 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 | -49.98 | -20.76 | 11.02 | 36.13 | -30.85 | -9.42 | 34.58 | 35.00 | -46.27 | -18.02 | 36.16 | 11.44 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 | -50.41 | -21.03 | 11.56 | 40.42 | -32.13 | -10.13 | 38.87 | 39.34 | -46.91 | -18.43 | 40.43 | 12.06 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 | -49.75 | -20.21 | 8.10 | 22.49 | -29.17 | -8.11 | 21.39 | 21.64 | -45.53 | -17.11 | 22.58 | 8.29 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 | -49.55 | -20.48 | 14.87 | 45.08 | -29.63 | -8.71 | 43.01 | 43.53 | -45.59 | -17.56 | 45.18 | 15.34 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 | -49.98 | -20.76 | 12.68 | 41.55 | -30.85 | -9.42 | 39.78 | 40.26 | -46.27 | -18.02 | 41.59 | 13.16 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 | -50.41 | -21.03 | 13.30 | 46.49 | -32.13 | -10.13 | 44.71 | 45.25 | -46.91 | -18.43 | 46.51 | 13.88 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | -101.39 | -52.92 | 0.00 | 0.00 | -49.75 | -20.21 | 8.45 | 23.47 | -29.17 | -8.11 | 22.33 | 22.59 | -45.53 | -17.11 | 23.57 | 8.66 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | -99.92 | -52.58 | 0.00 | 0.00 | -49.55 | -20.48 | 15.52 | 47.04 | -29.63 | -8.71 | 44.89 | 45.42 | -45.59 | -17.56 | 47.15 | 16.00 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | -99.04 | -51.85 | 0.00 | 0.00 | -49.98 | -20.76 | 13.23 | 43.36 | -30.85 | -9.42 | 41.51 | 42.01 | -46.27 | -18.02 | 43.40 | 13.73 |
| Modelo 48 | Z3 S2 ST3 5N | -97.86 | -51.12 | 0.00 | 0.00 | -50.41 | -21.03 | 13.88 | 48.52 | -32.13 | -10.13 | 46.65 | 47.22 | -46.91 | -18.43 | 48.53 | 14.48 |

4.1.4.5.1 Fuerza de Corte

Con respecto a la columna D4, la tabla 85 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna D4 para el edificio de tres niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga

sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 86 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna D4 para el edificio de cinco niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 67, se muestra la variación de la fuerza de corte en la columna D4 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 85

Fuerza de corte en columna D4 – Edificio de tres niveles

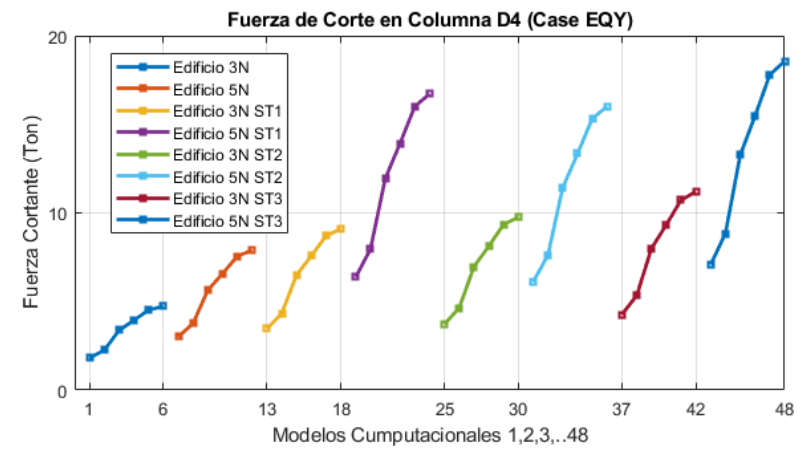
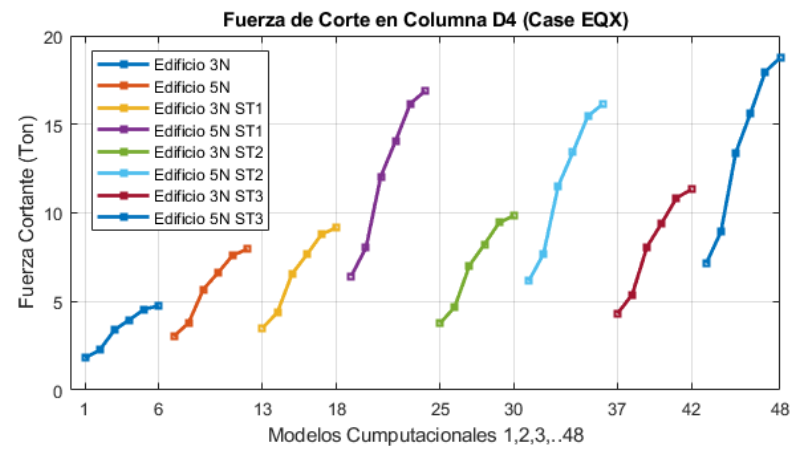
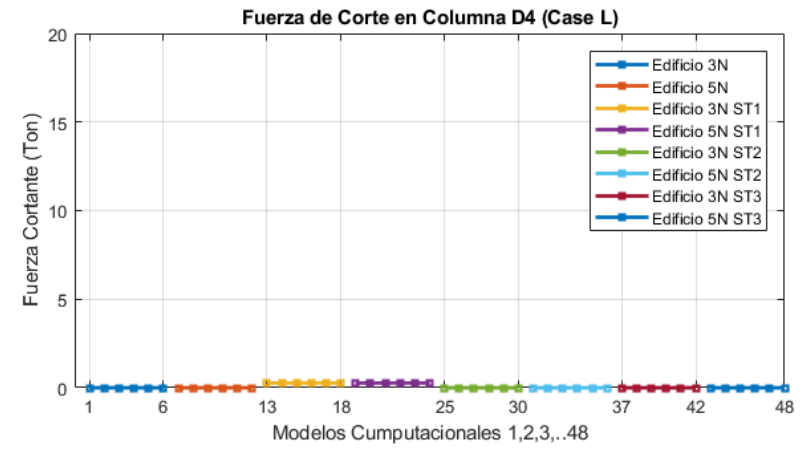
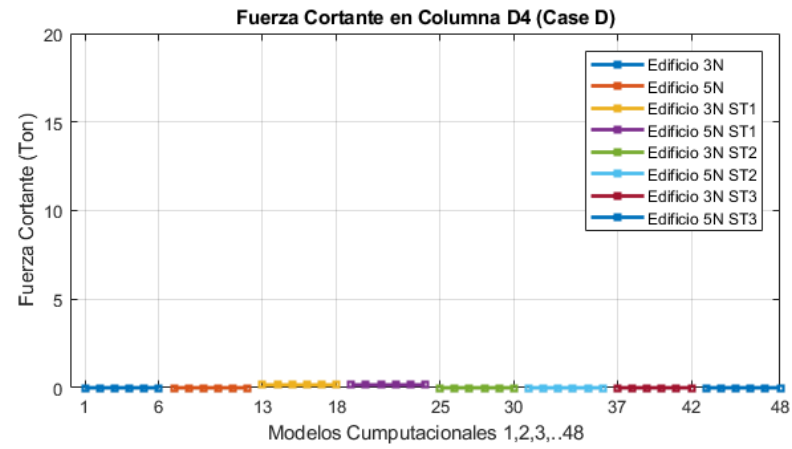
| Fuerza de Corte en Columna D4 | | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) | |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 1.81 | 1.80 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 2.26 | 2.25 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 3.40 | 3.37 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 3.96 | 3.93 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 4.56 | 4.52 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 4.76 | 4.72 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.16 | -0.27 | 3.50 | 3.46 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.16 | -0.27 | 4.37 | 4.33 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.16 | -0.27 | 6.56 | 6.49 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.16 | -0.27 | 7.65 | 7.57 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.16 | -0.27 | 8.80 | 8.71 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.16 | -0.27 | 9.18 | 9.09 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 3.76 | 3.72 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 4.69 | 4.64 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 7.04 | 6.97 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 8.21 | 8.12 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 9.44 | 9.34 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 9.86 | 9.75 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 4.31 | 4.27 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 5.39 | 5.33 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 8.09 | 8.00 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 9.43 | 9.33 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 10.85 | 10.73 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 11.32 | 11.19 |

Tabla 86*Fuerza de corte en columna D4 – Edificio de cinco niveles*

| Fuerza de Corte en Columna D4 | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 Z1 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 3.03 | 3.00 |
| Modelo 26 Z1 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 3.79 | 3.76 |
| Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 5.68 | 5.64 |
| Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 6.63 | 6.57 |
| Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 7.62 | 7.56 |
| Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 7.95 | 7.89 |
| Modelo 31 Z1 S2 ST1 5N | 0.16 | -0.27 | 6.43 | 6.37 |
| Modelo 32 Z1 S3 ST1 5N | 0.16 | -0.27 | 8.03 | 7.96 |
| Modelo 33 Z2 S2 ST1 5N | 0.16 | -0.27 | 12.06 | 11.94 |
| Modelo 34 Z2 S3 ST1 5N | 0.16 | -0.27 | 14.06 | 13.93 |
| Modelo 35 Z3 S2 ST1 5N | 0.16 | -0.27 | 16.18 | 16.02 |
| Modelo 36 Z3 S3 ST1 5N | 0.16 | -0.27 | 16.88 | 16.71 |
| Modelo 37 Z1 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 6.15 | 6.10 |
| Modelo 38 Z1 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 7.68 | 7.62 |
| Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 11.53 | 11.43 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 13.44 | 13.33 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 15.46 | 15.34 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 16.14 | 16.00 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 7.15 | 7.08 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 8.93 | 8.84 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 13.40 | 13.26 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 15.63 | 15.47 |
| Modelo 47 Z3 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 17.98 | 17.79 |
| Modelo 48 Z3 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 18.76 | 18.57 |

Figura 67

Variación de la fuerza de corte en la columna D4 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



Con respecto a la columna E2, la tabla 87 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna E2 para el edificio de tres niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 88 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna E2 para el edificio de cinco niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 68, se muestra la variación de la fuerza de corte en la columna E2 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 87

Fuerza de corte en columna E2 – Edificio de tres niveles

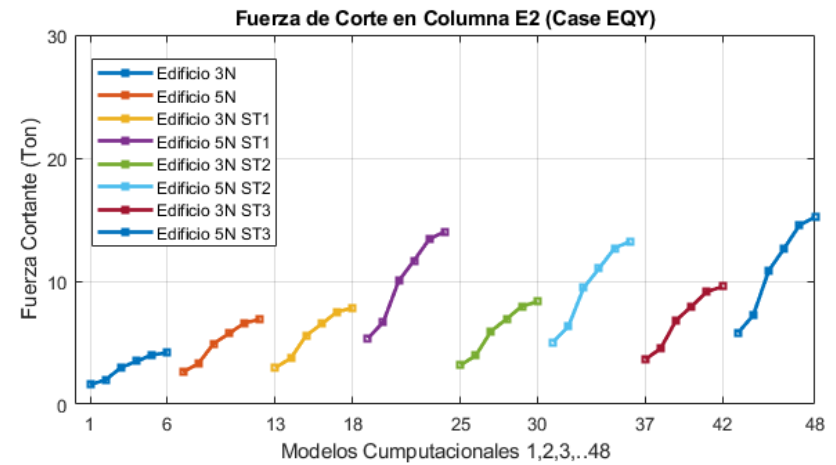
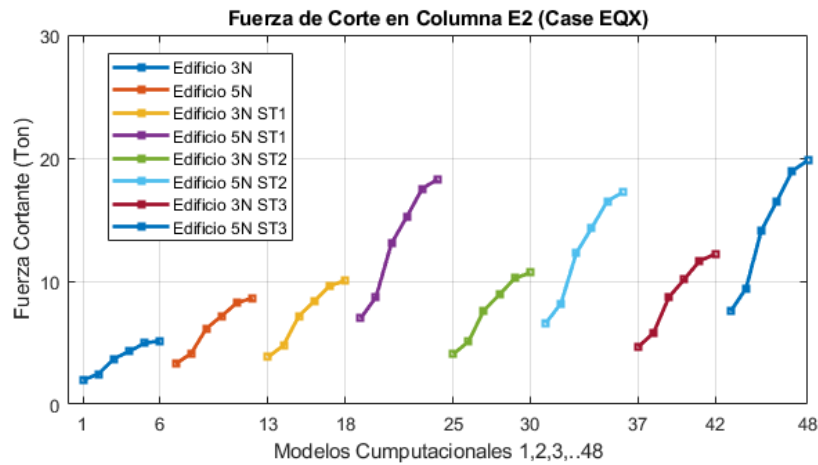
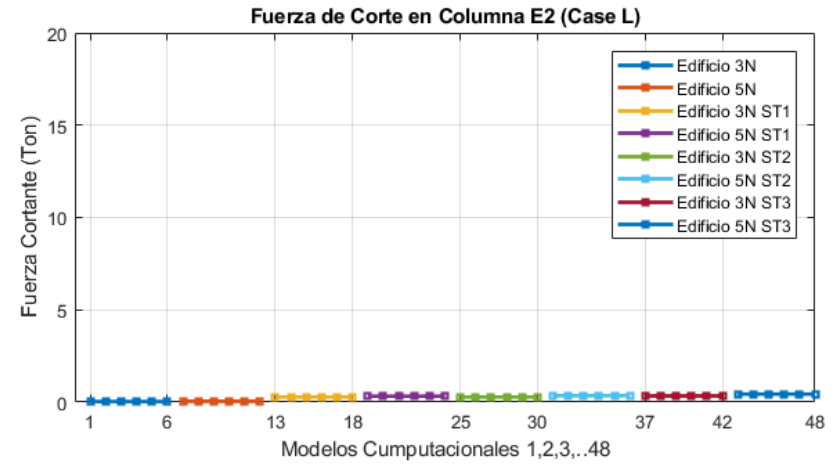
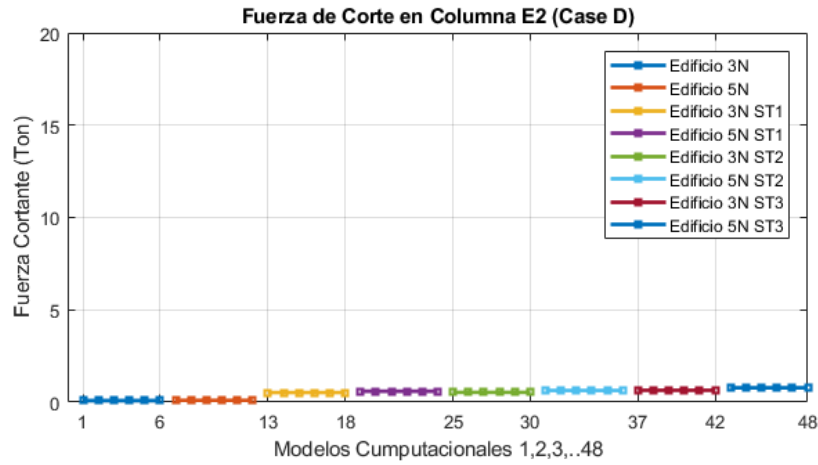
| Fuerza de Corte en Columna E2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.08 | 0.03 | 1.97 | 1.59 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.08 | 0.03 | 2.46 | 1.99 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.08 | 0.03 | 3.69 | 2.99 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.08 | 0.03 | 4.30 | 3.49 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.08 | 0.03 | 4.95 | 4.01 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.08 | 0.03 | 5.17 | 4.18 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.52 | 0.27 | 3.83 | 2.98 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.52 | 0.27 | 4.78 | 3.72 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.52 | 0.27 | 7.18 | 5.59 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.52 | 0.27 | 8.37 | 6.52 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.52 | 0.27 | 9.63 | 7.50 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.52 | 0.27 | 10.05 | 7.82 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.53 | 0.28 | 4.07 | 3.17 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.53 | 0.28 | 5.08 | 3.96 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.53 | 0.28 | 7.63 | 5.94 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.53 | 0.28 | 8.90 | 6.93 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.53 | 0.28 | 10.23 | 7.97 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.53 | 0.28 | 10.68 | 8.32 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.64 | 0.34 | 4.64 | 3.64 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.64 | 0.34 | 5.80 | 4.55 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.64 | 0.34 | 8.70 | 6.82 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.64 | 0.34 | 10.15 | 7.96 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.64 | 0.34 | 11.67 | 9.15 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.64 | 0.34 | 12.18 | 9.55 |

Tabla 88*Fuerza de corte en columna E2 – Edificio de cinco niveles*

| Fuerza de Corte en Columna E2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.10 | 0.05 | 3.28 | 2.63 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.10 | 0.05 | 4.10 | 3.28 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.10 | 0.05 | 6.16 | 4.93 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.10 | 0.05 | 7.18 | 5.75 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.10 | 0.05 | 8.26 | 6.61 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.10 | 0.05 | 8.62 | 6.90 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.59 | 0.33 | 6.97 | 5.34 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.59 | 0.33 | 8.70 | 6.67 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.59 | 0.33 | 13.06 | 10.01 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.59 | 0.33 | 15.23 | 11.68 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.59 | 0.33 | 17.52 | 13.43 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.59 | 0.33 | 18.28 | 14.02 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.63 | 0.35 | 6.56 | 5.05 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.63 | 0.35 | 8.20 | 6.30 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.63 | 0.35 | 12.30 | 9.45 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.63 | 0.35 | 14.34 | 11.03 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.63 | 0.35 | 16.50 | 12.68 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.63 | 0.35 | 17.22 | 13.24 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 0.78 | 0.44 | 7.54 | 5.79 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 0.78 | 0.44 | 9.42 | 7.23 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 0.78 | 0.44 | 14.14 | 10.85 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 0.78 | 0.44 | 16.49 | 12.65 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 0.78 | 0.44 | 18.97 | 14.55 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 0.78 | 0.44 | 19.79 | 15.19 |

Figura 68

Variación de la fuerza de corte en la columna E2 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



Con respecto a la columna F2, la tabla 89 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna F2 para el edificio de tres niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 90 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna F2 para el edificio de cinco niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 69, se muestra la variación de la fuerza de corte en la columna F2 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 89
Fuerza de corte en columna F2 – Edificio de tres niveles

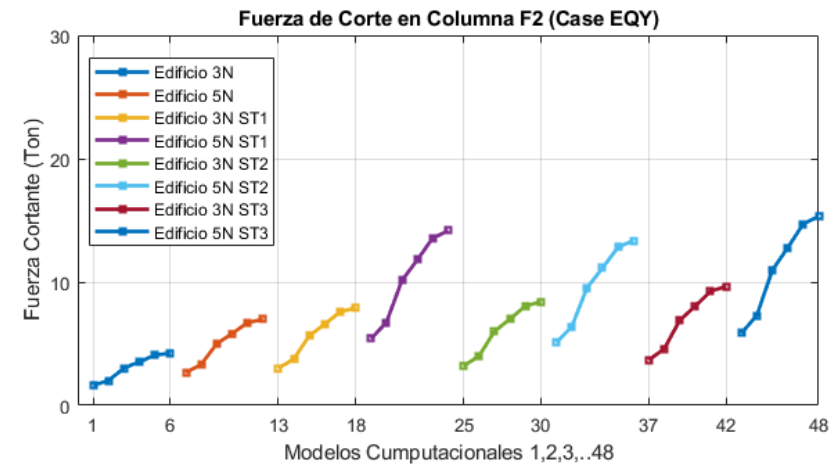
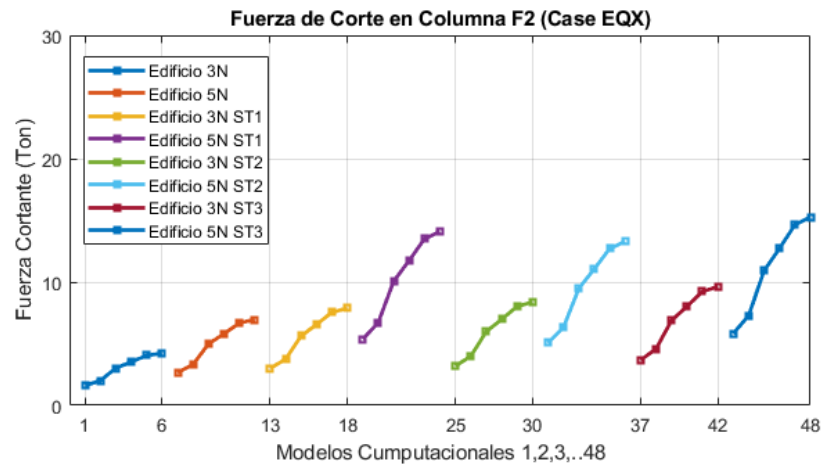
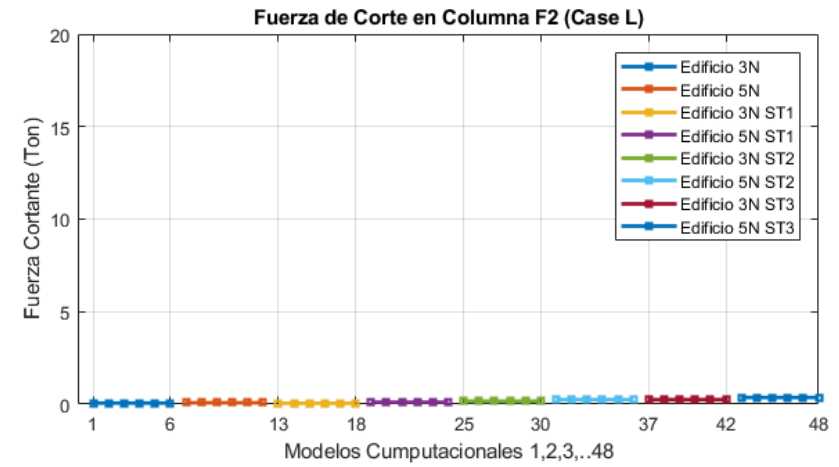
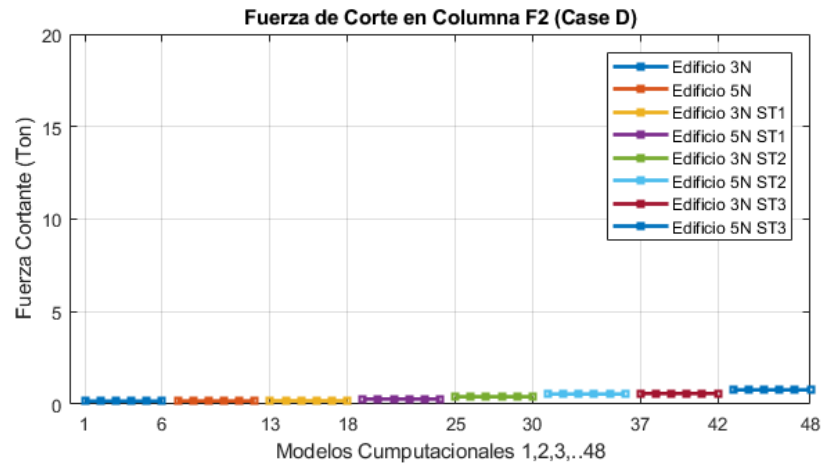
| Fuerza de Corte en Columna F2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.16 | 0.06 | 1.61 | 1.61 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.16 | 0.06 | 2.01 | 2.02 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.16 | 0.06 | 3.02 | 3.03 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.16 | 0.06 | 3.52 | 3.53 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.16 | 0.06 | 4.05 | 4.06 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.16 | 0.06 | 4.23 | 4.24 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.19 | 0.05 | 3.00 | 3.01 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.19 | 0.05 | 3.75 | 3.76 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.19 | 0.05 | 5.62 | 5.65 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.19 | 0.05 | 6.56 | 6.59 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.19 | 0.05 | 7.54 | 7.58 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.19 | 0.05 | 7.87 | 7.91 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.40 | 0.16 | 3.19 | 3.20 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.40 | 0.16 | 3.99 | 4.00 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.40 | 0.16 | 5.98 | 6.00 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.40 | 0.16 | 6.98 | 7.00 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.40 | 0.16 | 8.03 | 8.05 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.40 | 0.16 | 8.38 | 8.40 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.57 | 0.24 | 3.67 | 3.68 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.57 | 0.24 | 4.58 | 4.59 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.57 | 0.24 | 6.88 | 6.89 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.57 | 0.24 | 8.02 | 8.04 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.57 | 0.24 | 9.22 | 9.25 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.57 | 0.24 | 9.63 | 9.65 |

Tabla 90*Fuerza de corte en columna F2 – Edificio de cinco niveles*

| Fuerza de Corte en Columna F2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 2.65 | 2.66 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 3.31 | 3.33 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 4.97 | 4.99 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 5.80 | 5.82 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 6.67 | 6.70 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 6.96 | 6.99 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.28 | 0.11 | 5.37 | 5.40 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.28 | 0.11 | 6.71 | 6.74 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.28 | 0.11 | 10.06 | 10.11 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.28 | 0.11 | 11.74 | 11.80 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.28 | 0.11 | 13.50 | 13.57 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.28 | 0.11 | 14.09 | 14.16 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.55 | 0.25 | 5.06 | 5.09 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.55 | 0.25 | 6.32 | 6.36 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.55 | 0.25 | 9.48 | 9.55 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.55 | 0.25 | 11.06 | 11.14 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.55 | 0.25 | 12.72 | 12.81 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.55 | 0.25 | 13.27 | 13.37 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 0.77 | 0.36 | 5.82 | 5.85 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 0.77 | 0.36 | 7.27 | 7.30 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 0.77 | 0.36 | 10.91 | 10.96 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 0.77 | 0.36 | 12.73 | 12.78 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 0.77 | 0.36 | 14.64 | 14.70 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 0.77 | 0.36 | 15.28 | 15.34 |

Figura 69

Variación de la fuerza de corte en la columna F2 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



Con respecto a la columna F3, la tabla 91 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna F3 para el edificio de tres niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 92 muestra la respuesta de fuerza de corte de la columna F3 para el edificio de cinco niveles. Se muestra la fuerza de corte generada por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 70, se muestra la variación de la fuerza de corte en la columna F3 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 91

Fuerza de corte en columna F3 – Edificio de tres niveles

| Fuerza de Corte en Columna F3 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.29 | 0.15 | 1.60 | 1.97 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.29 | 0.15 | 2.00 | 2.47 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.29 | 0.15 | 3.00 | 3.70 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.29 | 0.15 | 3.50 | 4.32 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.29 | 0.15 | 4.03 | 4.97 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.29 | 0.15 | 4.20 | 5.18 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.43 | 0.21 | 3.00 | 3.85 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.43 | 0.21 | 3.74 | 4.80 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.43 | 0.21 | 5.62 | 7.21 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.43 | 0.21 | 6.55 | 8.41 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.43 | 0.21 | 7.54 | 9.67 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.43 | 0.21 | 7.86 | 10.09 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.75 | 0.39 | 3.19 | 4.08 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.75 | 0.39 | 3.98 | 5.10 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.75 | 0.39 | 5.98 | 7.65 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.75 | 0.39 | 6.97 | 8.93 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.75 | 0.39 | 8.02 | 10.27 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.75 | 0.39 | 8.37 | 10.71 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 1.00 | 0.51 | 3.66 | 4.65 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 1.00 | 0.51 | 4.58 | 5.81 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 1.00 | 0.51 | 6.87 | 8.72 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 1.00 | 0.51 | 8.01 | 10.17 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 1.00 | 0.51 | 9.21 | 11.70 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 1.00 | 0.51 | 9.61 | 12.21 |

Tabla 92*Fuerza de corte en columna F3 – Edificio de cinco niveles*

| Fuerza de Corte en Columna F3 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.31 | 0.18 | 2.64 | 3.30 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.31 | 0.18 | 3.30 | 4.12 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.31 | 0.18 | 4.95 | 6.18 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.31 | 0.18 | 5.77 | 7.21 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.31 | 0.18 | 6.64 | 8.29 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.31 | 0.18 | 6.93 | 8.66 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.58 | 0.33 | 5.37 | 7.00 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.58 | 0.33 | 6.70 | 8.75 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.58 | 0.33 | 10.06 | 13.13 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.58 | 0.33 | 11.73 | 15.31 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.58 | 0.33 | 13.49 | 17.61 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.58 | 0.33 | 14.08 | 18.38 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.98 | 0.56 | 5.06 | 6.61 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.98 | 0.56 | 6.32 | 8.25 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.98 | 0.56 | 9.48 | 12.38 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.98 | 0.56 | 11.06 | 14.44 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.98 | 0.56 | 12.72 | 16.61 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.98 | 0.56 | 13.27 | 17.33 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 1.31 | 0.73 | 5.82 | 7.58 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 1.31 | 0.73 | 7.27 | 9.46 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 1.31 | 0.73 | 10.91 | 14.20 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 1.31 | 0.73 | 12.72 | 16.56 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 1.31 | 0.73 | 14.63 | 19.05 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 1.31 | 0.73 | 15.27 | 19.88 |

En la tabla 93 y 94 se muestra los resultados de las fuerzas de corte en las columnas D4, E2, F2 y F3 para el edificio de tres y cinco niveles, respectivamente. Con respecto a los resultados de las fuerzas de corte de las columnas del edificio de tres niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la columna D4, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte debido a los casos de carga D y L son nulas; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 138% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 137% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna E2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte máxima debido a los casos de carga D y L es 0.64 ton y 0.34 ton respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 136% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 138% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte máxima debido a los casos de carga D y L es 0.57 ton y 0.24 ton respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 128% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 128% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F3, la incorporación de la estructura de sótanos no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte máxima debido a los casos de carga D y L es 1.00 ton y 0.51 ton respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 129% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 136% para el caso de carga EQy.

Con respecto a los resultados de las fuerzas de corte de las columnas del edificio de cinco niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la columna D4, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte debido a los casos de carga D y L son nulas; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 136% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 135% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna E2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte máxima debido a los casos de carga D y L es 0.78 ton y 0.44 ton respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 130% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 120% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte máxima debido a los casos de carga D y L es 0.77 ton y 0.36 ton respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 120% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 120% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F3, la incorporación de la estructura de sótanos no presenta influencia en las fuerzas de corte debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, las fuerzas de corte máxima debido a los casos de carga D y L es 1.31 ton y 0.73 ton respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de las fuerzas de corte de hasta el 120% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 130% para el caso de carga EQy.

Tabla 93*Fuerza de Corte en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de tres niveles*

| Modelo Computacional | Fuerza de Corte en la Columna D4 | | | | Fuerza de Corte en la Columna E2 | | | | Fuerza de Corte en la Columna F2 | | | | Fuerza de Corte en la Columna F3 | | | | |
|----------------------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|-------|
| | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 1.81 | 1.80 | 0.08 | 0.03 | 1.97 | 1.59 | 0.16 | 0.06 | 1.61 | 1.61 | 0.29 | 0.15 | 1.60 | 1.97 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.16 | 0.27 | 3.50 | 3.46 | 0.52 | 0.27 | 3.83 | 2.98 | 0.19 | 0.05 | 3.00 | 3.01 | 0.43 | 0.21 | 3.00 | 3.85 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 3.76 | 3.72 | 0.53 | 0.28 | 4.07 | 3.17 | 0.40 | 0.16 | 3.19 | 3.20 | 0.75 | 0.39 | 3.19 | 4.08 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 4.31 | 4.27 | 0.64 | 0.34 | 4.64 | 3.64 | 0.57 | 0.24 | 3.67 | 3.68 | 1.00 | 0.51 | 3.66 | 4.65 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 2.26 | 2.25 | 0.08 | 0.03 | 2.46 | 1.99 | 0.16 | 0.06 | 2.01 | 2.02 | 0.29 | 0.15 | 2.00 | 2.47 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.16 | 0.27 | 4.37 | 4.33 | 0.52 | 0.27 | 4.78 | 3.72 | 0.19 | 0.05 | 3.75 | 3.76 | 0.43 | 0.21 | 3.74 | 4.80 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 4.69 | 4.64 | 0.53 | 0.28 | 5.08 | 3.96 | 0.40 | 0.16 | 3.99 | 4.00 | 0.75 | 0.39 | 3.98 | 5.10 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 5.39 | 5.33 | 0.64 | 0.34 | 5.80 | 4.55 | 0.57 | 0.24 | 4.58 | 4.59 | 1.00 | 0.51 | 4.58 | 5.81 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 3.40 | 3.37 | 0.08 | 0.03 | 3.69 | 2.99 | 0.16 | 0.06 | 3.02 | 3.03 | 0.29 | 0.15 | 3.00 | 3.70 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.16 | 0.27 | 6.56 | 6.49 | 0.52 | 0.27 | 7.18 | 5.59 | 0.19 | 0.05 | 5.62 | 5.65 | 0.43 | 0.21 | 5.62 | 7.21 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 7.04 | 6.97 | 0.53 | 0.28 | 7.63 | 5.94 | 0.40 | 0.16 | 5.98 | 6.00 | 0.75 | 0.39 | 5.98 | 7.65 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 8.09 | 8.00 | 0.64 | 0.34 | 8.70 | 6.82 | 0.57 | 0.24 | 6.88 | 6.89 | 1.00 | 0.51 | 6.87 | 8.72 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 3.96 | 3.93 | 0.08 | 0.03 | 4.30 | 3.49 | 0.16 | 0.06 | 3.52 | 3.53 | 0.29 | 0.15 | 3.50 | 4.32 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.16 | 0.27 | 7.65 | 7.57 | 0.52 | 0.27 | 8.37 | 6.52 | 0.19 | 0.05 | 6.56 | 6.59 | 0.43 | 0.21 | 6.55 | 8.41 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 8.21 | 8.12 | 0.53 | 0.28 | 8.90 | 6.93 | 0.40 | 0.16 | 6.98 | 7.00 | 0.75 | 0.39 | 6.97 | 8.93 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 9.43 | 9.33 | 0.64 | 0.34 | 10.15 | 7.96 | 0.57 | 0.24 | 8.02 | 8.04 | 1.00 | 0.51 | 8.01 | 10.17 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 4.56 | 4.52 | 0.08 | 0.03 | 4.95 | 4.01 | 0.16 | 0.06 | 4.05 | 4.06 | 0.29 | 0.15 | 4.03 | 4.97 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.16 | 0.27 | 8.80 | 8.71 | 0.52 | 0.27 | 9.63 | 7.50 | 0.19 | 0.05 | 7.54 | 7.58 | 0.43 | 0.21 | 7.54 | 9.67 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 9.44 | 9.34 | 0.53 | 0.28 | 10.23 | 7.97 | 0.40 | 0.16 | 8.03 | 8.05 | 0.75 | 0.39 | 8.02 | 10.27 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 10.85 | 10.73 | 0.64 | 0.34 | 11.67 | 9.15 | 0.57 | 0.24 | 9.22 | 9.25 | 1.00 | 0.51 | 9.21 | 11.70 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.16 | 0.27 | 9.18 | 9.09 | 0.52 | 0.27 | 10.05 | 7.82 | 0.19 | 0.05 | 7.87 | 7.91 | 0.43 | 0.21 | 7.86 | 10.09 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 9.86 | 9.75 | 0.53 | 0.28 | 10.68 | 8.32 | 0.40 | 0.16 | 8.38 | 8.40 | 0.75 | 0.39 | 8.37 | 10.71 |
| Modelo 24 | Z3 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 11.32 | 11.19 | 0.64 | 0.34 | 12.18 | 9.55 | 0.57 | 0.24 | 9.63 | 9.65 | 1.00 | 0.51 | 9.61 | 12.21 |

Tabla 94
Fuerza de Corte en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de cinco niveles

| Modelo Computacional | Fuerza de Corte en la Columna D4 | | | | Fuerza de Corte en la Columna E2 | | | | Fuerza de Corte en la Columna F2 | | | | Fuerza de Corte en la Columna F3 | | | | |
|----------------------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|-------|
| | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | D (Ton) | L (Ton) | EQx (Ton) | EQy (Ton) | |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 3.03 | 3.00 | 0.10 | 0.05 | 3.28 | 2.63 | 0.18 | 0.08 | 2.65 | 2.66 | 0.31 | 0.18 | 2.64 | 3.30 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.16 | 0.27 | 6.43 | 6.37 | 0.59 | 0.33 | 6.97 | 5.34 | 0.28 | 0.11 | 5.37 | 5.40 | 0.58 | 0.33 | 5.37 | 7.00 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 6.15 | 6.10 | 0.63 | 0.35 | 6.56 | 5.05 | 0.55 | 0.25 | 5.06 | 5.09 | 0.98 | 0.56 | 5.06 | 6.61 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 7.15 | 7.08 | 0.78 | 0.44 | 7.54 | 5.79 | 0.77 | 0.36 | 5.82 | 5.85 | 1.31 | 0.73 | 5.82 | 7.58 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 3.79 | 3.76 | 0.10 | 0.05 | 4.10 | 3.28 | 0.18 | 0.08 | 3.31 | 3.33 | 0.31 | 0.18 | 3.30 | 4.12 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.16 | 0.27 | 8.03 | 7.96 | 0.59 | 0.33 | 8.70 | 6.67 | 0.28 | 0.11 | 6.71 | 6.74 | 0.58 | 0.33 | 6.70 | 8.75 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 7.68 | 7.62 | 0.63 | 0.35 | 8.20 | 6.30 | 0.55 | 0.25 | 6.32 | 6.36 | 0.98 | 0.56 | 6.32 | 8.25 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 8.93 | 8.84 | 0.78 | 0.44 | 9.42 | 7.23 | 0.77 | 0.36 | 7.27 | 7.30 | 1.31 | 0.73 | 7.27 | 9.46 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 5.68 | 5.64 | 0.10 | 0.05 | 6.16 | 4.93 | 0.18 | 0.08 | 4.97 | 4.99 | 0.31 | 0.18 | 4.95 | 6.18 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.16 | 0.27 | 12.06 | 11.94 | 0.59 | 0.33 | 13.06 | 10.01 | 0.28 | 0.11 | 10.06 | 10.11 | 0.58 | 0.33 | 10.06 | 13.13 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 11.53 | 11.43 | 0.63 | 0.35 | 12.30 | 9.45 | 0.55 | 0.25 | 9.48 | 9.55 | 0.98 | 0.56 | 9.48 | 12.38 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 13.40 | 13.26 | 0.78 | 0.44 | 14.14 | 10.85 | 0.77 | 0.36 | 10.91 | 10.96 | 1.31 | 0.73 | 10.91 | 14.20 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 6.63 | 6.57 | 0.10 | 0.05 | 7.18 | 5.75 | 0.18 | 0.08 | 5.80 | 5.82 | 0.31 | 0.18 | 5.77 | 7.21 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.16 | 0.27 | 14.06 | 13.93 | 0.59 | 0.33 | 15.23 | 11.68 | 0.28 | 0.11 | 11.74 | 11.80 | 0.58 | 0.33 | 11.73 | 15.31 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 13.44 | 13.33 | 0.63 | 0.35 | 14.34 | 11.03 | 0.55 | 0.25 | 11.06 | 11.14 | 0.98 | 0.56 | 11.06 | 14.44 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 15.63 | 15.47 | 0.78 | 0.44 | 16.49 | 12.65 | 0.77 | 0.36 | 12.73 | 12.78 | 1.31 | 0.73 | 12.72 | 16.56 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 7.62 | 7.56 | 0.10 | 0.05 | 8.26 | 6.61 | 0.18 | 0.08 | 6.67 | 6.70 | 0.31 | 0.18 | 6.64 | 8.29 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.16 | 0.27 | 16.18 | 16.02 | 0.59 | 0.33 | 17.52 | 13.43 | 0.28 | 0.11 | 13.50 | 13.57 | 0.58 | 0.33 | 13.49 | 17.61 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 15.46 | 15.34 | 0.63 | 0.35 | 16.50 | 12.68 | 0.55 | 0.25 | 12.72 | 12.81 | 0.98 | 0.56 | 12.72 | 16.61 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 17.98 | 17.79 | 0.78 | 0.44 | 18.97 | 14.55 | 0.77 | 0.36 | 14.64 | 14.70 | 1.31 | 0.73 | 14.63 | 19.05 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.16 | 0.27 | 16.88 | 16.71 | 0.59 | 0.33 | 18.28 | 14.02 | 0.28 | 0.11 | 14.09 | 14.16 | 0.58 | 0.33 | 14.08 | 18.38 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 16.14 | 16.00 | 0.63 | 0.35 | 17.22 | 13.24 | 0.55 | 0.25 | 13.27 | 13.37 | 0.98 | 0.56 | 13.27 | 17.33 |
| Modelo 48 | Z3 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 18.76 | 18.57 | 0.78 | 0.44 | 19.79 | 15.19 | 0.77 | 0.36 | 15.28 | 15.34 | 1.31 | 0.73 | 15.27 | 19.88 |

4.1.4.5.1 Momento Flector

Con respecto a la columna D4, la tabla 95 muestra la respuesta de momento flector de la columna D4 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 96 muestra la respuesta de momento flector de la columna D4 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 71, se muestra la variación del momento flector en la columna D4 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 95

Momento flector en columna D4 – Edificio de tres niveles

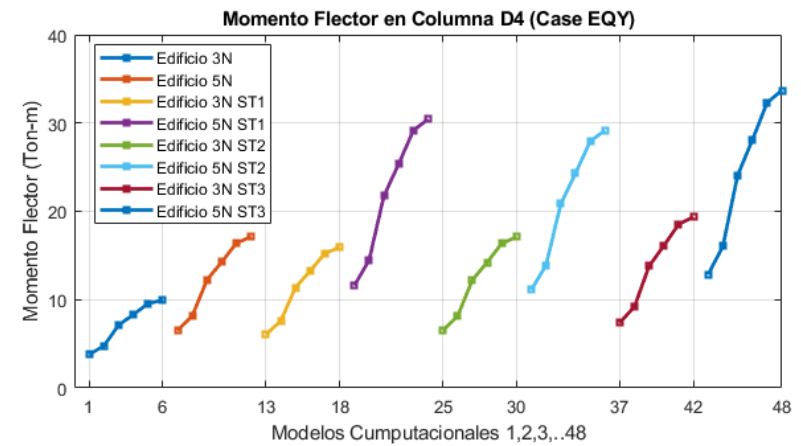
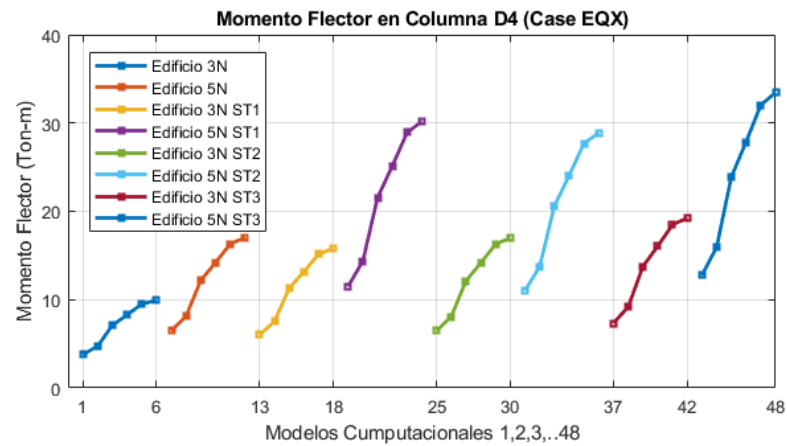
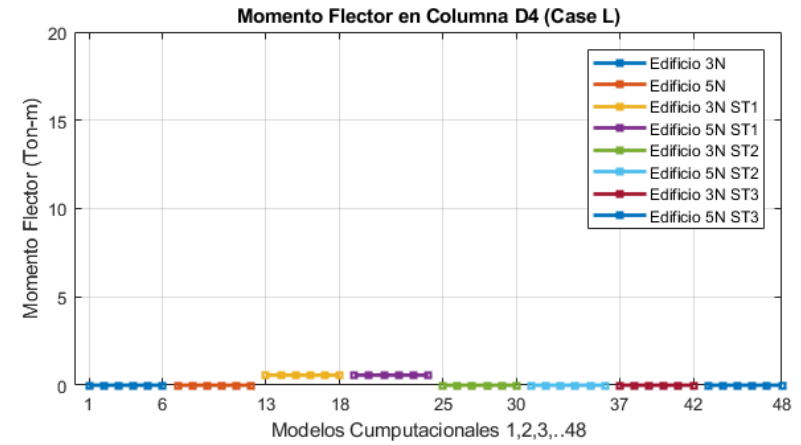
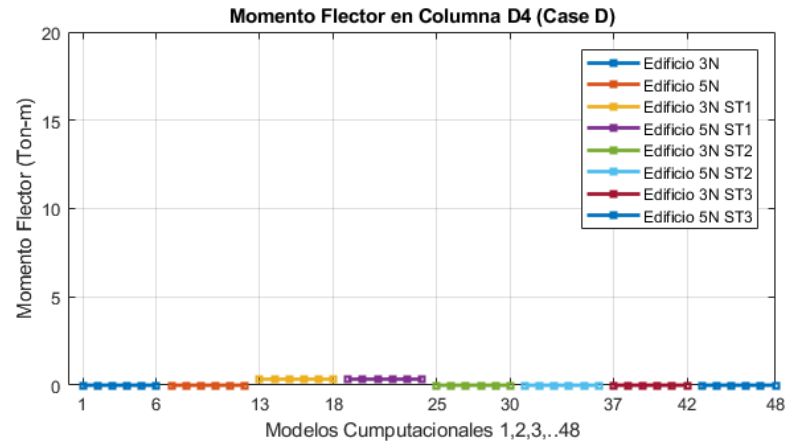
| Momento Flector en Columna D4 | | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|-------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) | |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 3.78 | 3.79 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 4.72 | 4.74 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 7.08 | 7.12 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 8.26 | 8.30 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 9.50 | 9.55 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 9.92 | 9.97 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 6.03 | 6.06 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 7.52 | 7.57 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 11.29 | 11.37 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 13.17 | 13.26 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 15.15 | 15.25 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 15.81 | 15.91 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 6.47 | 6.51 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 8.09 | 8.13 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 12.13 | 12.20 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 14.15 | 14.23 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 16.28 | 16.37 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 16.99 | 17.08 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 7.34 | 7.37 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 9.17 | 9.21 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 13.76 | 13.82 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 16.04 | 16.12 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 18.45 | 18.54 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 19.26 | 19.35 |

Tabla 96
Momento flector en columna D4 – Edificio de cinco niveles

| Momento Flector en Columna D4 | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 Z1 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 6.48 | 6.52 |
| Modelo 26 Z1 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 8.10 | 8.15 |
| Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 12.16 | 12.24 |
| Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 14.18 | 14.27 |
| Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 16.31 | 16.41 |
| Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N | 0.00 | 0.00 | 17.02 | 17.13 |
| Modelo 31 Z1 S2 ST1 5N | 0.34 | -0.57 | 11.50 | 11.60 |
| Modelo 32 Z1 S3 ST1 5N | 0.34 | -0.57 | 14.36 | 14.48 |
| Modelo 33 Z2 S2 ST1 5N | 0.34 | -0.57 | 21.55 | 21.74 |
| Modelo 34 Z2 S3 ST1 5N | 0.34 | -0.57 | 25.14 | 25.35 |
| Modelo 35 Z3 S2 ST1 5N | 0.34 | -0.57 | 28.91 | 29.16 |
| Modelo 36 Z3 S3 ST1 5N | 0.34 | -0.57 | 30.17 | 30.43 |
| Modelo 37 Z1 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 11.01 | 11.11 |
| Modelo 38 Z1 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 13.75 | 13.88 |
| Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 20.64 | 20.83 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 24.07 | 24.29 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 27.69 | 27.94 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | 0.00 | 0.00 | 28.89 | 29.16 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 12.75 | 12.85 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 15.92 | 16.04 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 23.89 | 24.07 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 27.86 | 28.08 |
| Modelo 47 Z3 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 32.05 | 32.30 |
| Modelo 48 Z3 S2 ST3 5N | 0.00 | 0.00 | 33.44 | 33.70 |

Figura 71

Variación de la fuerza axial en la columna D4 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



Con respecto a la columna E2, la tabla 97 muestra la respuesta de momento flector de la columna E2 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 98 muestra la respuesta de momento flector de la columna E2 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 72, se muestra la variación del momento flector en la columna E2 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 97*Momento flector en columna E2 – Edificio de tres niveles*

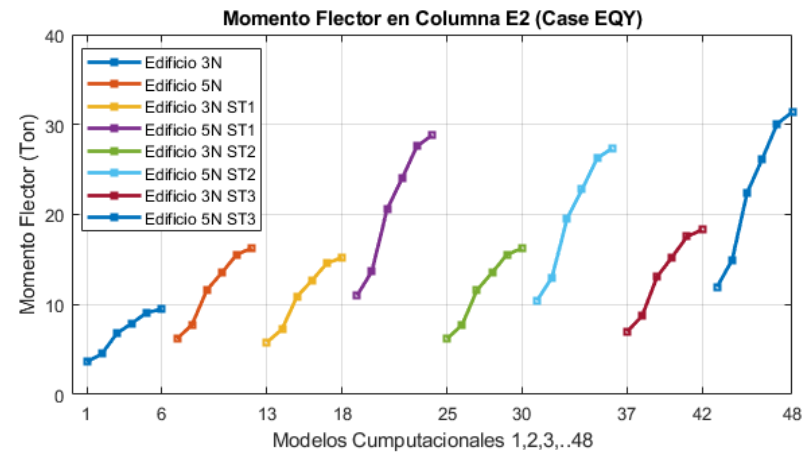
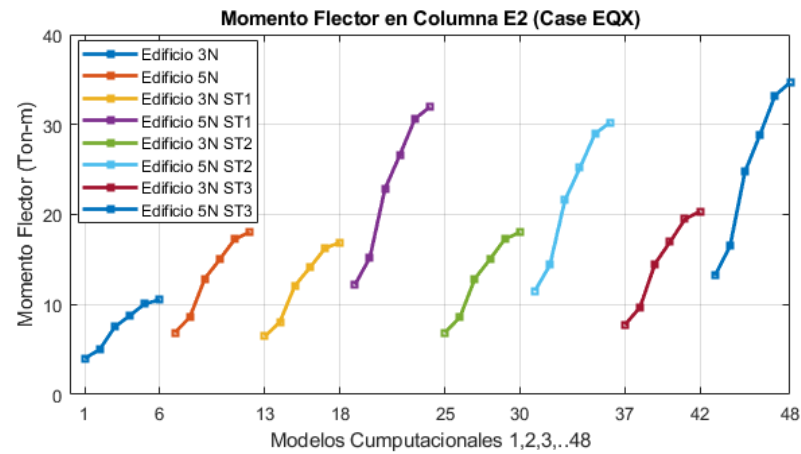
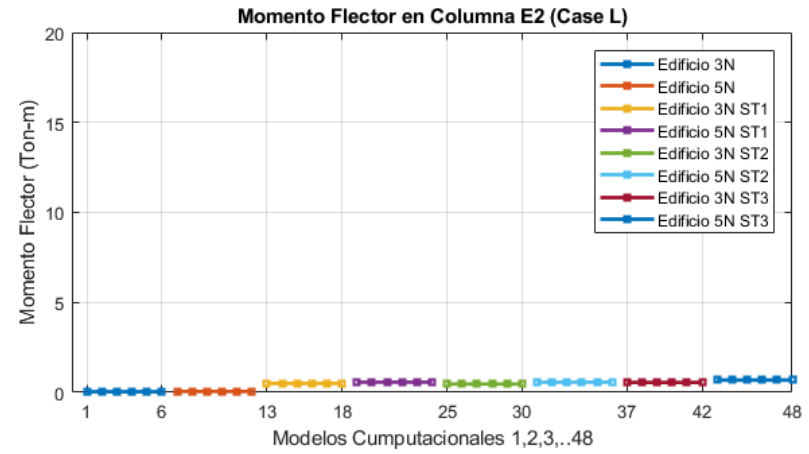
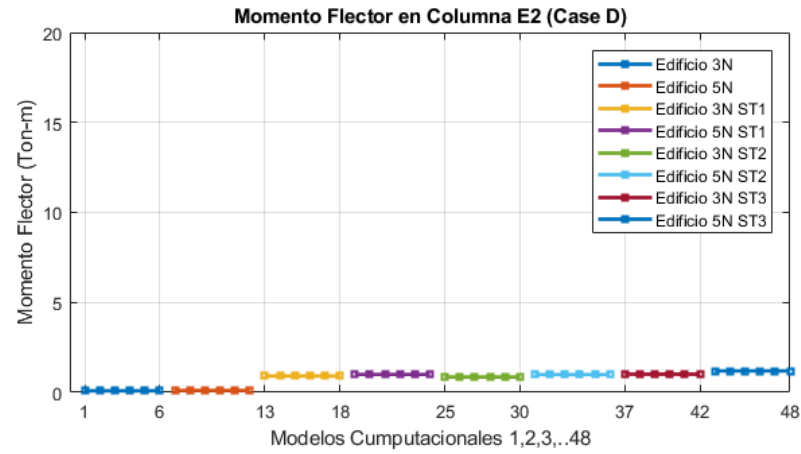
| Momento Flector en Columna E2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.09 | 0.04 | 4.01 | 3.62 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.09 | 0.04 | 5.01 | 4.52 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.09 | 0.04 | 7.51 | 6.79 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.09 | 0.04 | 8.76 | 7.91 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.09 | 0.04 | 10.08 | 9.10 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.09 | 0.04 | 10.52 | 9.50 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.91 | 0.50 | 6.45 | 5.80 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.91 | 0.50 | 8.05 | 7.24 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.91 | 0.50 | 12.09 | 10.87 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.91 | 0.50 | 14.10 | 12.68 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.91 | 0.50 | 16.22 | 14.59 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.91 | 0.50 | 16.92 | 15.22 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.85 | 0.46 | 6.87 | 6.19 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.85 | 0.46 | 8.58 | 7.73 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.85 | 0.46 | 12.88 | 11.60 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.85 | 0.46 | 15.02 | 13.53 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.85 | 0.46 | 17.27 | 15.56 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.85 | 0.46 | 18.03 | 16.24 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 1.01 | 0.55 | 7.75 | 6.98 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 1.01 | 0.55 | 9.68 | 8.72 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 1.01 | 0.55 | 14.52 | 13.09 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 1.01 | 0.55 | 16.94 | 15.26 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 1.01 | 0.55 | 19.48 | 17.56 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 1.01 | 0.55 | 20.33 | 18.32 |

Tabla 98
Momento flector en columna E2 – Edificio de cinco niveles

| Momento Flector en Columna E2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.11 | 0.05 | 6.87 | 6.19 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.11 | 0.05 | 8.58 | 7.74 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.11 | 0.05 | 12.88 | 11.61 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.11 | 0.05 | 15.02 | 13.54 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.11 | 0.05 | 17.27 | 15.57 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.11 | 0.05 | 18.03 | 16.25 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 1.00 | 0.56 | 12.18 | 10.98 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 1.00 | 0.56 | 15.21 | 13.71 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 1.00 | 0.56 | 22.83 | 20.57 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 1.00 | 0.56 | 26.63 | 24.00 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 1.00 | 0.56 | 30.63 | 27.60 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 1.00 | 0.56 | 31.96 | 28.80 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.99 | 0.56 | 11.52 | 10.43 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.99 | 0.56 | 14.39 | 13.03 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.99 | 0.56 | 21.59 | 19.55 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.99 | 0.56 | 25.19 | 22.80 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.99 | 0.56 | 28.97 | 26.22 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.99 | 0.56 | 30.23 | 27.37 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 1.19 | 0.68 | 13.21 | 11.96 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 1.19 | 0.68 | 16.50 | 14.94 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 1.19 | 0.68 | 24.76 | 22.41 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 1.19 | 0.68 | 28.88 | 26.14 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 1.19 | 0.68 | 33.22 | 30.07 |
| Modelo 48 | Z3 S2 ST3 5N | 1.19 | 0.68 | 34.67 | 31.38 |

Figura 72

Variación de la fuerza axial en la columna E2 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



Con respecto a la columna F2, la tabla 99 muestra la respuesta de momento flector de la columna F2 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 100 muestra la respuesta de momento flector de la columna F2 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 73, se muestra la variación del momento flector en la columna F2 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 99*Momento flector en columna F2 – Edificio de tres niveles*

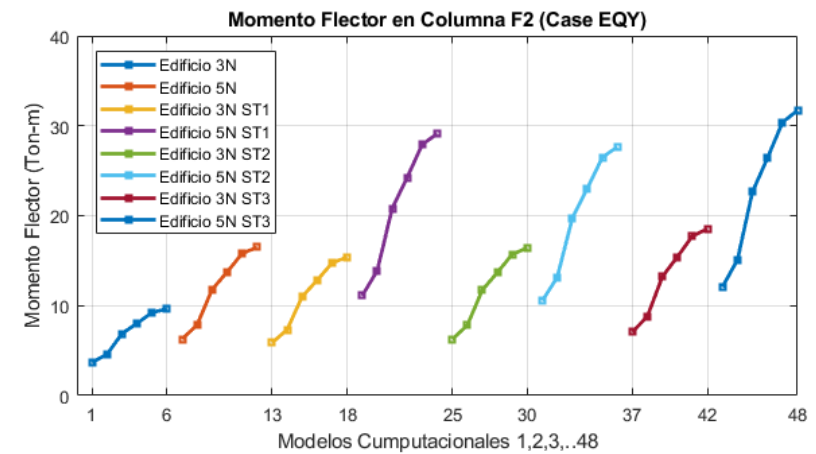
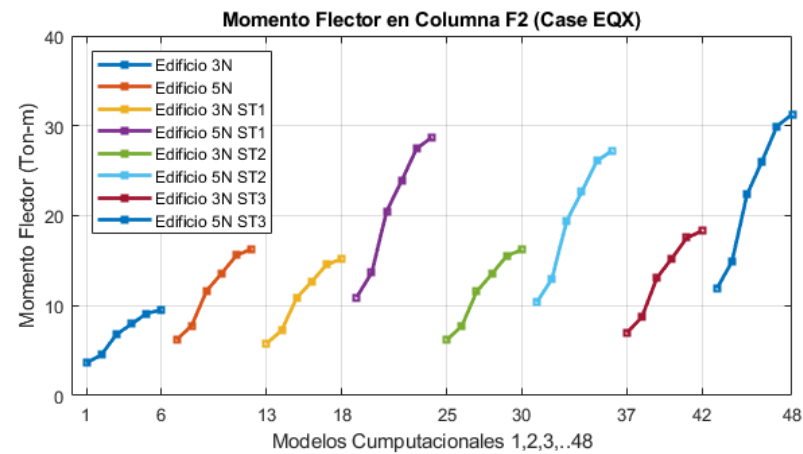
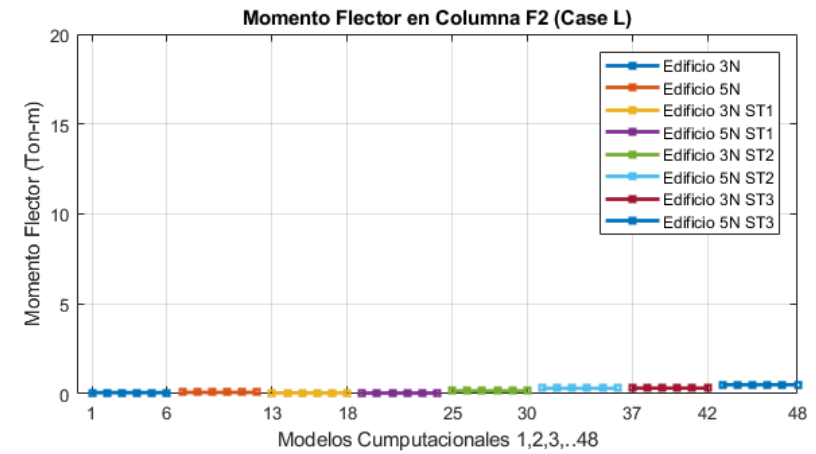
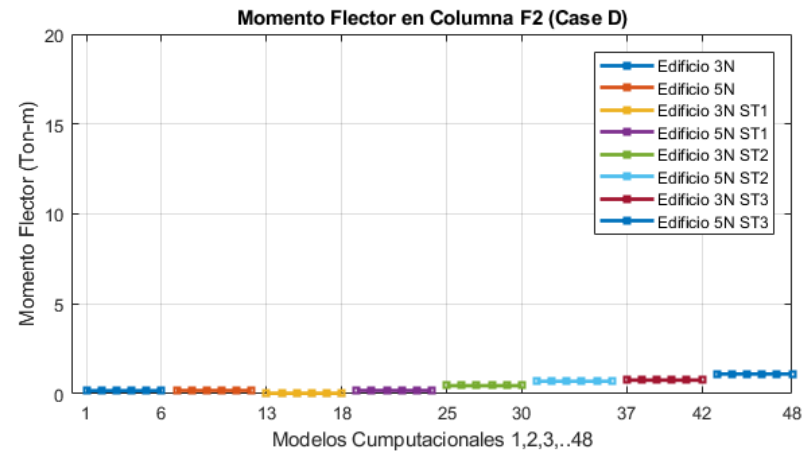
| Momento Flector en Columna F2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) | |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.17 | 0.07 | 3.63 | 3.67 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.17 | 0.07 | 4.54 | 4.59 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.17 | 0.07 | 6.81 | 6.88 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.17 | 0.07 | 7.94 | 8.03 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.17 | 0.07 | 9.13 | 9.23 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.17 | 0.07 | 9.53 | 9.63 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.03 | -0.05 | 5.79 | 5.87 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.03 | -0.05 | 7.23 | 7.33 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.03 | -0.05 | 10.85 | 11.00 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.03 | -0.05 | 12.66 | 12.82 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.03 | -0.05 | 14.56 | 14.75 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.03 | -0.05 | 15.19 | 15.39 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.45 | 0.16 | 6.18 | 6.25 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.45 | 0.16 | 7.72 | 7.81 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.45 | 0.16 | 11.58 | 11.72 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.45 | 0.16 | 13.51 | 13.67 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.45 | 0.16 | 15.54 | 15.73 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.45 | 0.16 | 16.21 | 16.41 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.76 | 0.31 | 6.98 | 7.06 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.76 | 0.31 | 8.72 | 8.81 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.76 | 0.31 | 13.08 | 13.22 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.76 | 0.31 | 15.26 | 15.43 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.76 | 0.31 | 17.55 | 17.74 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 0.76 | 0.31 | 18.31 | 18.51 |

Tabla 100*Momento flector en columna F2 – Edificio de cinco niveles*

| Momento Flector en Columna F2 | | | | | |
|-------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 6.20 | 6.28 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 7.75 | 7.85 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 11.64 | 11.78 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 13.57 | 13.74 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 15.61 | 15.79 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.18 | 0.08 | 16.29 | 16.48 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.19 | 0.04 | 10.93 | 11.10 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.19 | 0.04 | 13.66 | 13.86 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.19 | 0.04 | 20.49 | 20.81 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.19 | 0.04 | 23.90 | 24.27 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.19 | 0.04 | 27.49 | 27.91 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.19 | 0.04 | 28.69 | 29.13 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 0.70 | 0.31 | 10.37 | 10.54 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 0.70 | 0.31 | 12.95 | 13.16 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 0.70 | 0.31 | 19.44 | 19.75 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 0.70 | 0.31 | 22.67 | 23.04 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 0.70 | 0.31 | 26.08 | 26.50 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 0.70 | 0.31 | 27.22 | 27.65 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 1.10 | 0.50 | 11.92 | 12.08 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 1.10 | 0.50 | 14.88 | 15.09 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 1.10 | 0.50 | 22.33 | 22.65 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 1.10 | 0.50 | 26.05 | 26.42 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 1.10 | 0.50 | 29.96 | 30.38 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 1.10 | 0.50 | 31.26 | 31.71 |

Figura 73

Variación de la fuerza axial en la columna F2 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



Con respecto a la columna F3, la tabla 101 muestra la respuesta de momento flector de la columna F3 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 102 muestra la respuesta de momento flector de la columna F3 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, por el caso de caso de carga sísmico EQx y el caso de carga sísmico EQy. En la figura 74, se muestra la variación del momento flector en la columna F3 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 101

Momento flector en columna F3 – Edificio de tres niveles

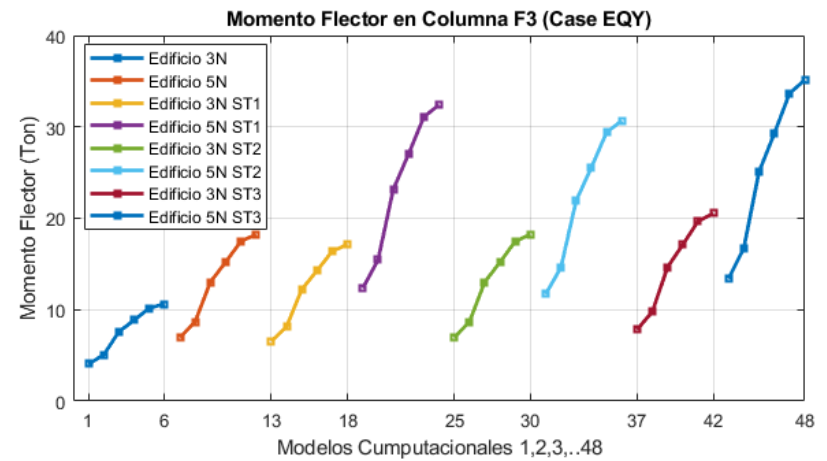
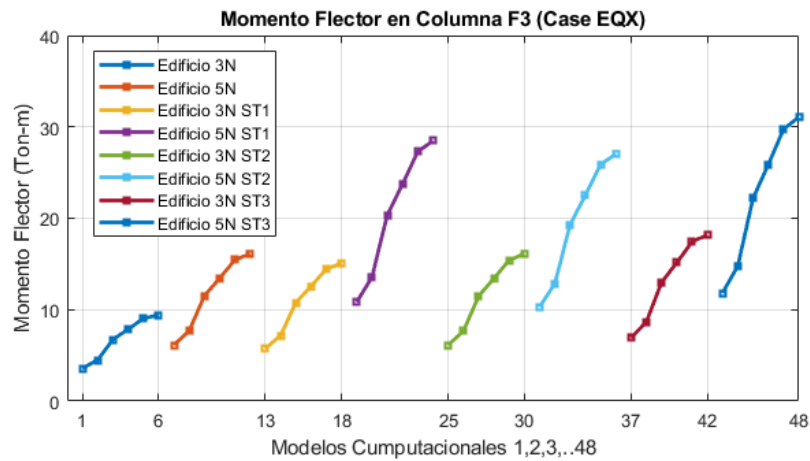
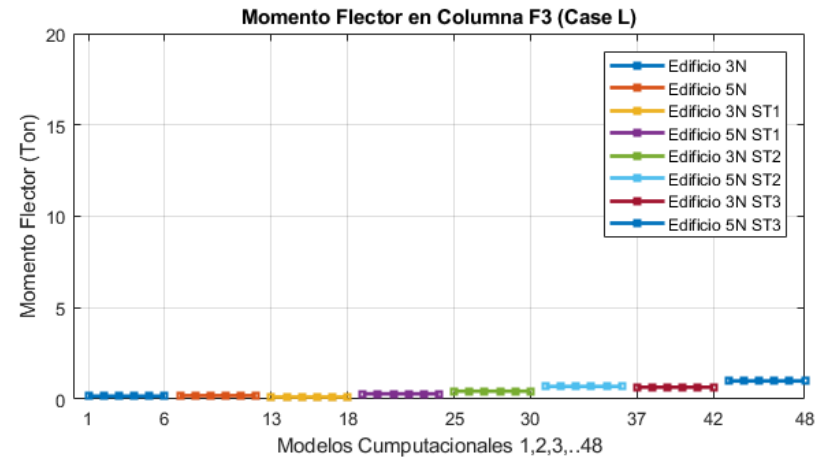
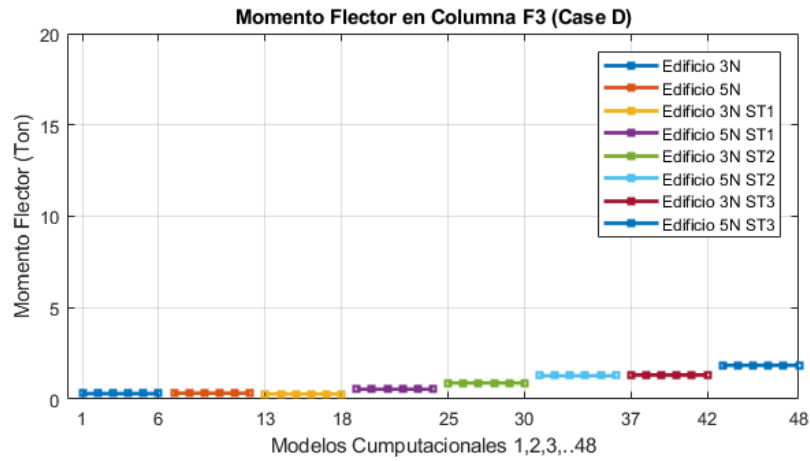
| Momento Flector en F3 | | | | | |
|-----------------------|--------------|--------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.30 | 0.16 | 3.59 | 4.05 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.30 | 0.16 | 4.49 | 5.06 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.30 | 0.16 | 6.74 | 7.59 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.30 | 0.16 | 7.86 | 8.85 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.30 | 0.16 | 9.04 | 10.18 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.30 | 0.16 | 9.43 | 10.63 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | 0.28 | 0.11 | 5.75 | 6.53 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | 0.28 | 0.11 | 7.18 | 8.15 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | 0.28 | 0.11 | 10.77 | 12.24 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | 0.28 | 0.11 | 12.56 | 14.27 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | 0.28 | 0.11 | 14.45 | 16.42 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | 0.28 | 0.11 | 15.08 | 17.13 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.89 | 0.43 | 6.14 | 6.95 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.89 | 0.43 | 7.66 | 8.68 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.89 | 0.43 | 11.50 | 13.02 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.89 | 0.43 | 13.41 | 15.19 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.89 | 0.43 | 15.43 | 17.47 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.89 | 0.43 | 16.10 | 18.23 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 1.32 | 0.65 | 6.93 | 7.83 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 1.32 | 0.65 | 8.66 | 9.78 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 1.32 | 0.65 | 12.99 | 14.67 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 1.32 | 0.65 | 15.15 | 17.11 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 1.32 | 0.65 | 17.42 | 19.68 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | 1.32 | 0.65 | 18.18 | 20.54 |

Tabla 102*Momento flector en columna F3 – Edificio de cinco niveles*

| Momento Flector en F3 | | | | | |
|-----------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton | Sobrecarga (L) Ton | Carga Sísmica EQx (Ton) | Carga Sísmica EQy (Ton) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | 0.32 | 0.19 | 6.14 | 6.94 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | 0.32 | 0.19 | 7.67 | 8.68 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | 0.32 | 0.19 | 11.51 | 13.03 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | 0.32 | 0.19 | 13.43 | 15.20 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | 0.32 | 0.19 | 15.44 | 17.47 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | 0.32 | 0.19 | 16.12 | 18.24 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | 0.54 | 0.29 | 10.85 | 12.36 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | 0.54 | 0.29 | 13.55 | 15.43 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | 0.54 | 0.29 | 20.34 | 23.16 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | 0.54 | 0.29 | 23.72 | 27.01 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | 0.54 | 0.29 | 27.28 | 31.07 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | 0.54 | 0.29 | 28.47 | 32.42 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | 1.28 | 0.69 | 10.30 | 11.70 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | 1.28 | 0.69 | 12.87 | 14.61 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | 1.28 | 0.69 | 19.31 | 21.92 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | 1.28 | 0.69 | 22.52 | 25.57 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | 1.28 | 0.69 | 25.90 | 29.41 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | 1.28 | 0.69 | 27.03 | 30.69 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | 1.85 | 0.99 | 11.84 | 13.39 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | 1.85 | 0.99 | 14.78 | 16.72 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | 1.85 | 0.99 | 22.18 | 25.09 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | 1.85 | 0.99 | 25.87 | 29.27 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | 1.85 | 0.99 | 29.76 | 33.66 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | 1.85 | 0.99 | 31.05 | 35.13 |

Figura 74

Variación de la fuerza axial en la columna F3 – Caso de carga D, L, EQx, EQy



En la tabla 103 y 104 se muestra los resultados del momento flector en las columnas D4, E2, F2 y F3 para el edificio de tres y cinco niveles, respectivamente. Con respecto a los resultados de momento flector de las columnas del edificio de tres niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la columna D4, la incorporación de la estructura de sótanos no presenta influencia en los momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores debido a los casos de carga D y L son nulas; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento del momento flector de hasta el 94% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 94% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna E2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores máximos debido a los casos de carga D y L son 1.01 ton-m y 0.55 ton-m respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de los momentos flectores de hasta el 93% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 93% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en los momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores máximos debido a los casos de carga D y L son 0.76 ton-m y 0.31 ton-m respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de los momentos flectores de hasta el 92% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 92% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F3, la incorporación de la estructura de sótanos no presenta influencia en los momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores máximos debido a los casos de carga D y L son 1.32 ton-m y 0.65 ton-m respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de los momentos flectores de hasta el 93% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 93% para el caso de carga EQy.

Con respecto a los resultados de las fuerzas de corte de las columnas del edificio de cinco niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la columna D4, la incorporación de la estructura de sótanos no presenta influencia en los momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores debido a los casos de carga D y L son nulas; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento del momento flector de hasta el 97% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 97% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna E2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en las momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores máximos debido a los casos de carga D y L son 1.19 ton-m y 0.68 ton-m respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de los momentos flectores de hasta el 92% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 93% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F2, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye no presenta influencia en los momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, lo momentos flectores máximos debido a los casos de carga D y L son 1.10 ton-m y 0.50 ton-m respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de los momentos flectores de hasta el 92% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 92% para el caso de carga EQy. Con respecto a la columna F3, la incorporación de la estructura de sótanos no presenta influencia en los momentos flectores debido a las cargas permanentes D y a la sobrecarga L, los momentos flectores máximos debido a los casos de carga D y L son 1.85 ton-m y 0.99 ton-m respectivamente; por otro lado, para los casos de carga sísmicos, se observa un incremento de los momentos flectores de hasta el 93% para el caso de carga EQx y un incremento de hasta el 93% para el caso de carga EQy.

Tabla 103*Momento Flector en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de tres niveles*

| Modelo Computacional | Momento Flector en la Columna D4 | | | | Momento Flector en la Columna E2 | | | | Momento Flector en la Columna F2 | | | | Momento Flector en la Columna F3 | | | | |
|----------------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|-------|
| | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 3.78 | 3.79 | 0.09 | 0.04 | 4.01 | 3.62 | 0.17 | 0.07 | 3.63 | 3.67 | 0.30 | 0.16 | 3.59 | 4.05 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 6.03 | 6.06 | 0.91 | 0.50 | 6.45 | 5.80 | 0.03 | -0.05 | 5.79 | 5.87 | 0.28 | 0.11 | 5.75 | 6.53 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 6.47 | 6.51 | 0.85 | 0.46 | 6.87 | 6.19 | 0.45 | 0.16 | 6.18 | 6.25 | 0.89 | 0.43 | 6.14 | 6.95 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 7.34 | 7.37 | 1.01 | 0.55 | 7.75 | 6.98 | 0.76 | 0.31 | 6.98 | 7.06 | 1.32 | 0.65 | 6.93 | 7.83 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 4.72 | 4.74 | 0.09 | 0.04 | 5.01 | 4.52 | 0.17 | 0.07 | 4.54 | 4.59 | 0.30 | 0.16 | 4.49 | 5.06 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 7.52 | 7.57 | 0.91 | 0.50 | 8.05 | 7.24 | 0.03 | -0.05 | 7.23 | 7.33 | 0.28 | 0.11 | 7.18 | 8.15 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 8.09 | 8.13 | 0.85 | 0.46 | 8.58 | 7.73 | 0.45 | 0.16 | 7.72 | 7.81 | 0.89 | 0.43 | 7.66 | 8.68 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 9.17 | 9.21 | 1.01 | 0.55 | 9.68 | 8.72 | 0.76 | 0.31 | 8.72 | 8.81 | 1.32 | 0.65 | 8.66 | 9.78 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 7.08 | 7.12 | 0.09 | 0.04 | 7.51 | 6.79 | 0.17 | 0.07 | 6.81 | 6.88 | 0.30 | 0.16 | 6.74 | 7.59 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 11.29 | 11.37 | 0.91 | 0.50 | 12.09 | 10.87 | 0.03 | -0.05 | 10.85 | 11.00 | 0.28 | 0.11 | 10.77 | 12.24 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 12.13 | 12.20 | 0.85 | 0.46 | 12.88 | 11.60 | 0.45 | 0.16 | 11.58 | 11.72 | 0.89 | 0.43 | 11.50 | 13.02 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 13.76 | 13.82 | 1.01 | 0.55 | 14.52 | 13.09 | 0.76 | 0.31 | 13.08 | 13.22 | 1.32 | 0.65 | 12.99 | 14.67 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 8.26 | 8.30 | 0.09 | 0.04 | 8.76 | 7.91 | 0.17 | 0.07 | 7.94 | 8.03 | 0.30 | 0.16 | 7.86 | 8.85 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 13.17 | 13.26 | 0.91 | 0.50 | 14.10 | 12.68 | 0.03 | -0.05 | 12.66 | 12.82 | 0.28 | 0.11 | 12.56 | 14.27 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 14.15 | 14.23 | 0.85 | 0.46 | 15.02 | 13.53 | 0.45 | 0.16 | 13.51 | 13.67 | 0.89 | 0.43 | 13.41 | 15.19 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 16.04 | 16.12 | 1.01 | 0.55 | 16.94 | 15.26 | 0.76 | 0.31 | 15.26 | 15.43 | 1.32 | 0.65 | 15.15 | 17.11 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 9.50 | 9.55 | 0.09 | 0.04 | 10.08 | 9.10 | 0.17 | 0.07 | 9.13 | 9.23 | 0.30 | 0.16 | 9.04 | 10.18 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 15.15 | 15.25 | 0.91 | 0.50 | 16.22 | 14.59 | 0.03 | -0.05 | 14.56 | 14.75 | 0.28 | 0.11 | 14.45 | 16.42 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 16.28 | 16.37 | 0.85 | 0.46 | 17.27 | 15.56 | 0.45 | 0.16 | 15.54 | 15.73 | 0.89 | 0.43 | 15.43 | 17.47 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 18.45 | 18.54 | 1.01 | 0.55 | 19.48 | 17.56 | 0.76 | 0.31 | 17.55 | 17.74 | 1.32 | 0.65 | 17.42 | 19.68 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | 0.00 | 0.00 | 9.92 | 9.97 | 0.09 | 0.04 | 10.52 | 9.50 | 0.17 | 0.07 | 9.53 | 9.63 | 0.30 | 0.16 | 9.43 | 10.63 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -0.34 | 0.57 | 15.81 | 15.91 | 0.91 | 0.50 | 16.92 | 15.22 | 0.03 | -0.05 | 15.19 | 15.39 | 0.28 | 0.11 | 15.08 | 17.13 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | 0.00 | 0.00 | 16.99 | 17.08 | 0.85 | 0.46 | 18.03 | 16.24 | 0.45 | 0.16 | 16.21 | 16.41 | 0.89 | 0.43 | 16.10 | 18.23 |
| Modelo 24 | Z3 S2 ST3 3N | 0.00 | 0.00 | 19.26 | 19.35 | 1.01 | 0.55 | 20.33 | 18.32 | 0.76 | 0.31 | 18.31 | 18.51 | 1.32 | 0.65 | 18.18 | 20.54 |

Tabla 104*Momento Flector en columnas D4, E2, F2, F3- Edificio de cinco niveles*

| Modelo Computacional | Momento Flector en la Columna D4 | | | | Momento Flector en la Columna E2 | | | | Momento Flector en la Columna F2 | | | | Momento Flector en la Columna F3 | | | | |
|----------------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|----------------------------------|------------|--------------|--------------|------|
| | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | D (Ton -m) | L (Ton -m) | EQx (Ton -m) | EQy (Ton -m) | |
| Modelo 25 | Z1 S2 | 0.00 | 0.00 | 6.48 | 6.52 | 0.11 | 0.05 | 6.87 | 6.19 | 0.18 | 0.08 | 6.20 | 6.28 | 0.32 | 0.19 | 6.14 | 6.94 |
| Modelo 31 | Z1 S2 | 0.34 | -0.57 | 11.5 | 11.6 | 1.00 | 0.56 | 12.1 | 10.9 | 0.19 | 0.04 | 10.9 | 11.1 | 0.54 | 0.29 | 10.8 | 12.3 |
| Modelo 37 | Z1 S2 | 0.00 | 0.00 | 11.0 | 11.1 | 0.99 | 0.56 | 11.5 | 10.4 | 0.70 | 0.31 | 10.3 | 10.5 | 1.28 | 0.69 | 10.3 | 11.7 |
| Modelo 43 | Z1 S2 | 0.00 | 0.00 | 12.7 | 12.8 | 1.19 | 0.68 | 13.2 | 11.9 | 1.10 | 0.50 | 11.9 | 12.0 | 1.85 | 0.99 | 11.8 | 13.3 |
| Modelo 26 | Z1 S3 | 0.00 | 0.00 | 8.10 | 8.15 | 0.11 | 0.05 | 8.58 | 7.74 | 0.18 | 0.08 | 7.75 | 7.85 | 0.32 | 0.19 | 7.67 | 8.68 |
| Modelo 32 | Z1 S3 | 0.34 | -0.57 | 14.3 | 14.4 | 1.00 | 0.56 | 15.2 | 13.7 | 0.19 | 0.04 | 13.6 | 13.8 | 0.54 | 0.29 | 13.5 | 15.4 |
| Modelo 38 | Z1 S3 | 0.00 | 0.00 | 13.7 | 13.8 | 0.99 | 0.56 | 14.3 | 13.0 | 0.70 | 0.31 | 12.9 | 13.1 | 1.28 | 0.69 | 12.8 | 14.6 |
| Modelo 44 | Z1 S3 | 0.00 | 0.00 | 15.9 | 16.0 | 1.19 | 0.68 | 16.5 | 14.9 | 1.10 | 0.50 | 14.8 | 15.0 | 1.85 | 0.99 | 14.7 | 16.7 |
| Modelo 27 | Z2 S2 | 0.00 | 0.00 | 12.1 | 12.2 | 0.11 | 0.05 | 12.8 | 11.6 | 0.18 | 0.08 | 11.6 | 11.7 | 0.32 | 0.19 | 11.5 | 13.0 |
| Modelo 33 | Z2 S2 | 0.34 | -0.57 | 21.5 | 21.7 | 1.00 | 0.56 | 22.8 | 20.5 | 0.19 | 0.04 | 20.4 | 20.8 | 0.54 | 0.29 | 20.3 | 23.1 |
| Modelo 39 | Z2 S2 | 0.00 | 0.00 | 20.6 | 20.8 | 0.99 | 0.56 | 21.5 | 19.5 | 0.70 | 0.31 | 19.4 | 19.7 | 1.28 | 0.69 | 19.3 | 21.9 |
| Modelo 45 | Z2 S2 | 0.00 | 0.00 | 23.8 | 24.0 | 1.19 | 0.68 | 24.7 | 22.4 | 1.10 | 0.50 | 22.3 | 22.6 | 1.85 | 0.99 | 22.1 | 25.0 |
| Modelo 28 | Z2 S3 | 0.00 | 0.00 | 14.1 | 14.2 | 0.11 | 0.05 | 15.0 | 13.5 | 0.18 | 0.08 | 13.5 | 13.7 | 0.32 | 0.19 | 13.4 | 15.2 |
| Modelo 34 | Z2 S3 | 0.34 | -0.57 | 25.1 | 25.3 | 1.00 | 0.56 | 26.6 | 24.0 | 0.19 | 0.04 | 23.9 | 24.2 | 0.54 | 0.29 | 23.7 | 27.0 |
| Modelo 40 | Z2 S3 | 0.00 | 0.00 | 24.0 | 24.2 | 0.99 | 0.56 | 25.1 | 22.8 | 0.70 | 0.31 | 22.6 | 23.0 | 1.28 | 0.69 | 22.5 | 25.5 |
| Modelo 46 | Z2 S3 | 0.00 | 0.00 | 27.8 | 28.0 | 1.19 | 0.68 | 28.8 | 26.1 | 1.10 | 0.50 | 26.0 | 26.4 | 1.85 | 0.99 | 25.8 | 29.2 |
| Modelo 29 | Z3 S2 | 0.00 | 0.00 | 16.3 | 16.4 | 0.11 | 0.05 | 17.2 | 15.5 | 0.18 | 0.08 | 15.6 | 15.7 | 0.32 | 0.19 | 15.4 | 17.4 |
| Modelo 35 | Z3 S2 | 0.34 | -0.57 | 28.9 | 29.1 | 1.00 | 0.56 | 30.6 | 27.6 | 0.19 | 0.04 | 27.4 | 27.9 | 0.54 | 0.29 | 27.2 | 31.0 |
| Modelo 41 | Z3 S2 | 0.00 | 0.00 | 27.6 | 27.9 | 0.99 | 0.56 | 28.9 | 26.2 | 0.70 | 0.31 | 26.0 | 26.5 | 1.28 | 0.69 | 25.9 | 29.4 |
| Modelo 47 | Z3 S2 | 0.00 | 0.00 | 32.0 | 32.3 | 1.19 | 0.68 | 33.2 | 30.0 | 1.10 | 0.50 | 29.9 | 30.3 | 1.85 | 0.99 | 29.7 | 33.6 |
| Modelo 30 | Z3 S3 | 0.00 | 0.00 | 17.0 | 17.1 | 0.11 | 0.05 | 18.0 | 16.2 | 0.18 | 0.08 | 16.2 | 16.4 | 0.32 | 0.19 | 16.1 | 18.2 |
| Modelo 36 | Z3 S3 | 0.34 | -0.57 | 30.1 | 30.4 | 1.00 | 0.56 | 31.9 | 28.8 | 0.19 | 0.04 | 28.6 | 29.1 | 0.54 | 0.29 | 28.4 | 32.4 |
| Modelo 42 | Z3 S3 | 0.00 | 0.00 | 28.8 | 29.1 | 0.99 | 0.56 | 30.2 | 27.3 | 0.70 | 0.31 | 27.2 | 27.6 | 1.28 | 0.69 | 27.0 | 30.6 |
| Modelo 48 | Z3 S2 | 0.00 | 0.00 | 33.4 | 33.7 | 1.19 | 0.68 | 34.6 | 31.3 | 1.10 | 0.50 | 31.2 | 31.7 | 1.85 | 0.99 | 31.0 | 35.1 |

4.1.4.6. Fuerzas en Vigas

Con relación a las fuerzas en las vigas, se presentan los resultados correspondientes a las vigas 106 (V106), 107 (V107), 166 (V166), y 167 (V167) mostradas en la figura 75, figura 76 y figura 77. Los resultados mostrados corresponden a los edificios de tres y cinco niveles. Los resultados corresponden a los momentos flectores en el extremo izquierdo tal como se indica en la figura 75.

Figura 75
Identificación de vigas analizadas.

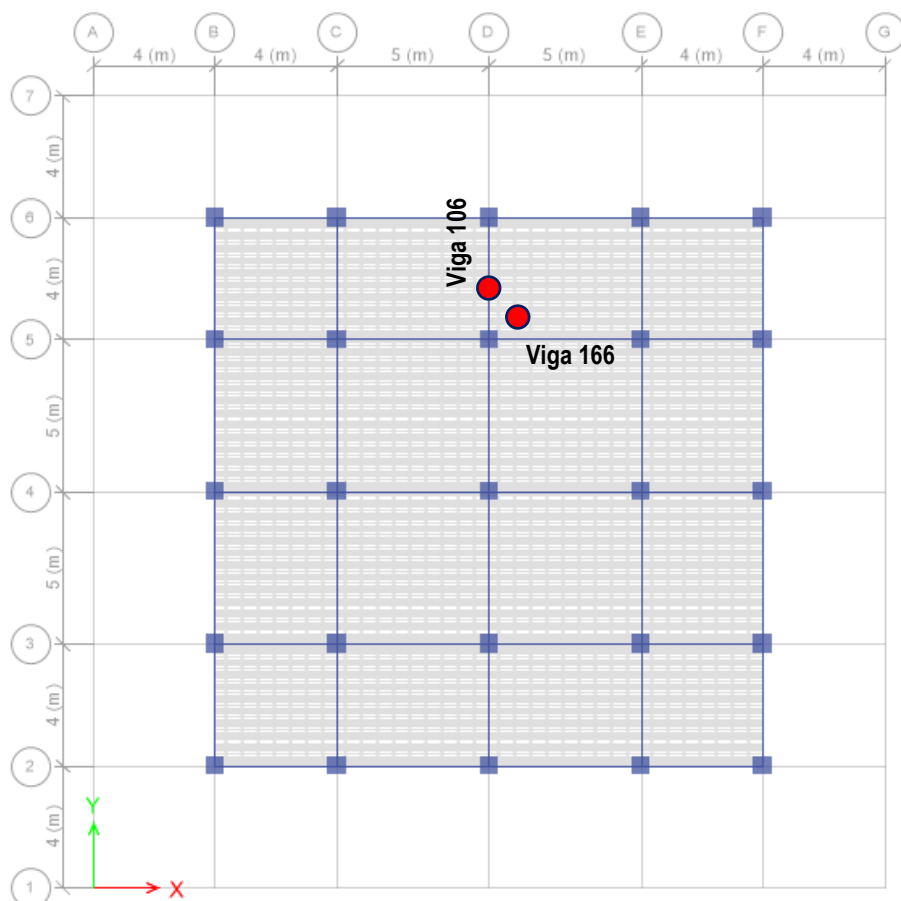
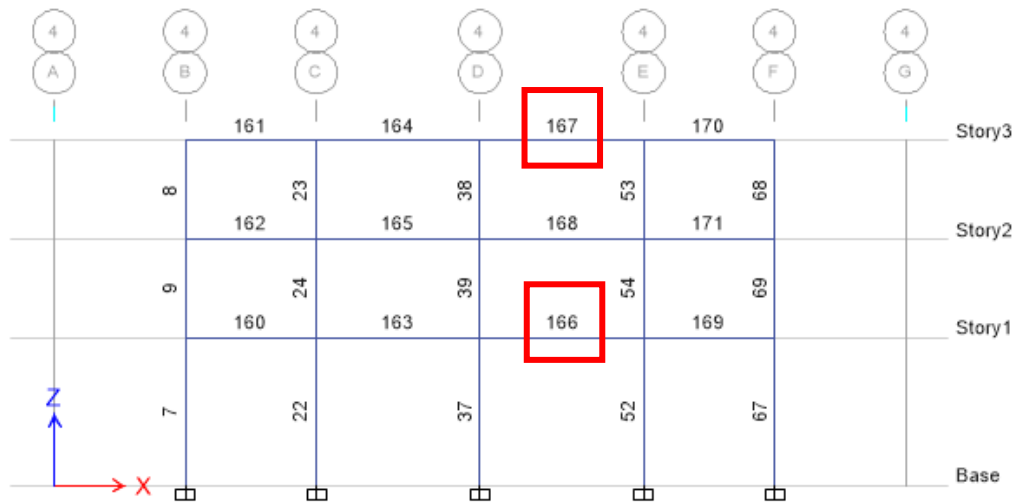
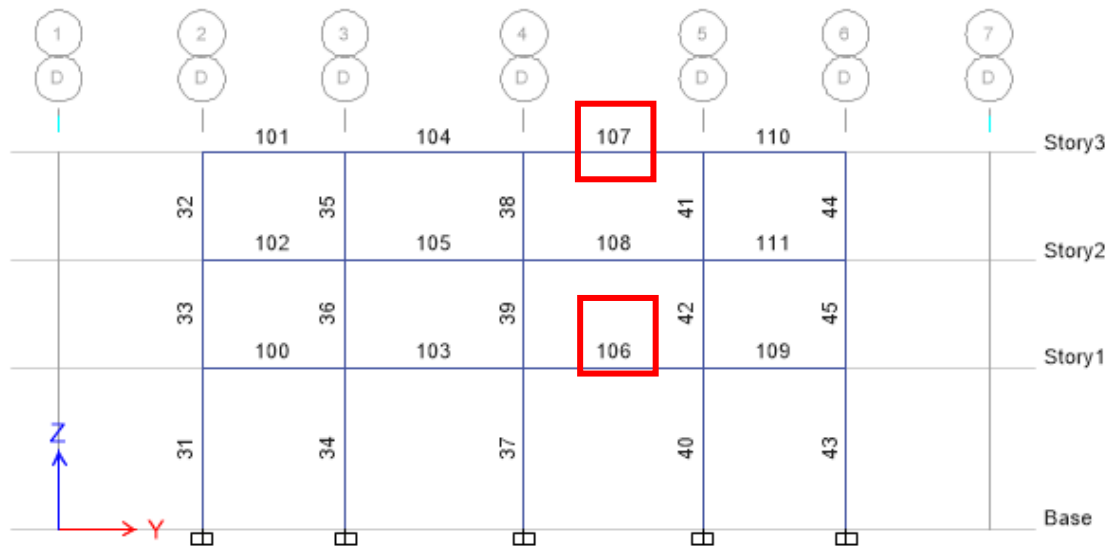


Figura 76

Identificación de vigas V166 y V167 analizadas.

**Figura 77**

Identificación de vigas V106 y V107 analizadas.



Con respecto a la viga V106, la tabla 105 muestra la respuesta de momento flector de la viga V106 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 106 muestra la respuesta de momento flector de la viga V106 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQy. En la figura 78, se muestra la variación del momento flector en la viga V106 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 105*Momento Flector en viga V106 – Edificio de tres niveles*

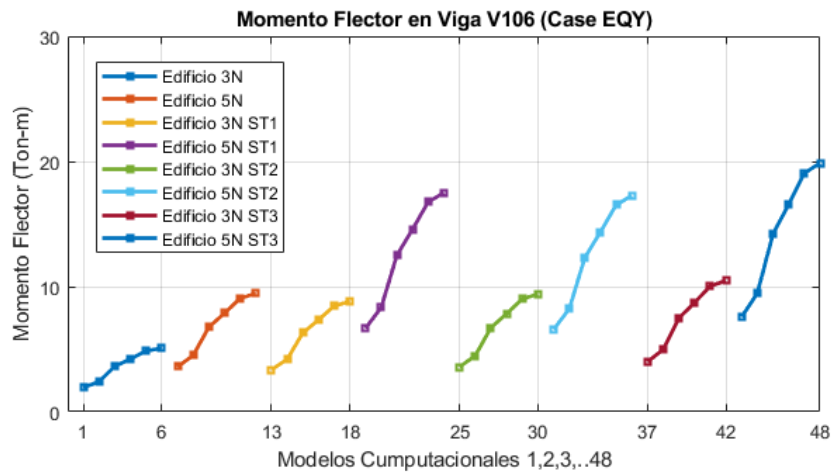
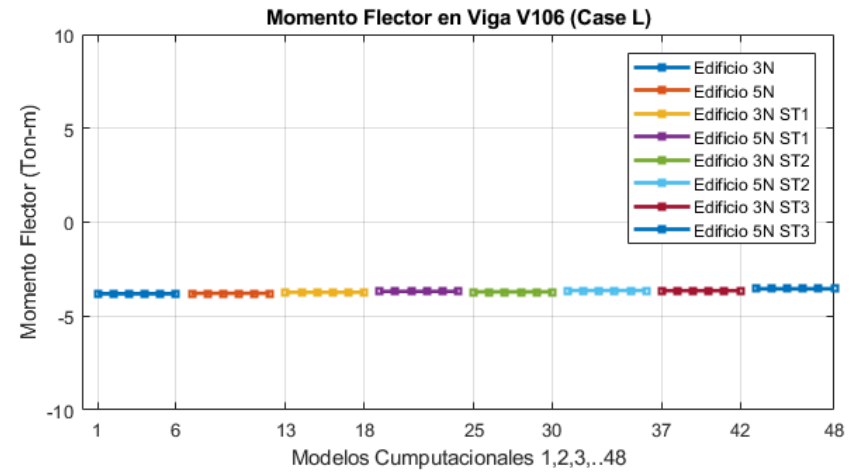
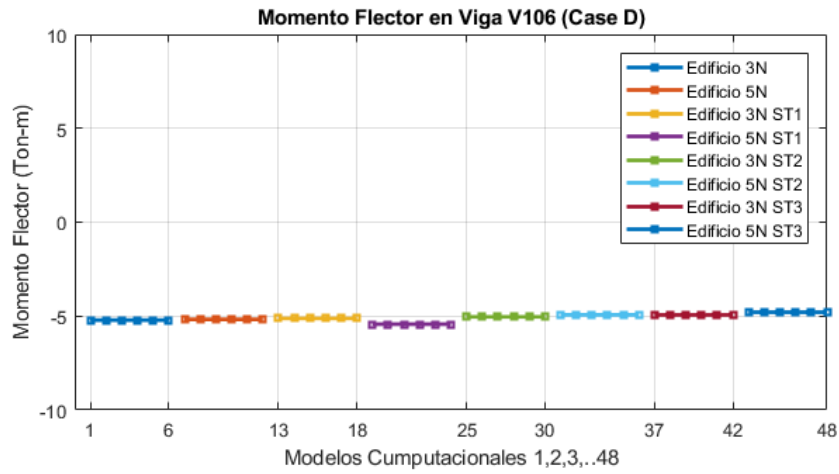
| Momento Flector en Viga 106 | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQy (Ton-m) |
| Modelo 1 Z1 S2 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 1.93 |
| Modelo 2 Z1 S3 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 2.42 |
| Modelo 3 Z2 S2 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 3.63 |
| Modelo 4 Z2 S3 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 4.23 |
| Modelo 5 Z3 S2 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 4.87 |
| Modelo 6 Z3 S3 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 5.08 |
| Modelo 7 Z1 S2 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 3.36 |
| Modelo 8 Z1 S3 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 4.20 |
| Modelo 9 Z2 S2 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 6.30 |
| Modelo 10 Z2 S3 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 7.35 |
| Modelo 11 Z3 S2 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 8.45 |
| Modelo 12 Z3 S3 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 8.82 |
| Modelo 13 Z1 S2 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 3.58 |
| Modelo 14 Z1 S3 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 4.47 |
| Modelo 15 Z2 S2 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 6.71 |
| Modelo 16 Z2 S3 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 7.83 |
| Modelo 17 Z3 S2 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 9.01 |
| Modelo 18 Z3 S3 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 9.40 |
| Modelo 19 Z1 S2 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 3.99 |
| Modelo 20 Z1 S3 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 4.99 |
| Modelo 21 Z2 S2 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 7.48 |
| Modelo 22 Z2 S3 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 8.73 |
| Modelo 23 Z3 S2 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 10.04 |
| Modelo 24 Z3 S3 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 10.48 |

Tabla 106*Momento Flector en viga V106 – Edificio de cinco niveles*

| Momento Flector en Viga 106 | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQy (Ton-m) |
| Modelo 25 Z1 S2 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 3.60 |
| Modelo 26 Z1 S3 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 4.50 |
| Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 6.75 |
| Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 7.88 |
| Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 9.06 |
| Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 9.45 |
| Modelo 31 Z1 S2 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 6.67 |
| Modelo 32 Z1 S3 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 8.33 |
| Modelo 33 Z2 S2 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 12.50 |
| Modelo 34 Z2 S3 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 14.58 |
| Modelo 35 Z3 S2 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 16.77 |
| Modelo 36 Z3 S3 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 17.50 |
| Modelo 37 Z1 S2 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 6.58 |
| Modelo 38 Z1 S3 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 8.22 |
| Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 12.33 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 14.38 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 16.54 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 17.26 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 7.58 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 9.46 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 14.20 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 16.56 |

Figura 78

Variación del momento flector en viga V106 – Caso de carga D, L, EQy



Con respecto a la viga V107, la tabla 107 muestra la respuesta de momento flector de la viga V107 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQy. Por otro lado, La tabla 108 muestra la respuesta de momento flector de la viga V107 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQy. En la figura 79, se muestra la variación del momento flector en la viga V107 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 107*Momento Flector en viga V107 – Edificio de tres niveles*

| Momento Flector en Viga 107 | | | | |
|-----------------------------|--------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQy (Ton-m) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -4.38 | -0.74 | 0.77 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -4.38 | -0.74 | 0.96 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -4.38 | -0.74 | 1.45 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -4.38 | -0.74 | 1.69 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -4.38 | -0.74 | 1.94 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -4.38 | -0.74 | 2.03 |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | -4.33 | -0.71 | 1.58 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | -4.33 | -0.71 | 1.98 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | -4.33 | -0.71 | 2.96 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | -4.33 | -0.71 | 3.46 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | -4.33 | -0.71 | 3.98 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | -4.33 | -0.71 | 4.15 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -4.25 | -0.67 | 1.76 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -4.25 | -0.67 | 2.19 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -4.25 | -0.67 | 3.29 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -4.25 | -0.67 | 3.84 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -4.25 | -0.67 | 4.42 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -4.25 | -0.67 | 4.61 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -4.16 | -0.61 | 2.12 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -4.16 | -0.61 | 2.64 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -4.16 | -0.61 | 3.97 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -4.16 | -0.61 | 4.63 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -4.16 | -0.61 | 5.32 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | -4.16 | -0.61 | 5.56 |

Tabla 108
Momento Flector en viga V107 – Edificio de cinco niveles

| Momento Flector en Viga 107 | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQy (Ton-m) |
| Modelo 16 Z2 S3 ST2 3N | -5.08 | -3.73 | 2.69 |
| Modelo 17 Z3 S2 ST2 3N | -5.08 | -3.73 | 3.36 |
| Modelo 18 Z3 S3 ST2 3N | -5.08 | -3.73 | 5.05 |
| Modelo 37 Z1 S2 ST2 5N | -5.08 | -3.73 | 5.89 |
| Modelo 38 Z1 S3 ST2 5N | -5.08 | -3.73 | 6.77 |
| Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N | -5.08 | -3.73 | 7.07 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | -5.36 | -3.67 | 5.68 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | -5.36 | -3.67 | 7.10 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | -5.36 | -3.67 | 10.65 |
| Modelo 19 Z1 S2 ST3 3N | -5.36 | -3.67 | 12.43 |
| Modelo 20 Z1 S3 ST3 3N | -5.36 | -3.67 | 14.29 |
| Modelo 21 Z2 S2 ST3 3N | -5.36 | -3.67 | 14.92 |
| Modelo 22 Z2 S3 ST3 3N | -4.87 | -3.59 | 5.63 |
| Modelo 23 Z3 S2 ST3 3N | -4.87 | -3.59 | 7.03 |
| Modelo 24 Z3 S2 ST3 3N | -4.87 | -3.59 | 10.55 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -4.87 | -3.59 | 12.31 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -4.87 | -3.59 | 14.16 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -4.87 | -3.59 | 14.78 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -4.73 | -3.51 | 6.50 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -4.73 | -3.51 | 8.12 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -4.73 | -3.51 | 12.19 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | -4.73 | -3.51 | 14.21 |
| Modelo 47 Z3 S2 ST3 5N | -4.73 | -3.51 | 16.35 |
| Modelo 48 Z3 S2 ST3 5N | -4.73 | -3.51 | 17.06 |

Con respecto a la viga V166, la tabla 109 muestra la respuesta de momento flector de la viga V166 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQx. Por otro lado, La tabla 110 muestra la respuesta de momento flector de la viga V166 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQx. En la figura 80, se muestra la variación del momento flector en la viga V166 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 109*Momento Flector en viga V166 – Edificio de tres niveles*

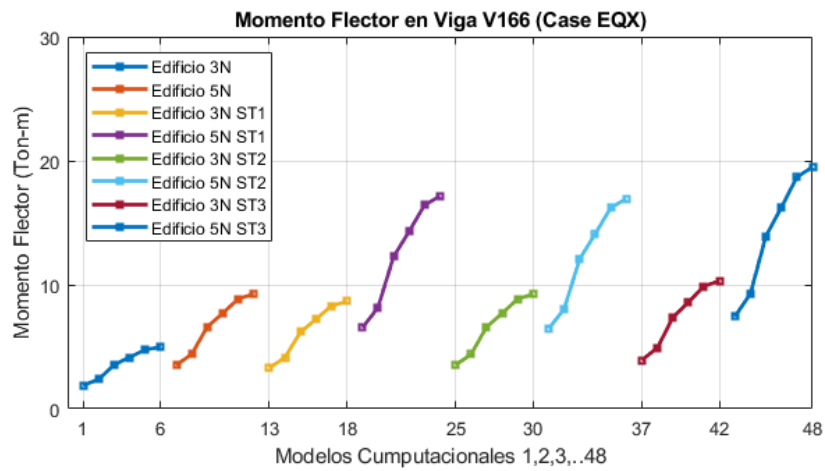
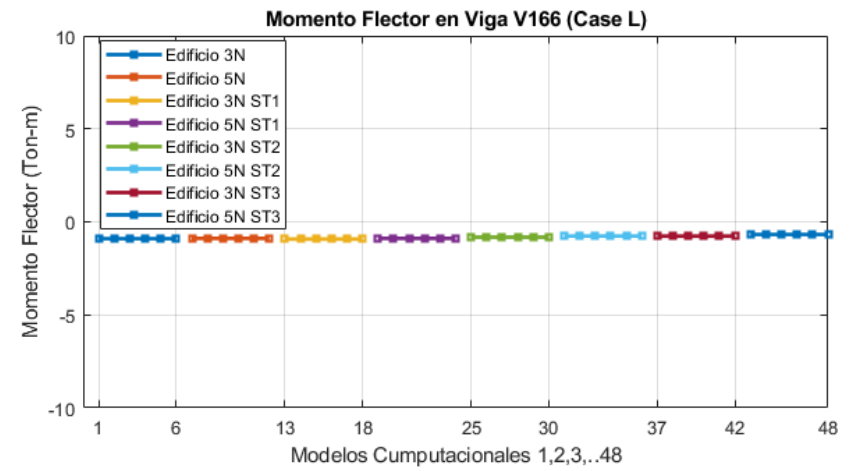
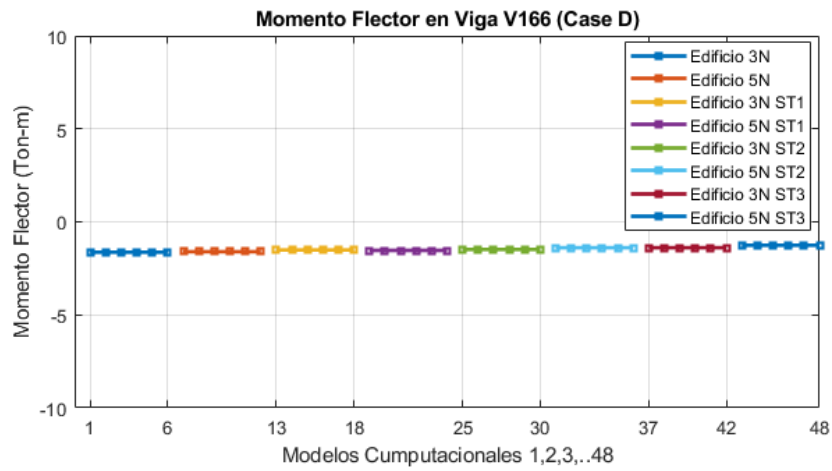
| Momento Flector en Viga 166 | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQx (Ton-m) |
| Modelo 1 Z1 S2 ST0 3N | -1.63 | -0.91 | 1.90 |
| Modelo 2 Z1 S3 ST0 3N | -1.63 | -0.91 | 2.37 |
| Modelo 3 Z2 S2 ST0 3N | -1.63 | -0.91 | 3.56 |
| Modelo 4 Z2 S3 ST0 3N | -1.63 | -0.91 | 4.15 |
| Modelo 5 Z3 S2 ST0 3N | -1.63 | -0.91 | 4.77 |
| Modelo 6 Z3 S3 ST0 3N | -1.63 | -0.91 | 4.98 |
| Modelo 16 Z2 S3 ST2 3N | -1.51 | -0.93 | 3.30 |
| Modelo 17 Z3 S2 ST2 3N | -1.51 | -0.93 | 4.12 |
| Modelo 18 Z3 S3 ST2 3N | -1.51 | -0.93 | 6.18 |
| Modelo 37 Z1 S2 ST2 5N | -1.51 | -0.93 | 7.21 |
| Modelo 38 Z1 S3 ST2 5N | -1.51 | -0.93 | 8.30 |
| Modelo 39 Z2 S2 ST2 5N | -1.51 | -0.93 | 8.66 |
| Modelo 25 Z1 S2 ST0 5N | -1.49 | -0.82 | 3.52 |
| Modelo 26 Z1 S3 ST0 5N | -1.49 | -0.82 | 4.40 |
| Modelo 27 Z2 S2 ST0 5N | -1.49 | -0.82 | 6.60 |
| Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N | -1.49 | -0.82 | 7.70 |
| Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N | -1.49 | -0.82 | 8.85 |
| Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N | -1.49 | -0.82 | 9.24 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | -1.39 | -0.77 | 3.93 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | -1.39 | -0.77 | 4.91 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | -1.39 | -0.77 | 7.36 |
| Modelo 19 Z1 S2 ST3 3N | -1.39 | -0.77 | 8.59 |
| Modelo 20 Z1 S3 ST3 3N | -1.39 | -0.77 | 9.88 |
| Modelo 21 Z2 S2 ST3 3N | -1.39 | -0.77 | 10.31 |

Tabla 110
Momento Flector en viga V166 – Edificio de cinco niveles

| Momento Flector en Viga 166 | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQx (Ton-m) |
| Modelo 10 Z2 S3 ST1 3N | -1.60 | -0.89 | 3.52 |
| Modelo 11 Z3 S2 ST1 3N | -1.60 | -0.89 | 4.40 |
| Modelo 12 Z3 S3 ST1 3N | -1.60 | -0.89 | 6.61 |
| Modelo 22 Z2 S3 ST3 3N | -1.60 | -0.89 | 7.71 |
| Modelo 23 Z3 S2 ST3 3N | -1.60 | -0.89 | 8.87 |
| Modelo 24 Z3 S2 ST3 3N | -1.60 | -0.89 | 9.25 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -1.54 | -0.89 | 6.54 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -1.54 | -0.89 | 8.16 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -1.54 | -0.89 | 12.25 |
| Modelo 19 Z1 S2 ST3 3N | -1.54 | -0.89 | 14.29 |
| Modelo 20 Z1 S3 ST3 3N | -1.54 | -0.89 | 16.43 |
| Modelo 21 Z2 S2 ST3 3N | -1.54 | -0.89 | 17.15 |
| Modelo 22 Z2 S3 ST3 3N | -1.39 | -0.76 | 6.45 |
| Modelo 23 Z3 S2 ST3 3N | -1.39 | -0.76 | 8.06 |
| Modelo 24 Z3 S2 ST3 3N | -1.39 | -0.76 | 12.09 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -1.39 | -0.76 | 14.10 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -1.39 | -0.76 | 16.22 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -1.39 | -0.76 | 16.92 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -1.26 | -0.68 | 7.43 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -1.26 | -0.68 | 9.28 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -1.26 | -0.68 | 13.93 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | -1.26 | -0.68 | 16.25 |
| Modelo 47 Z3 S2 ST3 5N | -1.26 | -0.68 | 18.69 |
| Modelo 48 Z3 S2 ST3 5N | -1.26 | -0.68 | 19.50 |

Figura 80

Variación del momento flector en viga V166 – Caso de carga D, L, EQx.



Con respecto a la viga V167, la tabla 111 muestra la respuesta de momento flector de la viga V167 para el edificio de tres niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQx. Por otro lado, La tabla 112 muestra la respuesta de momento flector de la viga V167 para el edificio de cinco niveles. Se muestra el momento flector generado por la carga permanente D, por la sobrecarga L, y por el caso de caso de carga sísmico EQx. En la figura 81, se muestra la variación del momento flector en la viga V167 para cada caso de carga e incorporando las estructuras de sótano de 1, 2 y 3 niveles.

Tabla 111*Momento Flector en viga V167 – Edificio de tres niveles*

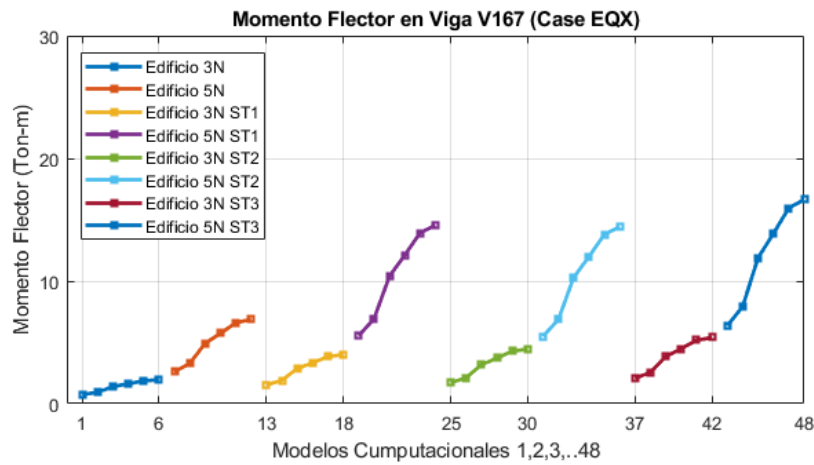
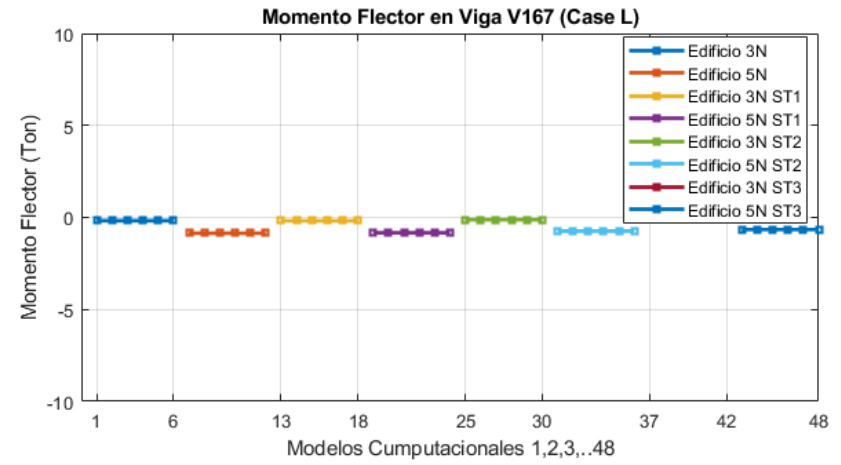
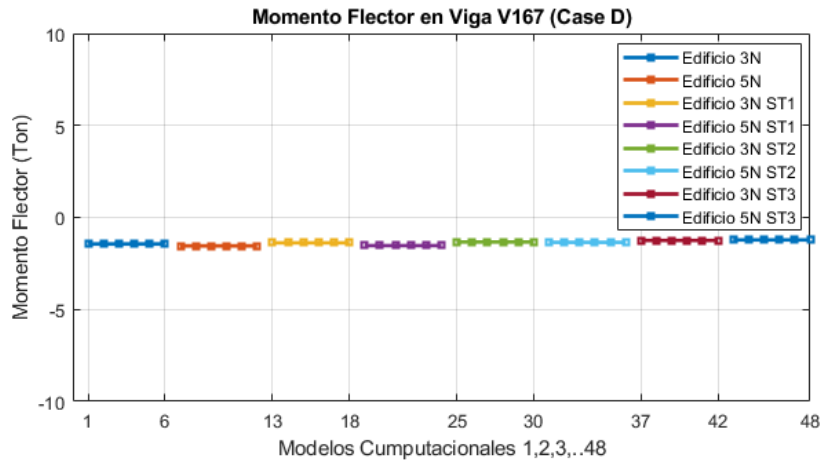
| Momento Flector en Viga 167 | | | | |
|-----------------------------|--------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQx (Ton-m) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -1.44 | -0.18 | 0.74 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -1.44 | -0.18 | 0.93 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -1.44 | -0.18 | 1.39 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -1.44 | -0.18 | 1.62 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -1.44 | -0.18 | 1.87 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -1.44 | -0.18 | 1.95 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -1.38 | -0.18 | 1.53 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -1.38 | -0.18 | 1.91 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -1.38 | -0.18 | 2.86 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -1.38 | -0.18 | 3.34 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -1.38 | -0.18 | 3.84 |
| Modelo 24 | Z3 S2 ST3 3N | -1.38 | -0.18 | 4.00 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -1.34 | -0.12 | 1.70 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -1.34 | -0.12 | 2.12 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -1.34 | -0.12 | 3.19 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | -1.34 | -0.12 | 3.72 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | -1.34 | -0.12 | 4.27 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | -1.34 | -0.12 | 4.46 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | -1.25 | -0.07 | 2.06 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | -1.25 | -0.07 | 2.57 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | -1.25 | -0.07 | 3.85 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -1.25 | -0.07 | 4.49 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -1.25 | -0.07 | 5.17 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -1.25 | -0.07 | 5.39 |

Tabla 112
Momento Flector en viga V167 – Edificio de cinco niveles

| Momento Flector en Viga 167 | | | |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| Modelo Computacional | Carga Permanente (D) Ton-m | Sobrecarga (L) Ton-m | Carga Sísmica EQx (Ton-m) |
| Modelo 28 Z2 S3 ST0 5N | -1.55 | -0.86 | 2.62 |
| Modelo 29 Z3 S2 ST0 5N | -1.55 | -0.86 | 3.27 |
| Modelo 30 Z3 S3 ST0 5N | -1.55 | -0.86 | 4.91 |
| Modelo 22 Z2 S3 ST3 3N | -1.55 | -0.86 | 5.73 |
| Modelo 23 Z3 S2 ST3 3N | -1.55 | -0.86 | 6.59 |
| Modelo 24 Z3 S2 ST3 3N | -1.55 | -0.86 | 6.88 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -1.53 | -0.83 | 5.54 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -1.53 | -0.83 | 6.92 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -1.53 | -0.83 | 10.38 |
| Modelo 40 Z2 S3 ST2 5N | -1.53 | -0.83 | 12.11 |
| Modelo 41 Z3 S2 ST2 5N | -1.53 | -0.83 | 13.93 |
| Modelo 42 Z3 S3 ST2 5N | -1.53 | -0.83 | 14.54 |
| Modelo 19 Z1 S2 ST3 3N | -1.35 | -0.74 | 5.49 |
| Modelo 20 Z1 S3 ST3 3N | -1.35 | -0.74 | 6.86 |
| Modelo 21 Z2 S2 ST3 3N | -1.35 | -0.74 | 10.29 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -1.35 | -0.74 | 12.00 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -1.35 | -0.74 | 13.81 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -1.35 | -0.74 | 14.41 |
| Modelo 43 Z1 S2 ST3 5N | -1.22 | -0.66 | 6.34 |
| Modelo 44 Z1 S3 ST3 5N | -1.22 | -0.66 | 7.92 |
| Modelo 45 Z2 S2 ST3 5N | -1.22 | -0.66 | 11.89 |
| Modelo 46 Z2 S3 ST3 5N | -1.22 | -0.66 | 13.87 |
| Modelo 47 Z3 S2 ST3 5N | -1.22 | -0.66 | 15.95 |
| Modelo 48 Z3 S2 ST3 5N | -1.22 | -0.66 | 16.64 |

Figura 81

Variación del momento flector en viga V167 – Caso de carga D, L, EQx.



En la tabla 113 y 114 se muestra los resultados del momento flector en las vigas V106, V107, V166 y V167 para el edificio de tres y cinco niveles, respectivamente. Con respecto a los resultados de momento flector de las vigas del edificio de tres niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la viga V106, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 5% para el caso de carga D y hasta en un 4% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQy se observa un incremento del momento flector de hasta el 206%. Con respecto a la viga V107, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 5% para el caso de carga D y hasta en un 17% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQy se observa un incremento del momento flector de hasta el 274%. Con respecto a la viga V166, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 15% para el caso de carga D y hasta en un 15% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQx se observa un incremento del momento flector de hasta el 207%. Con respecto a la viga V167, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 13% para el caso de carga D y hasta en un 60% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQx se observa un incremento del momento flector de hasta el 277%.

Con respecto a los resultados de momento flector de las vigas del edificio de cinco niveles, se observa lo siguiente: Para el caso de la viga V106, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 7% para el caso de carga D y hasta en un 6% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQy se observa un incremento del momento flector de hasta el 210%. Con respecto a la viga V107, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 7% para el caso de carga D y hasta en un 6% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQy se observa un incremento del momento flector de hasta el 241%. Con

respecto a la viga V166, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 21% para el caso de carga D y hasta en un 24% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQx se observa un incremento del momento flector de hasta el 211%. Con respecto a la viga V167, la incorporación de la estructura de sótanos disminuye los momentos flectores hasta en un 21% para el caso de carga D y hasta en un 23% para el caso de carga L; por otro lado, para el caso de carga sísmico EQx se observa un incremento del momento flector de hasta el 242%.

Tabla 113*Momento Flector en vigas V106, V107, V166, V167- Edificio de tres niveles*

| Modelo Computacional | | Momento Flector en Viga 106 | | | Momento Flector en Viga 107 | | | Momento Flector en Viga 166 | | | Momento Flector en Viga 167 | | |
|----------------------|-----------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|
| | | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) |
| Modelo 1 | Z1 S2 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 1.93 | -4.38 | -0.74 | 0.77 | -1.63 | -0.91 | 1.90 | -1.44 | -0.18 | 0.74 |
| Modelo 7 | Z1 S2 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 3.36 | -4.33 | -0.71 | 1.58 | -1.51 | -0.93 | 3.30 | -1.38 | -0.18 | 1.53 |
| Modelo 13 | Z1 S2 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 3.58 | -4.25 | -0.67 | 1.76 | -1.49 | -0.82 | 3.52 | -1.34 | -0.12 | 1.70 |
| Modelo 19 | Z1 S2 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 3.99 | -4.16 | -0.61 | 2.12 | -1.39 | -0.77 | 3.93 | -1.25 | -0.07 | 2.06 |
| Modelo 2 | Z1 S3 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 2.42 | -4.38 | -0.74 | 0.96 | -1.63 | -0.91 | 2.37 | -1.44 | -0.18 | 0.93 |
| Modelo 8 | Z1 S3 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 4.20 | -4.33 | -0.71 | 1.98 | -1.51 | -0.93 | 4.12 | -1.38 | -0.18 | 1.91 |
| Modelo 14 | Z1 S3 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 4.47 | -4.25 | -0.67 | 2.19 | -1.49 | -0.82 | 4.40 | -1.34 | -0.12 | 2.12 |
| Modelo 20 | Z1 S3 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 4.99 | -4.16 | -0.61 | 2.64 | -1.39 | -0.77 | 4.91 | -1.25 | -0.07 | 2.57 |
| Modelo 3 | Z2 S2 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 3.63 | -4.38 | -0.74 | 1.45 | -1.63 | -0.91 | 3.56 | -1.44 | -0.18 | 1.39 |
| Modelo 9 | Z2 S2 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 6.30 | -4.33 | -0.71 | 2.96 | -1.51 | -0.93 | 6.18 | -1.38 | -0.18 | 2.86 |
| Modelo 15 | Z2 S2 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 6.71 | -4.25 | -0.67 | 3.29 | -1.49 | -0.82 | 6.60 | -1.34 | -0.12 | 3.19 |
| Modelo 21 | Z2 S2 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 7.48 | -4.16 | -0.61 | 3.97 | -1.39 | -0.77 | 7.36 | -1.25 | -0.07 | 3.85 |
| Modelo 4 | Z2 S3 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 4.23 | -4.38 | -0.74 | 1.69 | -1.63 | -0.91 | 4.15 | -1.44 | -0.18 | 1.62 |
| Modelo 10 | Z2 S3 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 7.35 | -4.33 | -0.71 | 3.46 | -1.51 | -0.93 | 7.21 | -1.38 | -0.18 | 3.34 |
| Modelo 16 | Z2 S3 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 7.83 | -4.25 | -0.67 | 3.84 | -1.49 | -0.82 | 7.70 | -1.34 | -0.12 | 3.72 |
| Modelo 22 | Z2 S3 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 8.73 | -4.16 | -0.61 | 4.63 | -1.39 | -0.77 | 8.59 | -1.25 | -0.07 | 4.49 |
| Modelo 5 | Z3 S2 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 4.87 | -4.38 | -0.74 | 1.94 | -1.63 | -0.91 | 4.77 | -1.44 | -0.18 | 1.87 |
| Modelo 11 | Z3 S2 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 8.45 | -4.33 | -0.71 | 3.98 | -1.51 | -0.93 | 8.30 | -1.38 | -0.18 | 3.84 |
| Modelo 17 | Z3 S2 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 9.01 | -4.25 | -0.67 | 4.42 | -1.49 | -0.82 | 8.85 | -1.34 | -0.12 | 4.27 |
| Modelo 23 | Z3 S2 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 10.04 | -4.16 | -0.61 | 5.32 | -1.39 | -0.77 | 9.88 | -1.25 | -0.07 | 5.17 |
| Modelo 6 | Z3 S3 ST0 3N | -5.22 | -3.81 | 5.08 | -4.38 | -0.74 | 2.03 | -1.63 | -0.91 | 4.98 | -1.44 | -0.18 | 1.95 |
| Modelo 12 | Z3 S3 ST1 3N | -5.13 | -3.73 | 8.82 | -4.33 | -0.71 | 4.15 | -1.51 | -0.93 | 8.66 | -1.38 | -0.18 | 4.00 |
| Modelo 18 | Z3 S3 ST2 3N | -5.04 | -3.71 | 9.40 | -4.25 | -0.67 | 4.61 | -1.49 | -0.82 | 9.24 | -1.34 | -0.12 | 4.46 |
| Modelo 24 | Z3 S3 ST3 3N | -4.94 | -3.65 | 10.48 | -4.16 | -0.61 | 5.56 | -1.39 | -0.77 | 10.31 | -1.25 | -0.07 | 5.39 |

Tabla 114*Momento Flector en vigas V106, V107, V166, V167- Edificio de cinco niveles*

| Modelo Computacional | | Momento Flector en Viga 106 | | | Momento Flector en Viga 107 | | | Momento Flector en Viga 166 | | | Momento Flector en Viga 167 | | |
|----------------------|--------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|
| | | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) | D (Ton-m) | L (Ton-m) | EQy (Ton-m) |
| Modelo 25 | Z1 S2 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 3.60 | -5.08 | -3.73 | 2.69 | -1.60 | -0.89 | 3.52 | -1.55 | -0.86 | 2.62 |
| Modelo 31 | Z1 S2 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 6.67 | -5.36 | -3.67 | 5.68 | -1.54 | -0.89 | 6.54 | -1.53 | -0.83 | 5.54 |
| Modelo 37 | Z1 S2 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 6.58 | -4.87 | -3.59 | 5.63 | -1.39 | -0.76 | 6.45 | -1.35 | -0.74 | 5.49 |
| Modelo 43 | Z1 S2 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 7.58 | -4.73 | -3.51 | 6.50 | -1.26 | -0.68 | 7.43 | -1.22 | -0.66 | 6.34 |
| Modelo 26 | Z1 S3 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 4.50 | -5.08 | -3.73 | 3.36 | -1.60 | -0.89 | 4.40 | -1.55 | -0.86 | 3.27 |
| Modelo 32 | Z1 S3 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 8.33 | -5.36 | -3.67 | 7.10 | -1.54 | -0.89 | 8.16 | -1.53 | -0.83 | 6.92 |
| Modelo 38 | Z1 S3 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 8.22 | -4.87 | -3.59 | 7.03 | -1.39 | -0.76 | 8.06 | -1.35 | -0.74 | 6.86 |
| Modelo 44 | Z1 S3 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 9.46 | -4.73 | -3.51 | 8.12 | -1.26 | -0.68 | 9.28 | -1.22 | -0.66 | 7.92 |
| Modelo 27 | Z2 S2 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 6.75 | -5.08 | -3.73 | 5.05 | -1.60 | -0.89 | 6.61 | -1.55 | -0.86 | 4.91 |
| Modelo 33 | Z2 S2 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 12.50 | -5.36 | -3.67 | 10.65 | -1.54 | -0.89 | 12.25 | -1.53 | -0.83 | 10.38 |
| Modelo 39 | Z2 S2 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 12.33 | -4.87 | -3.59 | 10.55 | -1.39 | -0.76 | 12.09 | -1.35 | -0.74 | 10.29 |
| Modelo 45 | Z2 S2 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 14.20 | -4.73 | -3.51 | 12.19 | -1.26 | -0.68 | 13.93 | -1.22 | -0.66 | 11.89 |
| Modelo 28 | Z2 S3 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 7.88 | -5.08 | -3.73 | 5.89 | -1.60 | -0.89 | 7.71 | -1.55 | -0.86 | 5.73 |
| Modelo 34 | Z2 S3 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 14.58 | -5.36 | -3.67 | 12.43 | -1.54 | -0.89 | 14.29 | -1.53 | -0.83 | 12.11 |
| Modelo 40 | Z2 S3 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 14.38 | -4.87 | -3.59 | 12.31 | -1.39 | -0.76 | 14.10 | -1.35 | -0.74 | 12.00 |
| Modelo 46 | Z2 S3 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 16.56 | -4.73 | -3.51 | 14.21 | -1.26 | -0.68 | 16.25 | -1.22 | -0.66 | 13.87 |
| Modelo 29 | Z3 S2 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 9.06 | -5.08 | -3.73 | 6.77 | -1.60 | -0.89 | 8.87 | -1.55 | -0.86 | 6.59 |
| Modelo 35 | Z3 S2 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 16.77 | -5.36 | -3.67 | 14.29 | -1.54 | -0.89 | 16.43 | -1.53 | -0.83 | 13.93 |
| Modelo 41 | Z3 S2 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 16.54 | -4.87 | -3.59 | 14.16 | -1.39 | -0.76 | 16.22 | -1.35 | -0.74 | 13.81 |
| Modelo 47 | Z3 S2 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 19.05 | -4.73 | -3.51 | 16.35 | -1.26 | -0.68 | 18.69 | -1.22 | -0.66 | 15.95 |
| Modelo 30 | Z3 S3 ST0 5N | -5.18 | -3.79 | 9.45 | -5.08 | -3.73 | 7.07 | -1.60 | -0.89 | 9.25 | -1.55 | -0.86 | 6.88 |
| Modelo 36 | Z3 S3 ST1 5N | -5.43 | -3.68 | 17.50 | -5.36 | -3.67 | 14.92 | -1.54 | -0.89 | 17.15 | -1.53 | -0.83 | 14.54 |
| Modelo 42 | Z3 S3 ST2 5N | -4.93 | -3.64 | 17.26 | -4.87 | -3.59 | 14.78 | -1.39 | -0.76 | 16.92 | -1.35 | -0.74 | 14.41 |
| Modelo 48 | Z3 S3 ST3 5N | -4.79 | -3.55 | 19.88 | -4.73 | -3.51 | 17.06 | -1.26 | -0.68 | 19.50 | -1.22 | -0.66 | 16.64 |

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Fuerza Sísmica

La incorporación de las estructuras de sótano genera un incremento de las fuerzas sísmicas de cortante en las edificaciones (ver Tabla 23, Tabla 24, y Figura 38). Dichas fuerzas sísmicas son asumidas por las estructuras de sótano. Las estructuras de sótanos incrementan considerablemente el peso de la edificación, generando que las fuerzas sísmicas en cada piso se incrementen, a esto se suma que el tipo de suelo y la peligrosidad sísmica establecida en la norma E.030 también influyen en la magnitud de la fuerza sísmica, es decir, las fuerzas sísmicas se incrementan con la disminución de la calidad del suelo y se incrementan en lugares con mayor riesgo sísmico.

5.2. Periodos de Vibración

La incorporación de las estructuras de sótano genera la disminución de los periodos de vibración de los edificios de tres y cinco niveles con respecto al edificio sin sótanos (Ver Tabla 21, Tabla 22 y Figura 35). Sin embargo, es preciso indicar que, si bien los periodos de las estructuras con sótanos son menores a las estructuras sin sótanos, el periodo de la estructura con un sótano es ligeramente menor que el periodo de la estructura con 2 niveles de sótano y este a la vez es también ligeramente menor al periodo de la estructura con tres sótanos. Esta flexibilidad que se observa es debido al incremento de la altura de la edificación conforme se incrementa los niveles de sótanos en la edificación.

5.3. Fuerzas en los elementos estructurales

Con respecto a los elementos estructurales tipo columna, la incorporación de las estructuras de sótanos incrementa las fuerzas axiales en los edificios de tres y cinco niveles (Ver Tabla 83 y Tabla 84). Respecto a las fuerzas de corte, se observó incrementos de las fuerzas con la incorporación de los niveles de los sótanos, esto último debido al incremento de la fuerza sísmica que se distribuye en todos los elementos resistentes a la carga sísmica (Ver

Tabla 93 y Tabla 94). Con respecto a los momentos flectores se observa que la incorporación de las estructuras de sótanos incrementa los momentos flectores en los elementos estructurales tipo columna (Ver Tabla 103 y Tabla 104). Los incrementos de la respuesta de las fuerzas axiales, de corte y momento flector, se asocian al incremento de la carga sísmica a la que está sometida la edificación.

Con respecto a los elementos estructurales tipo viga, la incorporación de estructuras de sótanos en los edificios de tres y cinco niveles, incrementa los momentos flectores en las vigas (Ver tabla 113 y Tabla 114). Este efecto está relacionado con el incremento de la fuerza sísmica aplicada a la edificación.

5.3. Desplazamientos

Con respecto a los desplazamientos de piso, la incorporación de las estructuras de sótano en los edificios de tres y cinco niveles disminuye los desplazamientos de piso y por ende los desplazamientos de entre piso (Ver Tabla 73 y Tabla 74). La estructura de sótano presenta elementos altamente rígidos como son los muros de concreto que rigidizan el edificio, restringiendo así los desplazamientos. Por otro lado, si bien se ha incrementado la fuerza sísmica los muros de concreto de los sótanos permiten controlar los desplazamientos de los niveles de la superestructura.

VI. CONCLUSIONES

- 6.1. En la investigación se analizó el comportamiento sísmico de edificaciones de tres y cinco niveles, con la incorporación de estructuras de sótanos de uno, dos y tres niveles, ubicadas en la Región Loreto de la Selva Peruana. En tal sentido se tienen las siguientes conclusiones:
- 6.2. La incorporación de estructuras de sótanos en los edificios de tres y cinco niveles incrementa la fuerza sísmica. El incremento del peso de las edificaciones con la incorporación de estructuras de sótanos, genera el incremento del peso sísmico de las edificaciones y por ende se observa el incremento de las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio. A mayor número de estructuras de sótanos el peso sísmico se ve incrementado.
- 6.3. La incorporación de estructuras de sótanos en los edificios de tres y cinco niveles disminuye los periodos de vibración de las edificaciones. Las edificaciones con estructuras de sótanos de uno, dos y tres niveles presentan periodos de vibración menores a la estructura sin incorporación de sótanos.
- 6.4. Con respecto a las fuerzas en los elementos estructurales, la incorporación de las estructuras de sótanos disminuye las fuerzas axiales en las columnas de la superestructura, sin embargo, incrementa las fuerzas axiales en las estructuras de sótanos debido al incremento del peso sísmico. Por otro lado, la incorporación de las estructuras de sótanos incrementa las fuerzas de corte y los momentos flectores en las columnas. Con respecto a las fuerzas en las vigas, la incorporación de las estructuras de sótanos disminuye los momentos flectores.
- 6.5. La incorporación de estructuras de sótanos en los edificios de tres y cinco niveles disminuye los desplazamientos de piso y desplazamientos de entre de los edificios. Las estructuras de

sótano proporcionan mayor rigidez disminuyendo la respuesta de desplazamiento de piso y de entre piso.

- 6.6. En la Resolución Ministerial N° 043-2019-Vivienda, del 11 de febrero del 2019. La Norma Técnica Peruana E.030 - Diseño Sismorresistente, no incluye el análisis, del comportamiento sísmico de edificaciones con sótanos en la Selva Peruana de la Región Loreto y no especifica los tipos de suelos que existen en la toda la Región Loreto, por lo que esta investigación puede contribuir como una referencia para futuras investigaciones.
- 6.7. En la investigación se consideró estructuras de sótanos que se encuentran por debajo del nivel del terreno natural, sin embargo, no se ha considerado el efecto de interacción suelo – estructura explícitamente en la modelación estructural.

VII. RECOMENDACIONES

- 7.1. La presencia de niveles freáticos elevados genera disminución de la capacidad portante del suelo, por lo que sería recomendable estudiar tipologías de cimentación para edificios con estructuras de sótanos y evaluar la cantidad de niveles de sótano máximos a considerar en los proyectos de ingeniería.
- 7.2. Estudiar los posibles cambios en las secciones de los elementos estructurales con las incorporaciones de las estructuras de sótano para así disminuir el peso sísmico.
- 7.3. Con respecto a las fuerzas en los elementos estructurales, la incorporación de las estructuras de sótanos disminuye las fuerzas axiales en las columnas de la superestructura, sin embargo, incrementa las fuerzas axiales en las estructuras de sótanos debido al incremento del peso sísmico. Por otro lado, la incorporación de las estructuras de sótanos incrementa las fuerzas de corte y los momentos flectores en las columnas. Con respecto a las fuerzas en las vigas, la incorporación de las estructuras de sótanos disminuye los momentos flectores.
- 7.4. La incorporación de estructuras de sótanos en los edificios de tres y cinco niveles disminuye los desplazamientos de piso y desplazamientos de entre de los edificios. Las estructuras de sótano proporcionan mayor rigidez disminuyendo la respuesta de desplazamiento de piso y de entre piso.
- 7.4. Establecer parámetros de diseño para los suelos excepcionales que se puedan encontrar en el territorio de la Selva Peruana y así estudiar el comportamiento de las estructuras en estos tipos de suelos.
- 7.5. Evaluar las edificaciones incorporando interacción suelo – estructura para considerar tipos de suelos excepcionales presentes en la Selva Peruana.

VIII. REFERENCIAS

- Acedo, J. (2012). *Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos*. (Tesis de grado). Universidad Pontificia Católica del Perú.
- Aguilar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- Barros, L. y Penafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico - estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. (tesis). Universidad Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Bazán, E y Meli. R. (2005). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México, México: Limusa Noriega.
- Becerra, J. (2014). *La epistemología en la ingeniería civil*. Colombia, Colombia: UGC
- Borda, L. y Pastor, A. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos* (Tesis). Universidad Pontificia Católica del Perú.
- Chaitanya, P. y Noopur, S. (2016). Building with Underground Storey with Variations in Soil Subgrade Modulus. *IJEDR*, 4(2), 1 – 3.
- Chandran, N., Rajan, A. y Syed, S. (2014). Seismic Analysis of Building with Underground Stories Considering Soil Structure Interaction. *IJETAE*, 4(11), 1 – 6.
- Chandrupatla, T. y Belegundu, A. (1999). *Introducción al estudio del Elemento Finito en Ingeniería*. Ciudad de México, México: Prentice Hall Hispanoamericana.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. California, Estados Unidos: Pearson.
- El Ganainy, H. y El Naggar, M. (2009). Seismic performance of three-dimensional frame structures with underground stories. *ELSEVIER*, 29(2009), 1249 – 1261. doi: 10.1016/j.soildyn.2009.02.003.

- Figueroa, A. (2015). *La Teoría General de Sistemas, de Ludwig von Bertalanffy*.
<https://psicologiaymente.net>
- Guevara, I. y Vera, E. (2013). *Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia Santa*. (Tesis). Universidad Privada Antenor Orrego.
- Halabian, A., Hashemolhosseini, S. y Saldourgar, H. (2008). Seismic Response of Structures with Underground Stories Considering Non-Linear Soil-Structure Interaction. *Missouri S&T*, 3(50), 2 – 11.
- Kaseng, F. (2014). *Guía práctica para elaborar plan de tesis y tesis de post grado*. Lima, Perú: UNFV.
- Katarmal1, N. y Shah, H. (2016). Seismic Response of RC Irregular Frame with Soil-Structure Interaction. *IJS DR*, 1(4), 1 – 5.
- Kuroiwa, J. (2002). *Reducción de desastres – Viviendo en armonía con la naturaleza*. Lima, Perú: Capeco.
- Lee, D. y Kim, H. (2001). Efficient seismic analysis of high-rise buildings considering the basements. *NZSEE*, 4(11), 1 – 9.
- McCormac, J. (2012). *Structural Steel Design*. New Jersey, United States: Prentice Hall.
- Mosqueira, M. (2012). *Riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca*. (Tesis doctoral). Universidad Nacional de Trujillo.
- Navya, N. y Karuna, S. (2016). Seismic Analysis of RC Building with Underground Stories Considering Soil Structure Interaction. *IJESC*, 6(6), 1 – 6. doi 10.4010/2016.1686.
- Olaza, C. (2015). *Análisis comparativo entre el método espectral y el método de tiempo historia, para la obtención de ratios de desplazamientos laterales en edificaciones*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

- Ottosen, N. y Petersson, G. (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Hertfordshire, England: Prentice Hall.
- Parekh, A., Chandiwala, A. y Bhagat, U. (2016). Seismic analysis of RC building having underground stories with vertical Irregularities. *IJAERD*, 3(12), 1 – 5.
- Peláez, A. (2003). Riesgo sísmico de edificios peruanos. *Prismaing*, 1 – 11. prismaing.com/download.php?f=2013/08/2-2001...riesgo-sísmico.
- Pino, E. y Llerena, J. (2015). *Análisis comparativo y diseño estructural de una edificación de ocho niveles y un sótano con y sin el uso de una base sísmicamente aislada* (tesis). Universidad Nacional de San Agustín.
- Pique, J. y Scaletti, H. (1991). *Análisis sísmico de edificios*. Lima, Perú: Colegio de ingenieros del Perú.
- Molero, B. (2016). *Propiedades básicas de una estructura vibrante*.
- Rojas, O., Mavila, D. y Cortez, A. (2013). Teoría de Popper y los riesgos en la ingeniería. *UNMSM*, 16(1), 1 – 12.
- Saad, G., Saddik, F, y Najjar, S. (2012). Impact of Soil Structure Interaction on the Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings with Underground Stories. *WCEE*, 1 – 8.
- Singh, V. y Mala, K. (2016). Effect on Seis-mic Response of Building with Underground Storey Considering Soil Structure Interaction. *IJERT*, 5(6), 1 – 5.
- Tafur, A. (2012). *Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena*. (Tesis). Universidad Pontificia Católica del Perú.
- Viera, L. (2004). *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado*. (Tesis de maestría). Universidad Técnica de Ambato.

IX. ANEXOS

Anexo A. Matriz de Consistencia

Título: “Comportamiento sísmico de edificaciones con sótanos, en la selva peruana-región Loreto-Perú”

| PROBLEMA | OBJETIVOS | HIPÓTESIS | VARIABLES | INDICADORES | METODOLOGIA |
|--|---|--|---|---|--|
| <p>Problema General ¿Cómo la incorporación de una estructura de sótanos, afecta el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto?</p> | <p>Objetivo General Estudiar el efecto de la incorporación de una estructura sótanos, en el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto.</p> | <p>Hipótesis General La incorporación de una estructura de sótanos, mejoraría el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto armado, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto.</p> | <p>VI. La estructura de sótanos.</p> | <p>N° de sótanos Altura de sótanos</p> | <p>Tipo de Investigación: Aplicativa</p> <p>Nivel de Investigación: Transversal</p> <p>Diseño de investigación: Experimental</p> |
| <p>Problemas específicos ¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, incrementará la fuerza sísmica?</p> <p>¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, disminuirá los periodos de vibración?</p> <p>¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, disminuirá las fuerzas en los elementos estructurales?</p> <p>¿La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, disminuirá los desplazamientos de la estructura?</p> | <p>Objetivos específicos Determinar la fuerza sísmica de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.</p> <p>Determinar los periodos de vibración de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.</p> <p>Determinar los esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación de una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.</p> <p>Determinar los desplazamientos de las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, con la incorporación de una estructura de sótanos de 1, 2 y 3 niveles.</p> | <p>Hipótesis específicos La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, incrementaría la fuerza sísmica.</p> <p>La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, disminuiría los periodos de vibración.</p> <p>La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, disminuiría las fuerzas en los elementos estructurales.</p> <p>La incorporación de una estructura de 1, 2 y 3 niveles de sótanos en las edificaciones, ubicadas en la Selva Peruana de la Región Loreto, disminuiría los desplazamientos de la estructura.</p> | <p>VI. La estructura de sótanos.</p> <p>VD. La fuerza sísmica.</p> <p>VI. La estructura de sótanos.</p> <p>VD. Los periodos de vibración.</p> <p>VI. La estructura de sótanos.</p> <p>VD. Las fuerzas en los elementos estructurales.</p> <p>VI. La estructura de sótanos.</p> <p>VD. Desplazamientos de la estructura.</p> | <p>N° de sótanos Altura de sótanos</p> <p>Fuerza sísmica</p> <p>N° de sótanos Altura de sótanos</p> <p>Periodos de vibración</p> <p>N° de sótanos Altura de sótanos</p> <p>Fuerza cortante Momentos flectores Fuerzas axiales</p> <p>N° de sótanos Altura de sótanos</p> <p>Desplazamientos de piso Desplazamientos de entre piso</p> | <p>Población: 29 edificios de concreto armado (Región Loreto)</p> <p>Muestra: 27 edificios.</p> <p>Nota: El trabajo implica el análisis de 48 modelos de edificios de pórticos.</p> |

Anexo B. Carta de validación de instrumentos

Lima, 27 de noviembre 2020

Dr.: Ing. Ciro Rodríguez Rodríguez

Presente

Asunto: VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTO.

Es muy grato comunicarme con usted para expresarle mi saludo y así mismo, hacer de su conocimiento que, siendo estudiante de la Escuela Universitaria de Postgrado en Ingeniería Civil de la UNFV, promoción 2018, requiero validar los instrumentos con los cuales recogeré la información necesaria para poder desarrollar mi investigación y con la cual optaré el grado de Doctor en Ingeniería Civil.

El título de mi proyecto de investigación es: “COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES CON SÓTANOS, EN LA SELVA SUDAMERICANA”, y siendo imprescindible contar con la aprobación de docentes especializados para poder aplicar los instrumentos en mención, he considerado conveniente recurrir a usted, ante su connotada experiencia en temas de investigación educativa.

El expediente de validación, que le hago llegar contiene:

Carta de presentación
Operacionalización de las variables
Matriz de consistencia
Formatos de estudio de tráfico

Expresándole mi sentimiento de respeto y consideración me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención que dispense a la presente.

Atentamente,

Amador Pinedo García
D.N.I. 05387231
Reg. CIP N° 64192

Anexo C. Ficha de validación de instrumentos

FICHA DE INGRESO DE DATOS AL PROGRAMA ETBAS V2016

Ing. Evaluador:

Tesis:

Configuración de grilla

Definición de elementos estructurales

Número de pisos

Vigas (Frame Section)

Numero de sótanos

Numero de ejes principales

Numero de ejes secundarios

Altura de 1er piso

Altura de pisos restantes

Columnas (Frame Section)

Altura de 1er sótano

Altura de sótanos restantes

Propiedades del concreto preesforzado

Peso específico (γ)

Resistencia a la compresión
(F'_c)

Losas (Slab Section)

Módulo de elasticidad (E)

Módulo de corte (G)

Módulo de Poisson (μ)

Espectro de respuesta

Factor de zona (Z)

Estados de carga

Factor de uso (U)

Carga permanente

Factor de implicación
sísmica (C)

Carga viva

Factor de suelo (S)

Carga viva de techo

Coeficiente de reducción (R)

Carga de viento

Factor de irregularidad en
planta

Carga muerta impuesta

Factor de irregularidad en
altura

Obs:

Datos dinámicos

Ct

Periodo fundamental

Firma:

Factor de escalonamiento