



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE  
HIDALGO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE LA RESILIENCIA SÍSMICA EN  
EDIFICIOS ESCOLARES DEL ESTADO DE MICHOACÁN**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**C. ROBERTO NAHÚM OLVERA ALEJO**

**ASESOR:**

**DR. JORGE RUIZ GARCÍA**



**MORELIA, MICHOACÁN A SEPTIEMBRE DE 2020**

## **AGRADECIMIENTOS**

Llegando al tramo final de la memoria de éste trabajo, se viene a la memoria todas las personas que de una u otra forma han contribuido con su granito de arena para culminar esta importante etapa de mi vida que tomó cinco años y que este reporte viera la luz. Aunque me resulte difícil expresar con palabras los sentimientos, espero poder demostrar mi más sincero agradecimiento y gratitud hacia todas ellas.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y a su Facultad de Ingeniería Civil por mantenerse fieles al postulado constitucional de la educación pública y gratuita y haberme albergado estos cinco años como una segunda casa que me trajo grandes enseñanzas, habilidades y valiosas amistades.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo financiero que hizo más fácil la culminación de este ideal.

Al Dr. Jorge Ruiz García por haber creído en mí y haberme brindado la oportunidad y facilidades para realizar este trabajo aportando su guía, dedicación y profesionalismo.

A mis padres, el Sr. Roberto Olvera Robles quien por muy difícil que se pusiera la situación nunca se rindió y me inculcó siempre la importancia del trabajo y la Sra. Sonia Alejo Santos quien siempre apoyó mis decisiones y me brindó su apoyo incondicional.

A José Alberto López Barrón por su paciencia y accesibilidad para enseñarme a desarrollar los modelos y además ahora es mi amigo.

Al Ing. Marco Vinicio Marín López, al M. Sc. Efraín González Sánchez y al Ing. Ariel David Frias Baizabal por sus contribuciones que hicieron que este trabajo viera la luz.

A Saúl Moisés Blancas Marín, Juan Luis Calderón Fuentes y Luis Daniel Mejía Ferreyra quienes han sido mis mejores amigos en la carrera y me demostraron su amistad sincera e incondicional y sin su ayuda no habría logrado concretar esta etapa de culminación.

A mis amigos Amapola Juárez Caballero, Emiliano García Silva y Jesús Alejandro Sánchez Valle con quienes enfrenté grandes retos durante la carrera y formé el mejor equipo de trabajo.

Al Dr. Carlos Chávez Negrete, la Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe y el Ing. Jaime Camacho Moreno por aportarme enseñanzas que fueron más allá que las asignaturas que me impartieron durante la carrera y siempre creyeron en mí.

A mis tíos, los Sres. Francisco Olvera Robles y Flora Gutiérrez Villaseñor quienes siempre me aceptaron como un hijo más en su casa.

A mi primo Francisco Javier Olvera Gutiérrez, que más que un primo, se ha portado como un hermano para mí y me ha apoyado en tiempos buenos y malos.

A mis tíos, Sergio Alejo Santos y Edgardo Alejo Santos que me han demostrado que el amor a la familia puede sobrepasar las fronteras de dos naciones.

A mis grandes amigos Manuel Durán Guzmán, Julio César Castañeda Villaseñor, Francisco Omar Guzmán Padilla y Monserrat Mandujano Herrera quienes siempre estuvieron pendientes de mis pasos y desde hace varios años han permanecido leales a nuestra amistad.

Finalmente, al resto de mis amigos Juan del Ángel, Cristina García, Ximena Yeriel, Arturo Albarrán, Ivanhoe Cendejas, Adilene Pérez, Cynthia Esmeralda, Francisco Cortés, Irving Salvador, Enrique Custodio, Nadia Carolina, Emireth Vázquez, Carlos Arturo, Esmeralda, Sergio Eduardo, Adriana González, Ronaldo Díaz, Esperanza Ventura, María del Carmen, Luis David y Mónica Yaritza que siempre desean lo mejor para mí, así como yo para ellos.

A todos, GRACIAS.

**ESTE TRABAJO ESTÁ ESPECIALMENTE DEDICADO A MI ABUELA, LA SRITA. ESTELA JUDITH BECERRA JUÁREZ (†), UNA DE LAS MUJERES QUE MÁS HAN SIDO IMPORTANTES EN MI VIDA; A MI BISABUELO, EL LIC. NAHÚM BECERRA ARCIGA (†) Y A MI PADRE, EL SR. ROBERTO OLVERA ROBLES, LLEVO SUS NOMBRES CON PROFUNDO ORGULLO Y DIGNIDAD (88).**

# ÍNDICE DE CONTENIDO

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Capítulo 1</b> .....  | <b>1</b>  |
| Introducción .....   | 1         |
| 1.1 Motivación .....   | 1         |
| 1.2 Comportamiento observado de edificios escolares .....                      | 3         |
| 1.2 Estudios previos .....   | 8         |
| 1.3 Objetivos y alcance .....  | 10        |
| 1.4 Contenido de la tesis .....  | 11        |
| <b>Capítulo 2</b> .....  | <b>12</b> |
| Comportamiento histerético de columnas cortas .....                            | 12        |
| 2.1 Propósito.....   | 12        |
| 2.2 Comportamiento experimental de columnas cortas de concreto reforzado ..... | 12        |
| 2.3 Base de Datos .....  | 14        |
| 2.4 Modelo histerético de Ibarra, Medina y Krawinkler (2005) .....             | 16        |
| 2.5 Calibración de los parámetros del modelo analítico .....                   | 18        |
| 2.6 Parámetros del modelo analítico .....                                      | 24        |
| 2.7 Propuesta de estados de daño .....   | 25        |
| <b>Capítulo 3</b> .....  | <b>29</b> |
| Diseño y modelado de los edificios escolares .....                             | 29        |
| 3.1 Ubicación .....  | 29        |
| 3.2 Descripción de los edificios escolares.....                                | 30        |
| 3.3 Modelado.....  | 32        |
| 3.4 Determinación de los pesos de cada entrepiso .....                         | 36        |
| 3.5 Análisis sísmico.....  | 39        |
| 3.6 Diseño de los elementos .....  | 45        |
| 3.7 Revisión de los desplazamientos laterales .....                            | 48        |
| 3.8 Modelado en <i>OpenSees</i> .....  | 49        |
| 3.9 Propiedades mecánicas y dinámicas del modelo analítico.....                | 52        |
| <b>Capítulo 4</b> .....  | <b>55</b> |
| Movimientos del terreno .....  | 55        |
| 4.1 Sismicidad en el estado de Michoacán.....                                  | 55        |

|   |           |
|---|-----------|
| 4.2 Conjunto de movimientos del terreno .....           | 55        |
| 4.3 Espectros de respuesta.....                         | 62        |
| <b>Capítulo 5 .....</b>                                 | <b>63</b> |
| Respuesta sísmica de los edificios escolares .....      | 63        |
| 5.1 Metodología .....                                   | 63        |
| 5.2 Respuesta sísmica del edificio de tres niveles..... | 64        |
| 5.3 Respuesta sísmica del edificio de un nivel.....     | 68        |
| <b>Capítulo 6 .....</b>                                 | <b>73</b> |
| Conclusiones .....                                      | 73        |
| <b>Referencias .....</b>                                | <b>75</b> |
| <b>Apéndice A .....</b>                                 | <b>79</b> |
| Revisión de los requisitos de regularidad .....         | 79        |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1.1 Ubicación espacial de escuelas con daño menor y severo o moderado a consecuencia del sismo de 19 de septiembre de 2017 ( $M_w=7.1$ ) en Michoacán .....   | 4  |
| Figura 1.2 Grieta diagonal en el muro estructural de un aula de la escuela primaria "Jesús Álvarez Constantino" en Morelia ( <i>Atiempo Noticias</i> , 2017).....  | 5  |
| Figura 1.3 Daño en el muro de una aula de la escuela primaria "José Vasconcelos" en Las Guacamayas, municipio de Lázaro Cárdenas (Núñez, 2017).....  | 6  |
| Figura 1.4 Colapso de un cuerpo de la escuela "Agridina Seda" a consecuencia del sismo del 7 de enero de 2020 en Puerto Rico (Eric Rojas/Getty Images, en: Philips, 2020), b) estado de daño de una columna "corta" (StEER, 2020a) ..... | 7  |
| Figura 1.5 Escuela con daño estructural debido a columna "corta" a consecuencia del sismo del 23 de junio de 2020 en Oaxaca ( <i>La Verdad</i> , 2020) .....   | 7  |
| Figura 1.6 Daño en los muros perimetrales de la escuela primaria "Vicente Guerrero" a consecuencia del sismo del 23 de junio de 2020 en Oaxaca (Salinas, 2020).....  | 8  |
| Figura 2.1 Patrón de agrietamiento típico en columnas "cortas" de concreto reforzado que fallan por cortante (Moretti y Tassios, 2007) .....   | 13 |
| Figura 2.2 Comportamiento histerético de dos columnas "cortas" de concreto reforzado que fallan por cortante (Moretti y Tassios, 2007); a) espécimen 1, y b) espécimen 3 .....   | 13 |
| Figura 2.3 Distribución de la <i>relación de aspecto</i> de los especímenes considerados en este estudio.....  | 15 |
| Figura 2.4 Distribución del <i>cociente de carga axial</i> de los especímenes considerados en este estudio .....   | 15 |
| Figura 2.5 Curva envolvente fuerza vs. desplazamiento, $F-\delta$ , considerada en el modelo analítico de Ibarra, Medina y Krawinkler (Ibarra <i>et al.</i> , 2005) .....  | 16 |
| Figura 2.6 Curva envolvente del modelo modificado de <i>IMK</i> (Lignos y Krawinkler, 2011) .....  | 17 |
| Figura 2.7 Calibración del espécimen HPRC 10 63: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....    | 19 |
| Figura 2.8 Calibración del espécimen 1: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....             | 19 |
| Figura 2.9 Calibración del espécimen 104-08: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....        | 19 |
| Figura 2.10 Calibración del espécimen 114-08: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....       | 20 |
| Figura 2.11 Calibración del espécimen 124-08: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....       | 20 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 2.12 Calibración del espécimen AO2: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....      | 20 |
| Figura 2.13 Calibración del espécimen AO5: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....      | 21 |
| Figura 2.14 Calibración del espécimen WS25033E: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> ..... | 21 |
| Figura 2.15 Calibración del espécimen CUS: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....      | 21 |
| Figura 2.16 Calibración del espécimen CUW: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....      | 22 |
| Figura 2.17 Calibración del espécimen 2CUS: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....     | 22 |
| Figura 2.18 Calibración del espécimen 1-1: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....      | 22 |
| Figura 2.19 Calibración del espécimen 3slh18: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> .....   | 23 |
| Figura 2.20 Calibración del espécimen Test SC3: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> ..... | 23 |
| Figura 2.21 Calibración del espécimen Test SC9: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software <i>OpenSees</i> ..... | 23 |
| Figura 2.22 Patrones de agrietamiento en la prueba experimental del espécimen 1 ensayado por Moretti y Tassios (2007) .....  | 25 |
| Figura 2.23 Relación entre el patrón de daño y lo ciclos de histéresis obtenidos de la prueba experimental del espécimen 1 ensayado por Moretti y Tassios (2007).....  | 25 |
| Figura 2.24 Variación de la distorsión conforme se incrementa cada estado de daño propuesto para columnas “cortas” de concreto reforzado .....   | 28 |
| Figura 3.1 Zona de subducción en la costa del Pacífico mexicano debido a la interacción entre la placa de Norteamérica y la placa de Cocos (Wade, 2017) .....  | 29 |
| Figura 3.2 Sistemas de fallas en donde se encuentra el Sistema Morelia-Acambay (Gómez-Tuena <i>et al.</i> , 2005).....   | 30 |
| Figura 3.3 Geometría estructural de la planta usada en los edificios escolares (Cotas en metros) (IIFEEM, 2017).....   | 31 |
| Figura 3.4 Fachada principal (Cotas en metros) (IIFEEM, 2017).....   | 31 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 3.5 Fachada posterior (Cotas en metros) (IIFEEM, 2017).....  | 31 |
| Figura 3.6 Cortes transversales en el edificio escolar (IIFEEM, 2017) .....   | 32 |
| Figura 3.7 Distribución de columnas y vigas en las escuelas de Lázaro Cárdenas .....  | 33 |
| Figura 3.8 Distribución de columnas y vigas en la escuela de Morelia .....  | 33 |
| Figura 3.9 Modelado de muros de mampostería con el método de <i>columna ancha</i> (SMIE, 2015).....   | 34 |
| Figura 3.10 Modelo analítico del edificio de un nivel ubicado en Lázaro Cárdenas .....  | 35 |
| Figura 3.11 Modelo analítico del edificio de tres niveles ubicado en Lázaro Cárdenas .....  | 36 |
| Figura 3.12 Modelo analítico del edificio de tres niveles ubicado en Morelia .....  | 36 |
| Figura 3.13 Espesores de los materiales empleados en las losas, a) losa de azotea, y b) losa de entrepiso.....  | 37 |
| Figura 3.14 Zonificación sísmica de la República Mexicana de acuerdo al MDOC-1993 (CFE, 1993).....  | 40 |
| Figura 3.15 Comparación de los espectros elástico y de diseño obtenidos aplicando los criterios del MDOC-1993 para la ciudad de Lázaro Cárdenas.....  | 41 |
| Figura 3.16 Comparación de los espectro elástico y de diseño obtenidos aplicando los criterios del MDOC-1993 para la ciudad de Morelia.....   | 41 |
| Figura 3.17 Estados de carga y su posición de aplicación en los edificios de Lázaro Cárdenas .....  | 44 |
| Figura 3.18 Estados de carga y su posición de aplicación en el edificio de Morelia .....  | 45 |
| Figura 3.19 Armado de las columnas C-1 y C-2 (cotas en centímetros).....  | 46 |
| Figura 3.20 Armado de las trabes T-1, T-2 y T-3 (cotas en centímetros) .....  | 46 |
| Figura 3.21 Armado de las columnas C-3 y C-4 (cotas en centímetros).....  | 47 |
| Figura 3.22 Armado de las trabes T-4, T-5 y T-6 (cotas en centímetros) .....  | 47 |
| Figura 3.23 Diagramas de interacción <i>P-M</i> de las columnas .....   | 48 |
| Figura 3.24 Diagramas de momento-curvatura de las vigas .....   | 48 |
| Figura 3.25 Modelo bidimensional desarrollado en <i>OpenSees</i> ; a) edificio de tres niveles, b) edificio de un nivel, ambos ubicados en la ciudad de Lázaro Cárdenas .....   | 50 |
| Figura 3.26 Estrategia de modelado en la plataforma computacional <i>OpenSees</i> (McKenna <i>et al.</i> , 2016).....   | 52 |
| Figura 3.27 Simulación del modelo de tres niveles ante las cargas laterales en un análisis no lineal .....  | 53 |
| Figura 3.28 Curvas de capacidad de los modelos analíticos .....   | 54 |
| Figura 4.1 Ubicación de las estaciones seleccionadas en este estudio que registraron acelerogramas en distintos eventos sísmicos.....   | 55 |
| Figura 4.2 Conjunto de historias de aceleración consideradas en este estudio .....  | 61 |
| Figura 4.3 Comparación de la mediana del espectro de $S_a$ , percentiles 16 y 84 de $S_a$ , así como espectros individuales (línea gris) obtenidos del conjunto de acelerogramas considerados en este estudio.....                                  | 62 |
| Figura 5.1 Edificio de 3 niveles ante un evento sísmico .....   | 63 |
| Figura 5.2 a) Perfiles de <i>IDR</i> correspondientes a los 21 registros sísmicos que no indujeron <i>IDR</i> mayores de 1.5%, b) Perfiles de <i>IDR</i> correspondientes a los 3 registros sísmicos que indujeron <i>IDR</i> mayores de 1.5% ..... | 64 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 5.3 Comportamiento histerético de los elementos estructurales de la primer nivel del edificio de tres niveles ante el registro MZ95 (comp. N00E) .....  | 65 |
| Figura 5.4 Comportamiento histerético de los elementos estructurales de la primer nivel del edificio de tres niveles ante el registro SUCH85 (comp. S00W) .....  | 65 |
| Figura 5.5 a) Perfiles de <i>RIDR</i> correspondientes al edificio de 3 niveles sujeto a 22 registros sísmicos, b) perfiles de <i>RIDR</i> que superaron el 1% ante dos registros sísmicos.....  | 66 |
| Figura 5.6 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de <i>IDR</i> , b) media de la demanda de <i>IDR</i> .....   | 67 |
| Figura 5.7 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de <i>RIDR</i> , b) media de la demanda de <i>RIDR</i> .....   | 68 |
| Figura 5.8 a) Perfiles de <i>IDR</i> correspondientes a los 24 registros sísmicos que no indujeron <i>IDR</i> mayores de 0.1 %, b) Perfiles de <i>IDR</i> correspondientes a los 24 registros sísmicos que indujeron <i>IDR</i> mayores de 0.1 % ..... | 69 |
| Figura 5.9 Comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de un nivel ante el registro MZ95 (comp. N90E).....  | 70 |
| Figura 5.10 Perfiles de <i>RIDR</i> del edificio de un nivel a consecuencia de cada uno de los registros sísmicos considerados en este estudio .....   | 70 |
| Figura 5.11 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de <i>IDR</i> , b) media de la demanda de <i>IDR</i> .....  | 71 |
| Figura 5.12 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de <i>RIDR</i> , b) media de la demanda de <i>RIDR</i> .....  | 72 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|  |    |
|--|----|
| Tabla 1.1 Estadísticas escolares del estado de Michoacán (SEP, 2019) .....   | 2  |
| Tabla 1.2 Estadísticas de daño en edificios escolares producidos por el sismo del 19 de septiembre de 2017 en el Estado de Michoacán ( <i>mejoratuescuola</i> , 2020).....       | 3  |
| Tabla 1.3 Escuelas del estado de Michoacán que presentaron daño severo por el sismo de septiembre de 2017 ( <i>mejoratuescuola</i> , 2020).....                                  | 5  |
| Tabla 2.1 Base de datos de columnas que exhiben falla por cortante obtenidos de (PEER, 2005).....  | 14 |
| Tabla 2.2 Resultados de la evaluación estadística de los parámetros la envolvente analítica del modelo modificado de <i>IMK</i> para columnas cortas de concreto reforzado ..... | 24 |
| Tabla 2.3 Referencias adicionales de las pruebas experimentales consideradas.....  | 26 |
| Tabla 2.4 Distorsiones asociadas a los estados de daños propuestos identificados de las pruebas de laboratorio consideradas.....   | 27 |
| Tabla 2.5 Valores estadísticos de la distorsión asociada a cada estado de daño propuesto para columnas “cortas” de concreto reforzado .....                                      | 28 |
| Tabla 3.1 Secciones nominales de las columnas y vigas de los edificios estudiados.....   | 33 |
| Tabla 3.2 Propiedades de las <i>columnas anchas</i> usadas en los modelos analíticos.....  | 35 |
| Tabla 3.3 Análisis de cargas de la losa de azotea.....   | 37 |
| Tabla 3.4 Análisis de cargas de la losa de entrepiso .....   | 38 |
| Tabla 3.5 Peso por metro lineal de las vigas en cada nivel .....   | 38 |
| Tabla 3.6 Peso por metro lineal de las columnas en cada nivel .....  | 39 |
| Tabla 3.7 Peso concentrado para cada nivel del edificio.....   | 39 |
| Tabla 3.8 Coeficientes y periodos obtenidos para Lázaro Cárdenas .....   | 41 |
| Tabla 3.9 Fuerzas estáticas equivalentes para el edificio de tres niveles en Lázaro Cárdenas .....   | 42 |
| Tabla 3.10 Fuerzas estáticas equivalentes para el edificio de un nivel en Lázaro Cárdenas  | 43 |
| Tabla 3.11 Fuerzas estáticas equivalentes para el edificio en Morelia.....   | 43 |
| Tabla 3.12 Combinaciones de carga consideradas para las escuelas de Lázaro Cárdenas...   | 44 |
| Tabla 3.13 Combinaciones de carga consideradas para la escuela de Morelia .....  | 44 |
| Tabla 3.14 Cuantías de acero de los armados de las columnas y vigas.....   | 46 |
| Tabla 3.15 Desplazamientos laterales y distorsiones en los edificios de tres niveles .....   | 49 |
| Tabla 3.16 Desplazamiento lateral y distorsión en el edificio de un nivel en Lázaro Cárdenas .....   | 49 |
| Tabla 3.17 Coeficientes para calcular las propiedades del puntal.....  | 51 |
| Tabla 3.18 Periodos obtenidos de los modos de vibrar para el modelo de los edificios escolares.....  | 53 |
| Tabla 4.1 Características de los acelerogramas considerados en este estudio.....   | 56 |

## Resumen

El objetivo de este trabajo consistió en evaluar la respuesta y la resiliencia sísmica de edificios escolares ubicados en una zona de alta sismicidad en Michoacán. Para tal fin, se diseñó un edificio de 3 niveles representativo de este tipo de estructuras, considerando la normatividad sísmica vigente en los años 90. El edificio se modeló para desarrollar análisis dinámicos no lineales, considerando explícitamente la falla por cortante en columnas cortas. El modelo se analizó ante conjunto de acelerogramas obtenidos de estaciones ubicadas en la zona de subducción del pacífico mexicano. La respuesta se evaluó en términos de la distorsión de entrepiso, *IDR*, la distorsión permanente de entrepiso, *RIDR*. Los resultados indican que las demandas de *IDR* se concentran en el primer nivel, y las demandas de *IDR* conducen a un mecanismo de planta baja débil en el edificio ante algunos registros particulares. Sin embargo, las demandas de *RIDR* no fueron significativas.

**Palabras clave:** escuela, resiliencia, planta baja débil, análisis dinámico no lineal, distorsión.

## Abstract

The objective of this thesis was to evaluate the seismic response and resilience of school buildings located at a high seismicity zone in Michoacan state. For this purpose, a three-storey building representative of this type of buildings was designed according to the seismic regulations of the 90's. The school building was modelled to carry out nonlinear dynamic analyses considering the shear failure of short columns. The analytical model was subjected to a set of acceleration time histories recorded at stations located in the subduction region of the Mexican Pacific coast. The response was evaluated in terms of maximum interstorey drift, *IDR*, and permanent interstorey drift, *RIDR*. Results shown that *IDR* demands storey concentrate at the first storey, and they lead to a weak first-storey mechanism under certain earthquake ground motions. However, the *RIDR* demands were insignificant.

**Keywords:** school, resilience, weak first-storey, nonlinear dynamic analysis, drift.

# Capítulo 1

## Introducción

---

### 1.1 Motivación

México es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo. Dicha actividad se atribuye, principalmente, al movimiento e interacción de las placas de Cocos y Norteamérica, que da origen a temblores tanto de *subducción*, como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985 frente a las costas de Michoacán, como *intraplaca*, siendo el temblor del 19 de septiembre de 2017 con epicentro entre los estados de Puebla y Morelos de este tipo. No obstante, los temblores del 19 de septiembre de 1985 y 2017 tuvieron una magnitud  $M_w$  diferente (es decir, la magnitud de momento  $M_w$  es una medida de la energía liberada en la zona donde se originan un temblor) de 8.0 y 7.1, respectivamente, ambos temblores han sido los que han causado mayor número de personas fallecidas y lesionadas, así como mayores pérdidas materiales y económicas en la historia sísmica de México. La Ciudad de México y los estados donde se ubica el epicentro, o cercanos a él, tales como Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Chiapas y Colima, son las entidades que sufren mayores afectaciones a consecuencia de la actividad sísmica en México.

En años recientes, ha crecido la necesidad de infraestructura que cubra el creciente aumento de las necesidades poblacionales en el estado de Michoacán, tales como en los sectores de salud, vivienda, servicios básicos de luz y agua, transporte y educación, entre otros. En particular, los edificios escolares se consideran como estructuras esenciales de acuerdo a la normatividad para el diseño sísmico de edificios en México. Por ejemplo, de acuerdo a las Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones del Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (INIFED, 2014) en México, las escuelas se clasifican en el Grupo A de acuerdo a su uso, definiéndolas como *“construcciones que requieren un alto grado de seguridad, cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener*

*sustancias tóxicas, inflamables o explosivas; así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de un sismo, o emergencia provocada por un desastre”.*

Con la finalidad de ilustrar la cobertura del sistema educativo en Michoacán, en la Tabla 1.1 se presentan las estadísticas de cobertura respecto a diferentes niveles educativos.

Tabla 1.1 Estadísticas escolares del estado de Michoacán (SEP, 2019)

| SISTEMA EDUCATIVO        | ALUMNOS |         |           | ESCUELAS |
|--------------------------|---------|---------|-----------|----------|
|                          | MUJERES | HOMBRES | TOTAL     |          |
| EDUCACIÓN BÁSICA         | 498,006 | 509,165 | 1,007,171 | 11,157   |
| PÚBLICO                  | 446,970 | 457,272 | 904,242   | 10,147   |
| PRIVADO                  | 51,036  | 51,893  | 102,929   | 1,012    |
| EDUCACIÓN PREESCOLAR     | 103,654 | 104,952 | 208,606   | 4,207    |
| GENERAL                  | 91,552  | 92,894  | 184,446   | 3,032    |
| INDÍGENA                 | 8,209   | 8,024   | 16,233    | 229      |
| CURSOS COMUNITARIOS      | 3,893   | 4,034   | 7,927     | 946      |
| PÚBLICO                  | 93,187  | 94,139  | 187,326   | 3,777    |
| PRIVADO                  | 10,467  | 10,813  | 21,280    | 430      |
| EDUCACIÓN PRIMARIA       | 274,555 | 284,584 | 559,139   | 5,174    |
| GENERAL                  | 259,996 | 269,425 | 529,421   | 4,452    |
| INDÍGENA                 | 12,709  | 13,184  | 25,893    | 225      |
| CURSOS COMUNITARIOS      | 1,850   | 1,975   | 3,825     | 497      |
| PÚBLICO                  | 245,571 | 254,844 | 500,415   | 4,783    |
| PRIVADO                  | 28,984  | 29,740  | 58,724    | 391      |
| EDUCACIÓN SECUNDARIA     | 119,797 | 119,629 | 239,426   | 1,776    |
| GENERAL                  | 56,395  | 55,375  | 111,770   | 636      |
| TELESECUNDARIA           | 26,514  | 27,855  | 54,369    | 925      |
| TÉCNICA                  | 36,888  | 36,399  | 73,287    | 215      |
| PÚBLICO                  | 108,212 | 108,289 | 216,501   | 1,585    |
| PRIVADO                  | 11,585  | 11,340  | 22,925    | 191      |
| EDUCACIÓN MEDIA SUPERIOR | 90,748  | 84,404  | 175,152   | 783      |
| PÚBLICO                  | 69,776  | 64,986  | 134,762   | 517      |
| PRIVADO                  | 20,972  | 19,418  | 40,390    | 266      |
| EDUCACIÓN SUPERIOR       | 52,337  | 53,718  | 106,055   | 244      |
| PÚBLICO                  | 39,931  | 44,287  | 84,218    | 78       |
| PRIVADO                  | 12,406  | 9,431   | 21,837    | 166      |

Es por ello que en el diseño y en la evaluación sísmica de los edificios escolares se contempla que deben continuar en operación durante un evento sísmico y recuperar en el tiempo mínimo su capacidad de operación, en caso de sufrir algún tipo de afectación estructural después del evento sísmico, para alcanzar un pronto restablecimiento de su funcionalidad.

## 1.2 Comportamiento observado de edificios escolares

Es pertinente revisar el comportamiento sísmico de edificios escolares durante eventos sísmicos, en particular en el Estado de Michoacán. Por ejemplo, numerosos edificios escolares de diversos niveles educativos resultaron afectados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ( $M_w=7.1$ ). Según datos oficiales, la Secretaría de Educación Estatal informó que 580 edificios sufrieron algún tipo de afectación estructural, de los cuales 569 sufrieron daños menores y 11 daños parciales, de un total de 19,194 edificios censados a nivel nacional (Moreno, 2019; Arrieta, 2020). En la Tabla 1.2 se resume el número de escuelas dañadas, indicando el número de edificios con daño grave y severo, en los municipios más afectados del Estado de Michoacán (*mejoratuescuela*, 2020) a consecuencia del sismo del 19 de septiembre de 2017 ( $M_w=7.1$ ).

Tabla 1.2 Estadísticas de daño en edificios escolares producidos por el sismo del 19 de septiembre de 2017 en el Estado de Michoacán (*mejoratuescuela*, 2020)

| Municipio                     | Escuelas Dañadas | Nivel de daño |        |
|-------------------------------|------------------|---------------|--------|
|                               |                  | Grave         | Severo |
| Morelia                       | 114              | 111           | 3      |
| Lázaro Cárdenas               | 44               | 40            | 4      |
| Uruapan del Progreso          | 42               | 42            | 0      |
| Heroica Zitácuaro             | 32               | 31            | 1      |
| Gabriel Zamora                | 31               | 31            | 0      |
| Apatzingán de la Constitución | 26               | 26            | 0      |
| Hidalgo                       | 19               | 19            | 0      |
| Villamar                      | 16               | 16            | 0      |
| Tarímbaro                     | 13               | 12            | 1      |
| Jiquilpan                     | 11               | 11            | 0      |
| Nahuatzen                     | 11               | 11            | 0      |
| La Huacana                    | 8                | 7             | 1      |
| Los Reyes                     | 8                | 8             | 0      |
| Tangancícuaro                 | 7                | 7             | 0      |
| Coalcomán de Vázquez Pallares | 7                | 7             | 0      |
| Jiménez                       | 6                | 6             | 0      |
| Parácuaro                     | 1                | 0             | 1      |
| Otros municipios              | 164              | 158           | 0      |

La distribución espacial de las escuelas dañadas puede observarse en la Figura 1.1, donde puede apreciarse que los municipios más afectados fueron Morelia, Lázaro Cárdenas, Uruapan del Progreso, Heroica Zitácuaro, Gabriel Zamora y Apatzingán de la Constitución. En particular, en la Tabla 1.3 se enlistan las escuelas clasificadas con daño más grave de acuerdo a las ubicaciones dadas en (*mejoratuescuela*, 2020).

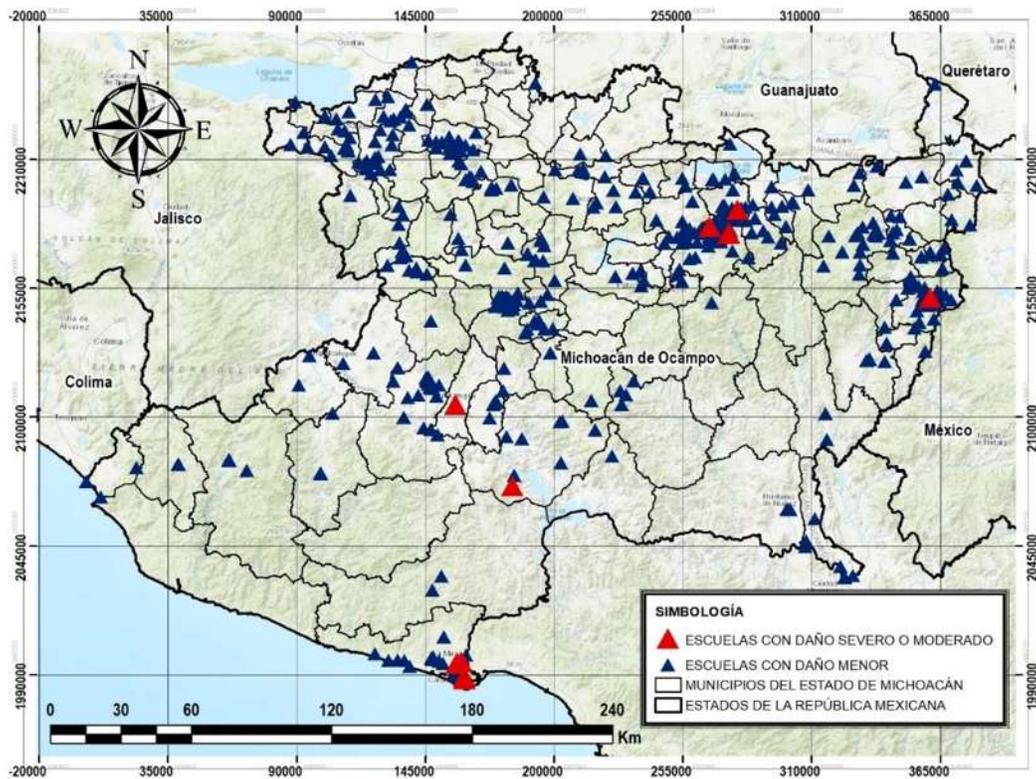


Figura 1.1 Ubicación espacial de escuelas con daño menor y severo o moderado a consecuencia del sismo de 19 de septiembre de 2017 ( $M_w=7.1$ ) en Michoacán

Tabla 1.3 Escuelas del estado de Michoacán que presentaron daño severo por el sismo de septiembre de 2017 (*mejoratuescuela*, 2020)

| Nombre de la escuela                         | Alumnos | Localidad                    | Municipio       |
|--|---------|------------------------------|-----------------|
| Escuela Primaria "Melchor Ocampo"            | 336     | Cd. Lázaro Cárdenas          | Lázaro Cárdenas |
| Escuela Primaria "José Vasconcelos"          | 250     | Las Guacamayas               | Lázaro Cárdenas |
| Escuela Primaria "21 de Mayo"                | 284     | Cd. Lázaro Cárdenas          | Lázaro Cárdenas |
| Escuela Primaria "Justo Sierra"              | 306     | Morelia                      | Morelia         |
| Escuela Primaria "Jesús Álvarez Constantino" | 212     | Morelia                      | Morelia         |
| Escuela Secundaria Técnica Núm. 119          | 543     | Morelia                      | Morelia         |
| Escuela Primaria "Felipe Carrillo Puerto"    | 112     | Crucero "Las Yeguas"         | Parácuaro       |
| Escuela Primaria "Melchor Ocampo"            | 227     | El Cuitzillo Grande          | Tarímbaro       |
| Escuela Primaria "Lic. Adolfo López Mateos"  | 73      | San Francisco de los Ranchos | La Huacana      |
| Escuela Primaria "18 de Marzo"               | 196     | Las Guacamayas               | Lázaro Cárdenas |
| Escuela Primaria "Venustiano Carranza"       | 59      | La Mesa                      | Zitácuaro       |

Cabe notar que algunos de los planteles enlistados en la Tabla 1.3 fueron demolidos al presentar daño estructural severo de algunas de sus aulas, lo cual ponía en riesgo a los ocupantes del edificio. En la Figura 1.2 y Figura 1.3 se muestran algunos de los daños observados en dos escuelas del estado de Michoacán.



Figura 1.2 Grieta diagonal en el muro estructural de una aula de la escuela primaria "Jesús Álvarez Constantino" en Morelia (*Atiempo Noticias*, 2017)



Figura 1.3 Daño en el muro de una aula de la escuela primaria "José Vasconcelos" en Las Guacamayas, municipio de Lázaro Cárdenas (Núñez, 2017)

A la fecha, existen 18 edificios escolares en el estado cuya reconstrucción está aún pendiente (*mejoratuescuela*, 2020). Inclusive, únicamente 47% de las 19,194 escuelas que fueron reportadas con daño a nivel nacional no habían recibido atención a septiembre del 2019 de acuerdo al Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa, INIFED (Moreno, 2019).

El 7 de enero de 2020, un sismo con magnitud de momento  $M_w = 6.4$  sacudió la isla de Puerto Rico (StEER, 2020a). El sismo causó una cantidad considerable de daños materiales en la costa sur de la isla, y entre los numerosos daños estructurales que se presentaron se destaca el de la escuela "Agrupina Seda" ubicada en el municipio de Guánica, al sudoeste de Puerto Rico. Dos de los edificios de dicha escuela exhibieron un colapso total, como se ilustra en la Figura 1.4, principalmente atribuido a la falla de las columnas de la planta baja que precipitaron un mecanismo de planta baja débil debido a la falla por cortante en columnas "cortas", caracterizado por grietas diagonales, así como la presencia de losas aligeradas (StEER, 2020a).

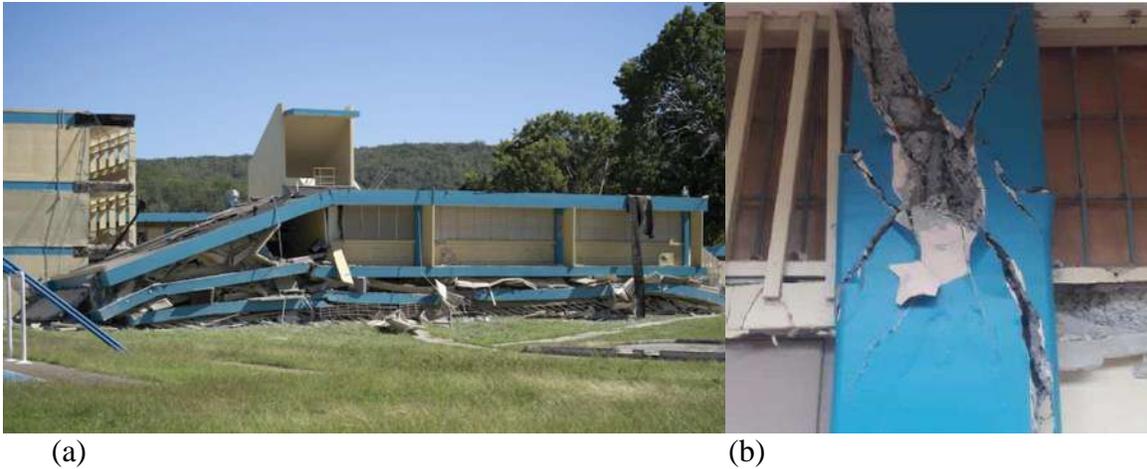


Figura 1.4 a) Colapso de un cuerpo de la escuela “Agridina Seda” a consecuencia del sismo del 7 de enero de 2020 en Puerto Rico (Eric Rojas/Getty Images, en: Philips, 2020), b) estado de daño de una columna “corta” (StEER, 2020a)

Muy recientemente, el 23 de junio del 2020 ocurrió un fuerte temblor con  $M_w = 7.4$ , cuyo epicentro se ubicó en las cercanías de la población La Crucecita, ubicada en la costa de Oaxaca (StEER, 2020b), el cual fue perceptible en varios estados del país. En particular, se reportaron 660 planteles educativos que sufrieron algún tipo de daño en el estado de Oaxaca, de los cuales 15 edificios escolares sufrieron daños menores, 46 daños moderado y severo, y 11 con daños graves (Agencia Zona Roja, 2020). En las Figuras 1.5 y 1.6 se ilustra el daño que sufrieron dos edificios escolares; particularmente, en la Figura 1.5 se muestra el daño estructural debido al fenómeno de columnas “corta”, atribuido a que la columna de esquina no se desligó de los muros adyacentes (divisorios) y a que su resistencia a cortante era insuficiente para resistir las fuerzas cortantes actuantes.



Figura 1.5 Escuela con daño estructural debido a columna “corta” a consecuencia del sismo del 23 de junio de 2020 en Oaxaca (La Verdad, 2020)



Figura 1.6 Daño en los muros perimetrales de la escuela primaria "Vicente Guerrero" a consecuencia del sismo del 23 de junio de 2020 en Oaxaca (Salinas, 2020)

Asimismo, inspecciones post-sismo realizadas en la Ciudad de México notificaron que 325 escuelas sufrieron afectaciones, de las cuales 211 resultaron con daño menor y 69 con daño considerado entre moderado y severo (*La Jornada*, 2020). Afortunadamente, debido a que las instituciones se encontraban cerradas por la pandemia de COVID-19, no se tuvieron pérdidas humanas (*La Jornada*, 2020).

Como puede apreciarse, es importante evaluar la capacidad de los edificios escolares para regresar a su funcionalidad en el menor tiempo posible después de la ocurrencia de un evento sísmico importante, lo cual define su *resiliencia sísmica*.

## 1.2 Estudios previos

Recientemente O'Reilly *et al.* (2018) realizaron un estudio acerca de la vulnerabilidad potencial en construcciones escolares en Italia, debido a que se han observado daños importantes en este tipo de edificios en los últimos años por la ocurrencia de eventos sísmicos. Este estudio se hizo con tres edificios escolares representativos de un parque escolar italiano, cuyos modelos numéricos fueron detallados utilizando información recopilada durante las inspecciones *in situ* para representar con precisión la respuesta dinámica de las estructuras escolares. En los análisis se vio que la falta de mantenimiento fue uno de los alicientes que favorecieron el aumento de la vulnerabilidad sísmica de los edificios existentes, principalmente de mampostería con techumbres de madera. Los autores

identificaron que la degradación de la madera puede reducir la eficiencia del sistema de piso para proporcionar una acción de diafragma rígido y limitar la transferencia de fuerzas de inercia al sistema resistente ante cargas laterales; por tanto, se identificó como la causa principal del daño estructural en edificios que fueron diseñados solo para cargas gravitacionales.

Por otro lado, González (2019) analizó seis edificios escolares con uno, dos y tres niveles ubicados en la ciudad de Puebla, diseñados con las disposiciones incluidas en el Manual de Obras Civiles (MOC) de la Comisión Federal de Electricidad, en sus ediciones 1993 (MDOC, 1993) y 2008 (MDOC, 2008). Los modelos analíticos se sometieron a registros sísmicos artificiales representativos del peligro sísmico de la región. En los análisis se vio que el número de pisos y la edición del MOC tienen una gran influencia en su resiliencia sísmica, dado que los edificios diseñados con una edición del MOC más reciente se llegan a reducir las pérdidas esperadas hasta en un 50 % y los tiempos de recuperación requieren de menos días para reparar el edificio, existiendo casos en los que la solicitud de tiempo para recobrar la funcionalidad se reduce en un 55 %.

Samadian *et al.* (2019) hicieron un estudio considerando una escuela secundaria ubicada en Teherán, construida originalmente en el año 2000 y reforzada con muros de concreto reforzado aproximadamente una década después, con la finalidad de evaluar su resiliencia sísmica mediante el uso de curvas de capacidad y curvas de fragilidad. La resiliencia sísmica del edificio estudiado se evaluó para cuatro niveles de peligro sísmico, que incluyeron 50%, 20%, 10% y 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. Los resultados mostraron que el refuerzo del edificio con muros de concreto reforzado mejoró de la resiliencia sísmica y, en consecuencia, se redujo su vulnerabilidad estructural. Por tanto, se concluyó que el índice de resiliencia sísmica, es decir, el parámetro para medir la capacidad del edificio de absorber el potencial destructivo ante eventos sísmicos, podría estimarse de manera más realista en términos de curvas de vulnerabilidad en lugar de curvas de fragilidad.

Más recientemente, Alcocer *et al.* (2020) evaluaron el desempeño estructural de edificios escolares con el objetivo de apoyar la planificación y toma de decisiones del programa de reconstrucción del gobierno de México apoyándose en un proyecto integral de análisis y recopilación de datos del comportamiento sísmico de escuelas durante los sismos de 2017. La evaluación del rendimiento de los planteles educativos se hizo a través de modelados

numéricos cuyos resultados fueron consistentes con el nivel de daño ocasionado. Los resultados fueron analizados en función del sistema estructural, material de construcción y año de construcción y mostraron que la intensidad del daño en edificios diseñados sísmicamente fue significativamente menor que el observado en las estructuras anteriores a 1985.

Como puede notarse, es importante que se reconozca la necesidad de evaluar la *resiliencia sísmica* en edificios escolares del estado de Michoacán, y en más entidades del país, teniendo en cuenta el potencial destructivo a los edificios escolares ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud.

### **1.3 Objetivos y alcance**

El objetivo general de esta tesis consistió en evaluar la resiliencia sísmica de edificios escolares. Para tal fin, se consideraron dos edificios escolares típicos de uno y tres niveles ubicados en el municipio de Lázaro Cárdenas, en el estado de Michoacán, el cual tiene asociado un alto peligro sísmico a nivel nacional. En particular, se consideró que los edificios escolares son representativos de la práctica de diseño estructural de la década de los 90s.

Los objetivos particulares de la tesis son los siguientes:

1. Obtener los parámetros que definen la envolvente analítica del modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler para simular el comportamiento histerético en columnas cortas de concreto reforzado que exhiben una falla predominante por cortante, con base en la base de datos experimentales disponibles en el *Structural Performance Database* del *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, por sus siglas en inglés).
2. Diseñar edificios escolares empleando la normatividad sísmica correspondiente a la década de los 90s.
3. Evaluar la respuesta sísmica de modelos analíticos de edificios escolares, en términos de distorsión máxima y permanente de entrepiso, ante un conjunto de acelerogramas registrados en la zona de subducción del pacífico mexicano durante temblores históricos.
4. Estimar de manera simplificada la resiliencia sísmica de los edificios escolares.

## 1.4 Contenido de la tesis

Esta tesis se encuentra organizada en 6 capítulos y un apéndice, que se describen a continuación:

En el **Capítulo 1** se presenta una introducción y estudios previos que establecen la motivación e importancia de hacer este trabajo; posteriormente, se establecen los objetivos tanto general como particulares.

En el **Capítulo 2** se presentan las calibraciones del comportamiento histerético de los especímenes de columna corta con falla predominante a cortante para determinar los parámetros del modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler implementado en el programa de computadora *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Los resultados experimentales se obtuvieron de la base de datos *Structural Performance Database* administrada por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, por sus siglas en inglés). Asimismo, se presenta la propuesta de estados de daño en columnas cortas con falla a cortante considerados para esta investigación.

En el **Capítulo 3** se describe el proceso de análisis y diseño sísmico de los edificios escolares de concreto reforzado, suponiendo que se ubican en la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán. Se describe la estrategia de modelado empleando a plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Asimismo, también se presentan los resultados del análisis estático no lineal y modal llevado a cabo en los edificios escolares.

En el **Capítulo 4** se describen los aspectos relevantes de los acelerogramas empleados para los análisis dinámicos no lineales, así como la ubicación de las estaciones en que se registraron y las características de los movimientos del terreno registradas en dichas estaciones.

En el **Capítulo 5** se presenta la respuesta sísmica de los edificios escolares en estudio ante los 24 acelerogramas considerados para este estudio., en términos de las distorsiones máxima y permanente de entrepiso. Se infiere su estado de daño y resiliencia sísmica con base en los estados de daño para columnas cortas propuestos en el Capítulo 2.

En el **Capítulo 6** se presentan las conclusiones con base en los resultados obtenidos de este trabajo.

Finalmente, en el **Apéndice A** se presenta la determinación de la regularidad de la estructura.

# Capítulo 2

## Comportamiento histerético de columnas cortas

---

### 2.1 Propósito

Con base en el comportamiento observado de edificios escolares durante eventos sísmicos históricos, se hizo evidente que uno de los factores más importantes de su inadecuado comportamiento se atribuye a la falla por cortante en columnas “cortas”. En particular, los edificios escolares son susceptibles de presentar un mecanismo de planta baja débil debido a la falla por cortante en columnas cortas. Cabe aclarar que las columnas cortas se forman por la restricción al desplazamiento lateral de las columnas esbeltas debido a los muros de mampostería adyacentes. Por ello, es importante modelar el comportamiento histerético asociado al modo de falla por cortante en tales columnas. Para tal fin, se recopilaron los resultados de las pruebas experimentales realizadas en columnas cortas sometidas a esfuerzo cortante de la base de datos *Structural Performance Database* administrada por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, por sus siglas en inglés) (PEER, 2005). Posteriormente, se calibraron los parámetros que definen la envolvente del modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler implementado en el programa de computadora *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Finalmente, se proponen estados de daño para columnas cortas basados en distorsión lateral.

### 2.2 Comportamiento experimental de columnas cortas de concreto reforzado

Con base en la evidencia experimental, el comportamiento cíclico ante cargas laterales de una columna “corta” se caracteriza por un patrón de agrietamiento diagonal, debido a que las fuerzas cortantes actuantes son mayores a la resistencia a cortante que proporciona el concreto y los estribos, usualmente muy espaciados en estructuras diseñadas con normas antiguas, como se ilustra en la Figura 2.1.



Figura 2.1 Patrón de agrietamiento típico en columnas “cortas” de concreto reforzado que fallan por cortante (Moretti y Tassios, 2007)

Por otra parte, el comportamiento experimental de especímenes representativos de columnas “cortas” ha evidenciado que se presenta un deterioro en su capacidad ante cargas laterales (capacidad a fuerza cortante) significativo cuando se alcanza la resistencia, después de que se alcanza su resistencia a fuerza cortante, como se ilustra en la Figura 2.2. Asimismo, los lazos de histéresis tienden a adelgazarse cerca del origen conforme se incrementa el desplazamiento lateral, o distorsión lateral (es decir, el desplazamiento lateral normalizado respecto a la altura).

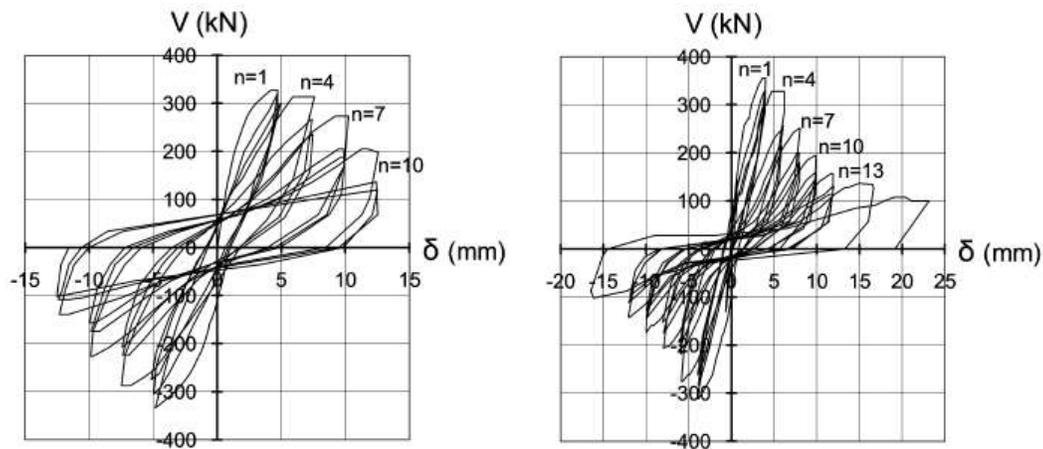


Figura 2.2 Comportamiento histérico de dos columnas “cortas” de concreto reforzado que fallan por cortante (Moretti y Tassios, 2007); a) espécimen 1, y b) espécimen 3

## 2.3 Base de Datos

Con la finalidad de simular el comportamiento histerético de columnas cortas de concreto reforzado, se recopiló información experimental disponible en la base de datos *Structural Performance Database* (SPD, por sus siglas en inglés) de columnas de concreto reforzado administrada por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (denominado PEER, por sus siglas en inglés) (PEER, 2005). La base de datos original fue desarrollada en la Universidad de Washington por Berry y colaboradores. Esta base de datos contiene información de un total de 416 pruebas experimentales de columnas ensayadas ante cargas monótonas y cíclicas, cuyos modos de falla predominantes son por flexión, flexión-cortante y cortante. Del total de resultados experimentales disponibles, 163 corresponden a columnas circulares y 253 corresponden a columnas rectangulares.

Para fines de este estudio se consideraron los datos de 15 especímenes de columnas rectangulares que exhibieron falla por cortante. En la Tabla 2.1 se presenta la información relevante de cada uno de los especímenes.

Tabla 2.1 Base de datos de columnas que exhiben falla por cortante obtenidos de (PEER, 2005)

| Referencia                    | Nombre              | Relación de aspecto | Cociente de carga axial | Longitud (mm) |
|-------------------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|---------------|
| Nagasaka <i>et al.</i> (1982) | Specimen HPRC 10 63 | 1.50                | 0.17                    | 300           |
| Imai <i>et al.</i> (1981)     | Specimen 1          | 1.65                | 0.072                   | 825           |
| Zhou <i>et al.</i> (1987)     | Specimen No. 104-08 | 1.00                | 0.801                   | 160           |
| Zhou <i>et al.</i> (1987)     | Specimen No. 114-08 | 1.00                | 0.801                   | 160           |
| Zhou <i>et al.</i> (1987)     | Specimen No. 124-08 | 1.00                | 0.801                   | 160           |
| Arakawa <i>et al.</i> (1989)  | Specimen OA2        | 1.25                | 0.184                   | 225           |
| Arakawa <i>et al.</i> (1989)  | Specimen OA5        | 1.25                | 0.445                   | 225           |
| Wight & Sozen (1973)          | Spec. WS25033E      | 2.87                | 0.071                   | 876           |
| Umehara & Jirsa (1982)        | Spec. CUS           | 1.11                | 0.162                   | 455           |
| Umehara & Jirsa (1982)        | Spec. CUW           | 1.98                | 0.162                   | 455           |
| Umehara & Jirsa (1982)        | Spec. 2CUS          | 1.11                | 0.27                    | 455           |
| Bett <i>et al.</i> (1985)     | Spec. No. 1-1       | 1.5.0               | 0.104                   | 457           |
| Lynn <i>et al.</i> (1996)     | Specimen 3SLH18     | 3.22                | 0.089                   | 1473.2        |
| Aboutaha <i>et al.</i> (1999) | Test SC3            | 2.67                | 0.00                    | 1219.2        |
| Aboutaha <i>et al.</i> (1999) | Test SC9            | 1.33                | 0.00                    | 1219.2        |

Cabe mencionar que la *relación de aspecto* se define como el cociente de la longitud entre los apoyos del espécimen entre la dimensión más grande de su sección transversal, mientras que el *cociente de carga axial* es la relación de la carga axial aplicada y la resistencia a compresión de la columna. En las Figuras 2.3 y 2.4 se muestran la variación de la *relación*

de aspecto y del cociente de carga axial de los especímenes considerados en esta investigación.

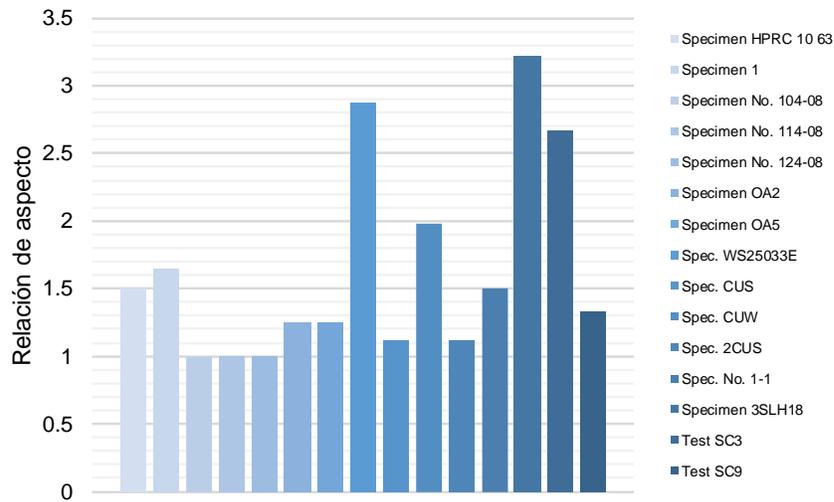


Figura 2.3 Distribución de la *relación de aspecto* de los especímenes considerados en este estudio

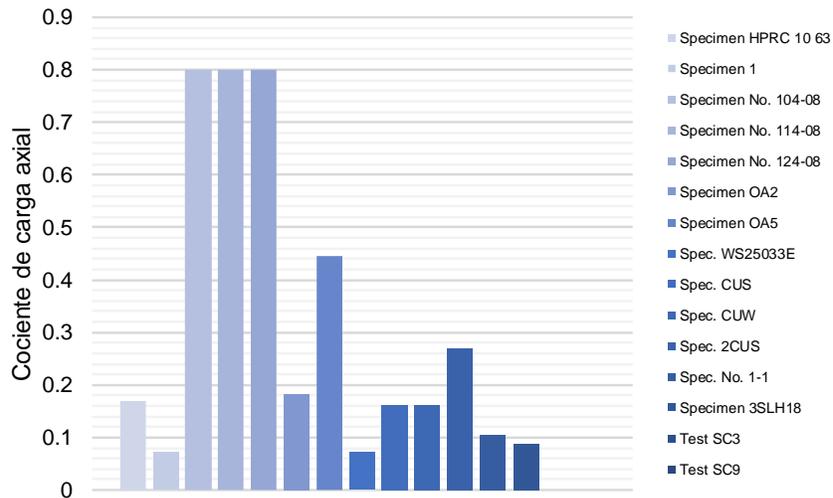


Figura 2.4 Distribución del *cociente de carga axial* de los especímenes considerados en este estudio

Con base en las curvas fuerza lateral vs desplazamiento lateral disponibles en la base de datos de PEER (2005) se graficó el comportamiento histérico de cada columna. Posteriormente, se procedió a obtener la envolvente tanto positiva como negativa de los lazos de histéresis (es decir, uniendo los valores máximos de fuerza lateral correspondiente a cada

ciclo con distinta amplitud de deformación), la cual se denomina *envolvente experimental*. Dicha envolvente es útil para obtener los parámetros de la envolvente analítica del modelo modificado de Ibarra, Medina y Krawinkler (Ibarra *et al.*, 2005; Lignos y Krawinkler, 2011), denominado modelo *IMK*, el cual se describe a continuación.

#### 2.4 Modelo histerético de Ibarra, Medina y Krawinkler (2005)

Ibarra *et al.* (2005) propusieron un modelo analítico, denominado modelo *IMK*, para representar el comportamiento histerético de elementos y sub-ensambles ensayados ante cargas cíclicas reversibles, tales como elementos de concreto reforzado, muros de madera, vigas de acero, entre otros. El modelo *IMK* es capaz de reproducir modos de falla de elementos ensayados antes cargas cíclicas reversibles que exhiben deterioro de resistencia, degradación de rigidez y adelgazamiento de los lazos de histéresis (conocido como *pinching* en la literatura inglesa). Para ello, es necesario definir una envolvente trilineal fuerza-desplazamiento como se ilustra en la Figura 2.5.

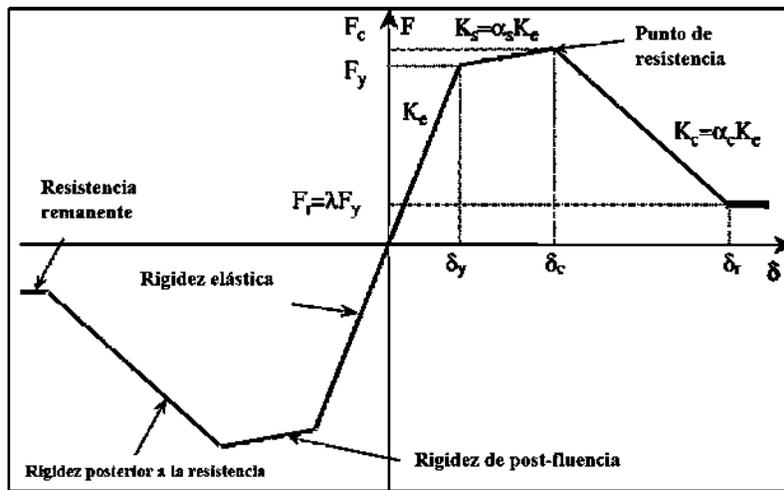


Figura 2.5 Curva envolvente fuerza vs. desplazamiento,  $F-\delta$ , considerada en el modelo analítico de Ibarra, Medina y Krawinkler (Ibarra *et al.*, 2005)

Los parámetros que definen la envolvente del modelo *IMK*, indicados en la Figura 2.5, son los siguientes:  $F_y$  es la fuerza asociada a la fluencia,  $F_c$  es la fuerza asociada a la

resistencia (es decir, la capacidad máxima ante cargas laterales),  $F_r$  es la fuerza remanente (o residual),  $\delta_y$  es el desplazamiento asociado a la fluencia,  $\delta_c$  es el desplazamiento asociado a la resistencia,  $\delta_r$  es el desplazamiento asociado al inicio de la resistencia residual,  $K_e$  es la rigidez elástica,  $K_s$  es la rigidez de post-fluencia,  $K_c$  es la pendiente posterior a la resistencia,  $\alpha_s$  es el factor de endurecimiento por deformación cinemático,  $\alpha_c$  es el factor de endurecimiento cinemático posterior a la resistencia, y  $\lambda$  es el factor que define la resistencia remanente. Es pertinente mencionar que la envolvente puede describirse en términos de Momento,  $M$ , contra rotación,  $\theta$ , o bien otros parámetros de fuerza-desplazamiento. Cabe notar que el modelo de *IMK* considera una envolvente simétrica, tanto en sentido positivo como negativo, por lo que los parámetros serán idénticos en el cuadrante negativo de la Figura 2.5.

Posteriormente, Lignos y Krawinkler (2011) modificaron el modelo original de *IMK* para permitir la asimetría en la envolvente, dado que observaron que los lazos de histéresis de algunos elementos eran asimétricos, tales como los lazos histéresis de especímenes representativos de vigas de acero que incluían un segmento de losa, entre otros. En la Figura 2.6 se ilustran las envolventes asimétricas del modelo modificado de *IMK* (Lignos y Krawinkler, 2011) en términos de momento-rotación,  $M-\theta$ .

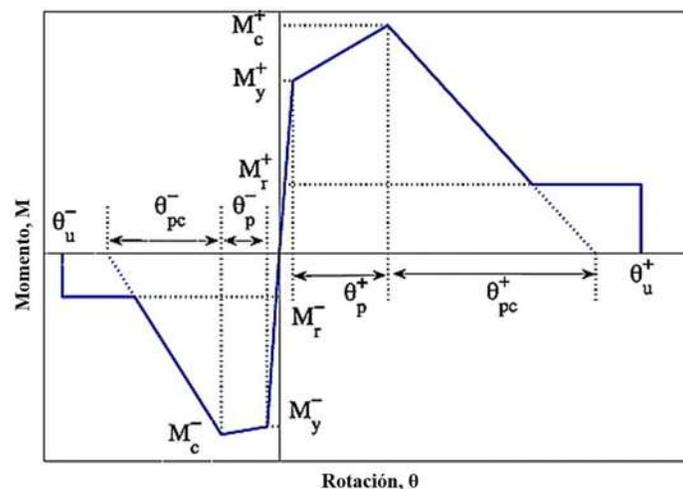


Figura 2.6 Curva envolvente del modelo modificado de *IMK* (Lignos y Krawinkler, 2011)

Los parámetros que definen la envolvente del modelo modificado de *IMK*, indicados en la Figura 2.6, son los siguientes:  $M_y$  es el momento asociado a la fluencia,  $M_c$  es el momento

máximo, o resistente,  $M_r$  es el momento remanente (o residual),  $\theta_p$  es la capacidad de rotación plástica,  $\theta_{pc}$  es la capacidad de rotación plástica posterior a la resistencia,  $\theta_u$  es capacidad de rotación última. Los parámetros anteriores deben definirse tanto para la envolvente positiva como negativa, y pueden ser diferentes.

## 2.5 Calibración de los parámetros del modelo analítico

Una vez que se obtuvieron las envolventes experimentales, se procedió a obtener los parámetros que definen la envolvente del modelo modificado de *IMK*, implementado en la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Para ello, se empleó el siguiente procedimiento:

- 1) Se obtuvieron los datos experimentales de la prueba y el espécimen, tales como la longitud entre apoyos o longitud libre, la sección transversal del elemento, y la historia fuerza-desplazamiento que define los ciclos de histéresis.
- 2) Con los ciclos histeréticos de cada espécimen, se identificó su envolvente experimental uniendo los valores máximos de fuerza lateral correspondiente a cada ciclo con distinta amplitud de deformación.
- 3) Con la envolvente experimental, se propusieron los parámetros que definen la envolvente trilineal del modelo modificado de *IMK* y se compararon ambas envolventes. Este proceso se repitió hasta obtener el mejor ajuste entre ambas envolventes.
- 4) Posteriormente, se emplearon los parámetros de la envolvente del modelo modificado de *IMK* para reproducir el comportamiento histerético de espécimen, la cual se comparó con los lazos histeréticos experimentales.
- 5) Una vez desarrolladas todas las calibraciones de los parámetros del modelo modificado de *IMK* para todos los 15 especímenes (es decir, que la respuesta analítica razonablemente la respuesta experimental), se realizó una evaluación estadística de cada uno de ellos, la cual se describe en la sección 2.6.

A continuación, se presentan una comparación de las calibraciones de cada uno de los 15 especímenes. En la Tabla 2.1 se indican la referencia original de cada uno de los especímenes.

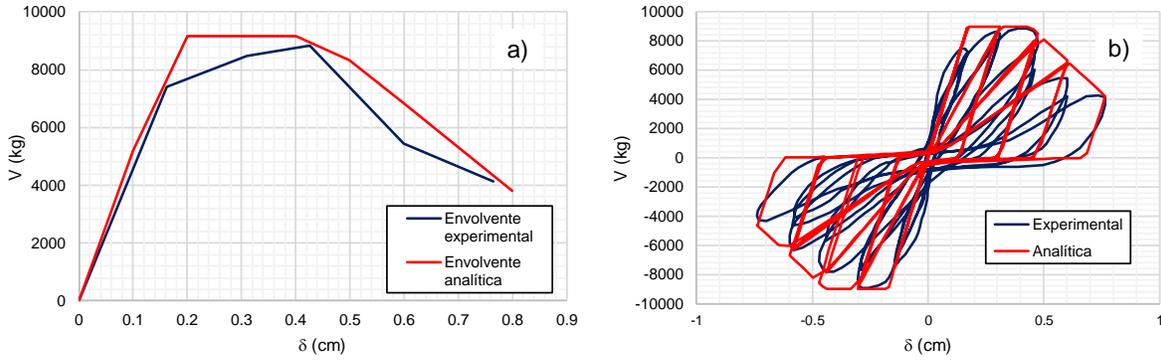


Figura 2.7 Calibración del espécimen HPRC 10 63: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

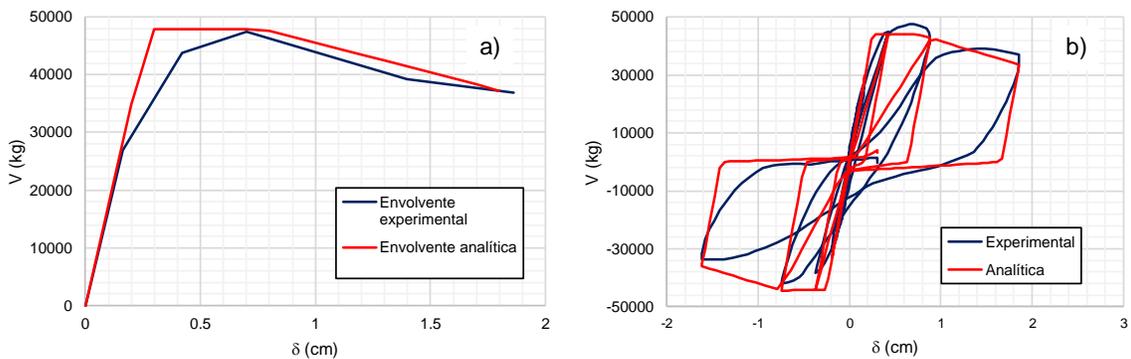


Figura 2.8 Calibración del espécimen 1: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

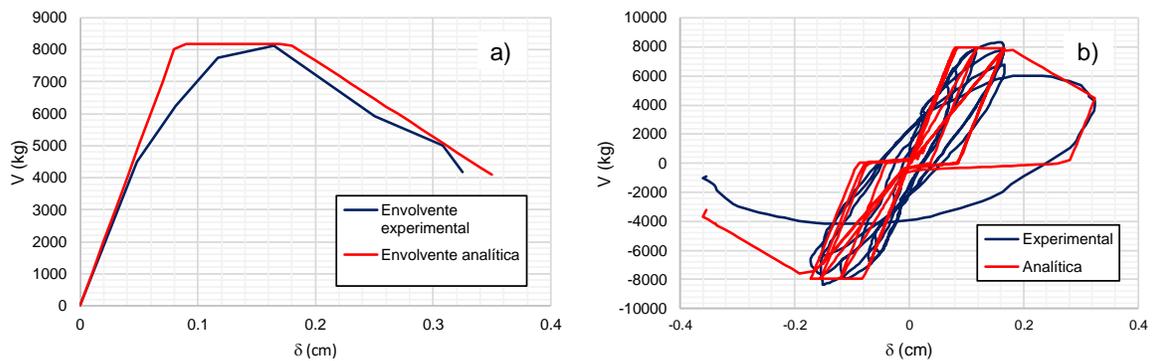


Figura 2.9 Calibración del espécimen 104-08: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

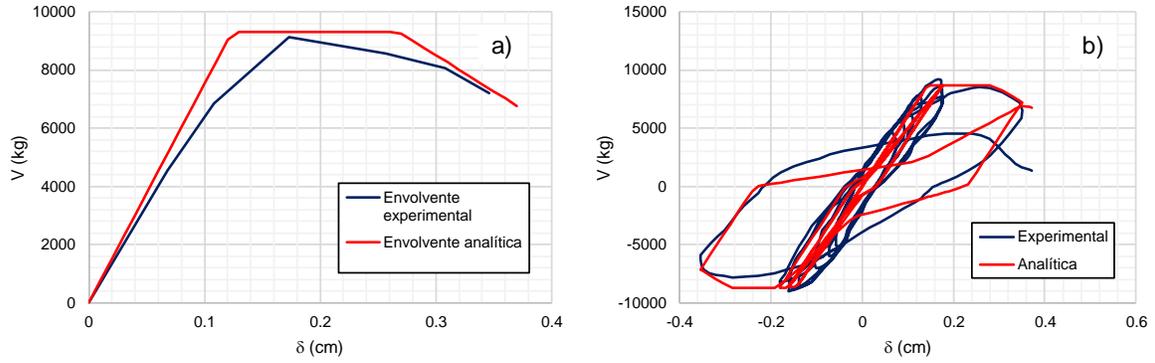


Figura 2.10 Calibración del espécimen 114-08: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

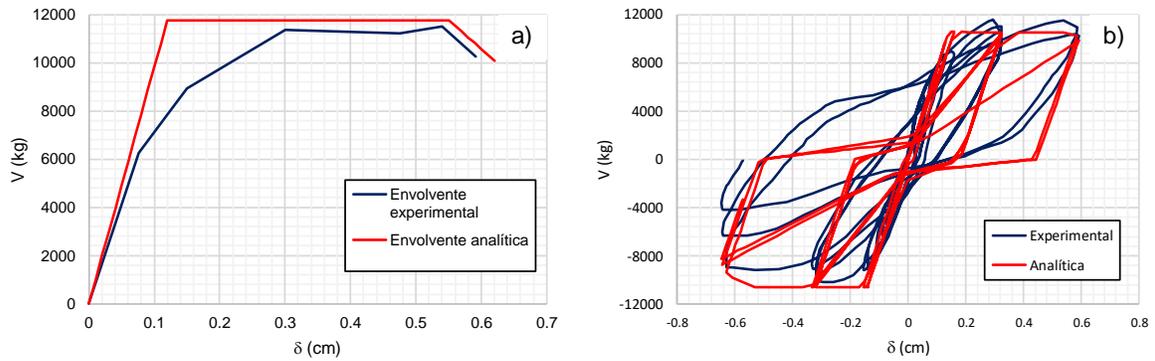


Figura 2.11 Calibración del espécimen 124-08: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

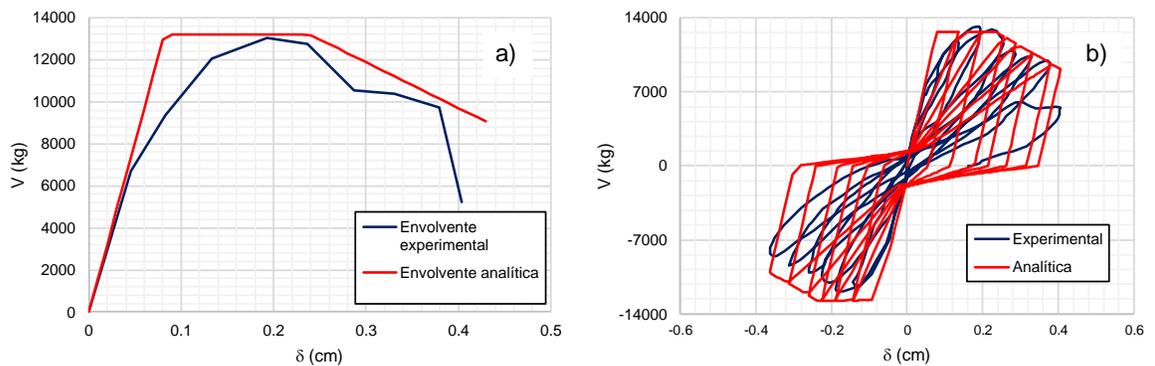


Figura 2.12 Calibración del espécimen AO2: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

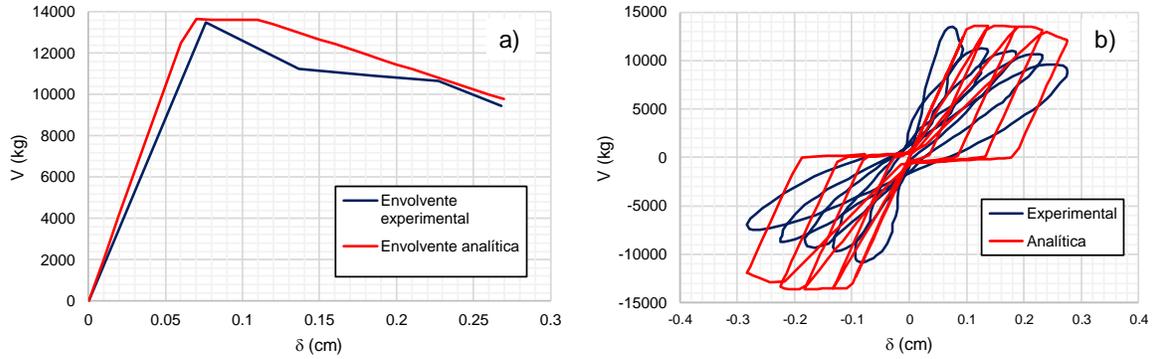


Figura 2.13 Calibración del espécimen AO5: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

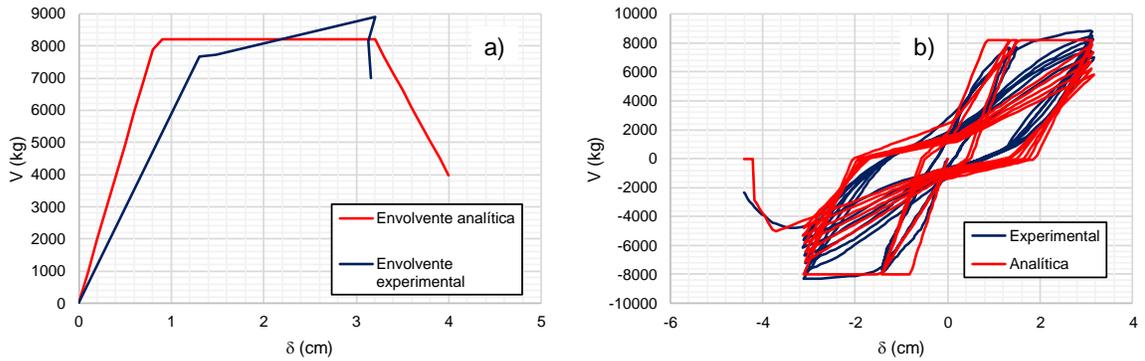


Figura 2.14 Calibración del espécimen WS25033E: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

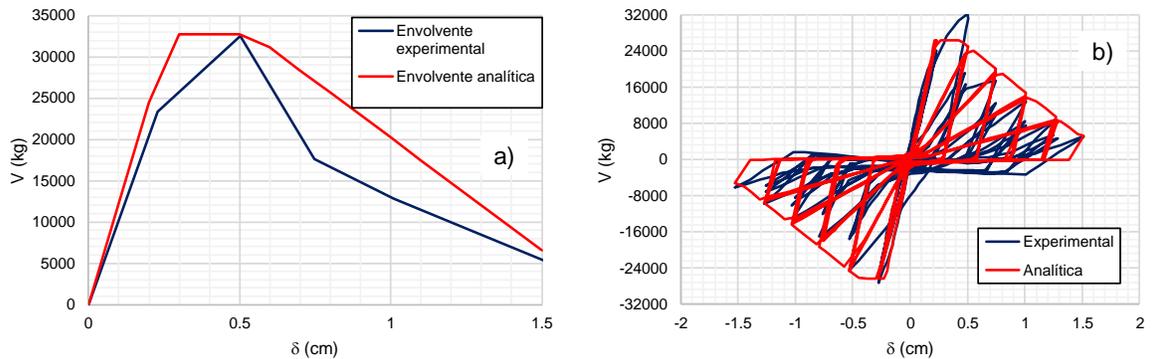


Figura 2.15 Calibración del espécimen CUS: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

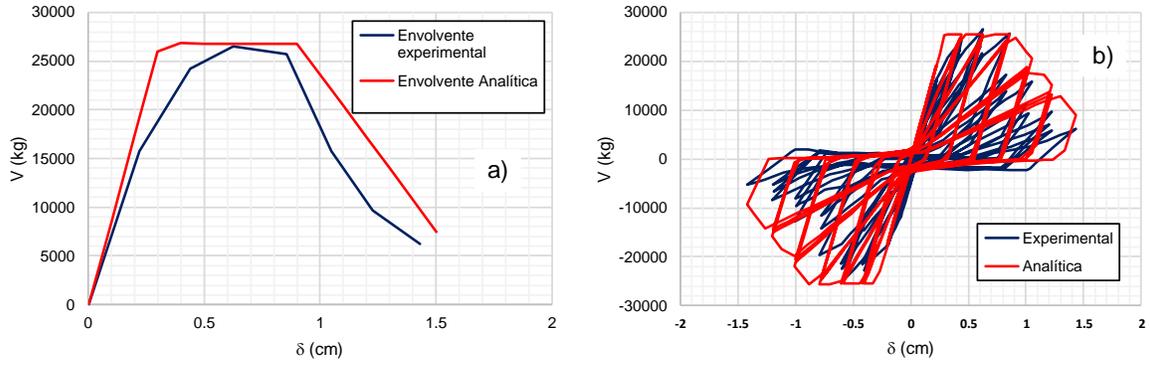


Figura 2.16 Calibración del espécimen CUW: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

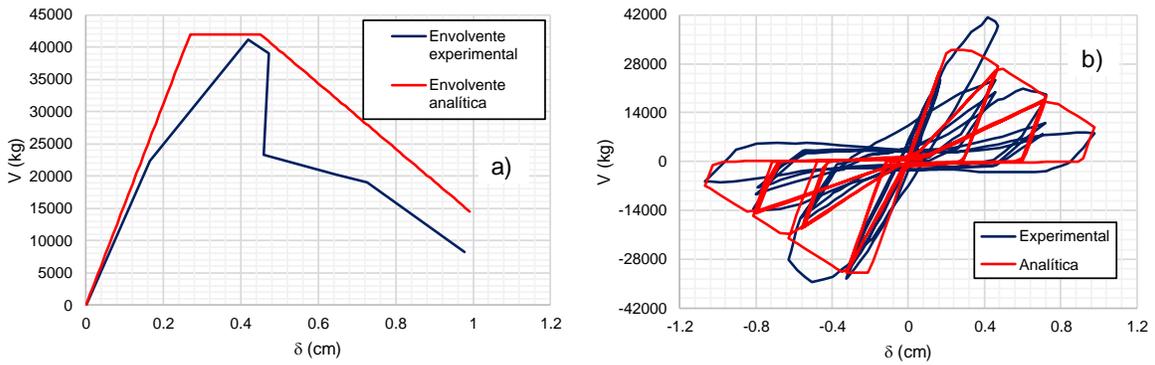


Figura 2.17 Calibración del espécimen 2CUS: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

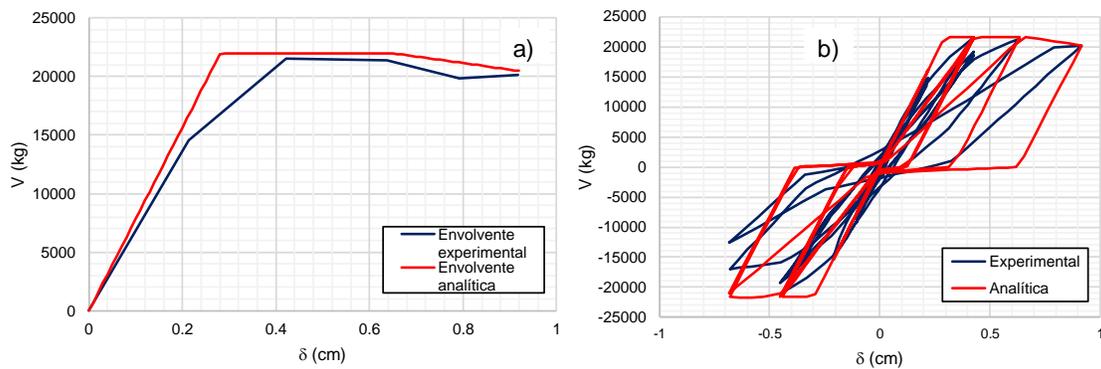


Figura 2.18 Calibración del espécimen 1-1: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

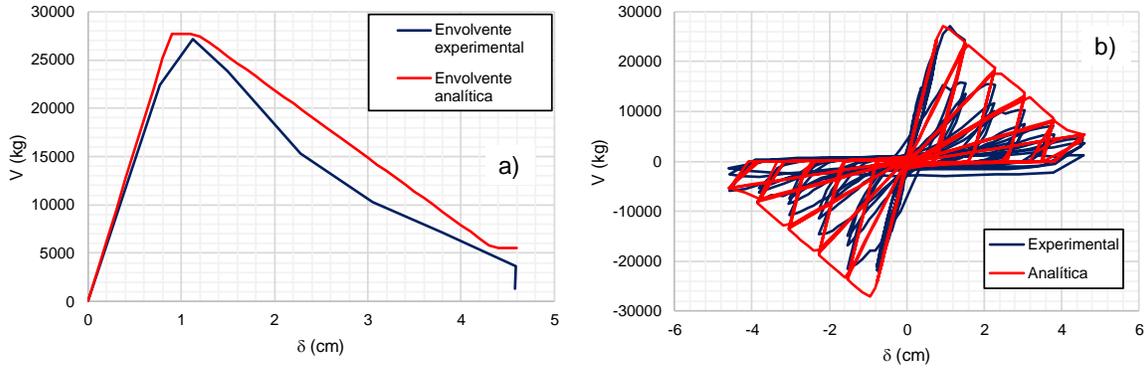


Figura 2.19 Calibración del espécimen 3slh18: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

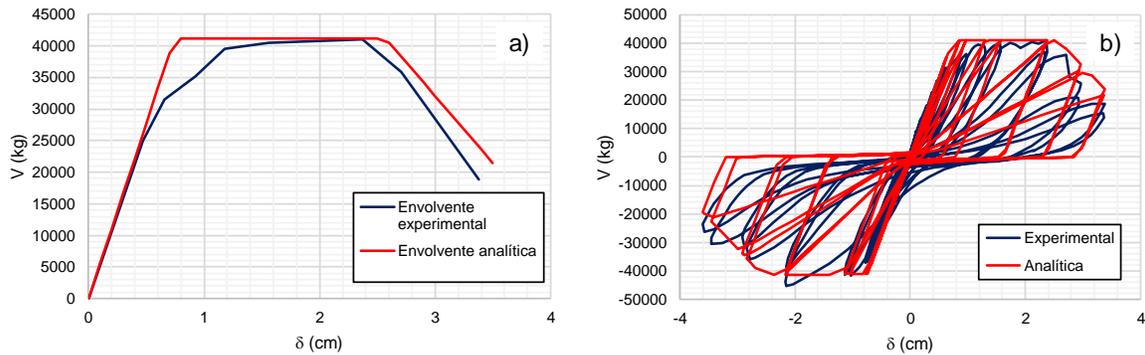


Figura 2.20 Calibración del espécimen Test SC3: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

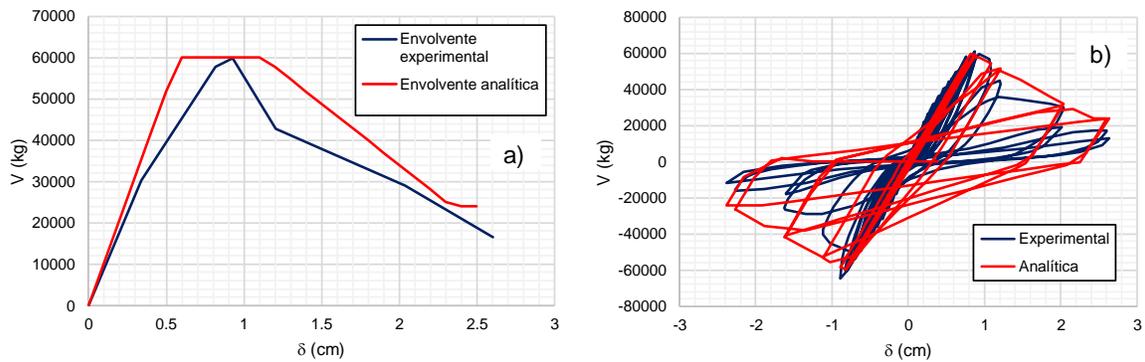


Figura 2.21 Calibración del espécimen Test SC9: a) comparación de la envolvente experimental y analítica; b) comparación del comportamiento histerético y el comportamiento analítico obtenido con el software *OpenSees*

## 2.6 Parámetros del modelo analítico

Una vez que se realizaron las calibraciones para obtener los parámetros de la envolvente analítica del modelo modificado de *IMK*, de acuerdo a la sintaxis del comando *Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Pinched Hysteretic Response (ModIMKPinching Material)* incluido en *OpenSees* (2020), para cada una de las columnas consideradas en la base de datos, se procedió a realizar una evaluación estadística para obtener su valor medio, así como su dispersión. En la Tabla 2.2 se indican los valores estadísticos obtenidos en este estudio.

Tabla 2.2 Resultados de la evaluación estadística de los parámetros la envolvente analítica del modelo modificado de *IMK* para columnas cortas de concreto reforzado

| Parámetro    | Media | Mediana | Desv. Estándar | Coefficiente de variación |
|--------------|-------|---------|----------------|---------------------------|
| Alpha_Pos    | 0.001 | 0.001   | 0.001          | 0.85                      |
| Alpha_Neg    | 0.001 | 0.001   | 0.001          | 0.85                      |
| Mpr_Pos      | 0.25  | 0.10    | 0.24           | 0.992                     |
| Mpr_Neg      | 0.25  | 0.10    | 0.24           | 0.992                     |
| Alpha_Pinch  | 0.15  | 0.10    | 0.12           | 0.821                     |
| Lamda_S      | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| Lamda_C      | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| Lamda_A      | 0.68  | 0.60    | 0.14           | 0.20                      |
| Lamda_K      | 0.69  | 0.60    | 0.13           | 0.19                      |
| c_S          | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| c_C          | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| c_A          | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| c_K          | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| Theta_p_Pos  | 0.010 | 0.007   | 0.008          | 0.818                     |
| Theta_p_Neg  | 0.010 | 0.007   | 0.008          | 0.818                     |
| Theta_pc_Pos | 0.033 | 0.024   | 0.027          | 0.827                     |
| Theta_pc_Neg | 0.033 | 0.024   | 0.027          | 0.827                     |
| Res_Pos      | 0.237 | 0.20    | 0.094          | 0.397                     |
| Res_Neg      | 0.237 | 0.20    | 0.094          | 0.397                     |
| Theta_u_Pos  | 0.043 | 0.033   | 0.029          | 0.671                     |
| Theta_u_Neg  | 0.043 | 0.033   | 0.029          | 0.671                     |
| D_Pos        | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |
| D_Neg        | 1.00  | 1.00    | 0.00           | 0.00                      |

## 2.7 Propuesta de estados de daño

### 2.7.1 Metodología

Para definir los estados de daño en columnas cortas, se consideraron los patrones de daño ilustrados en Moretti y Tassios (2007). Por ejemplo, en la Figura 2.22 se muestran tres estados de daño observados en el espécimen 1, donde se identifican tres patrones de agrietamiento en el espécimen. Asimismo, en la Figura 2.23 se relaciona el patrón de daño del espécimen 1 con su respuesta histerética.

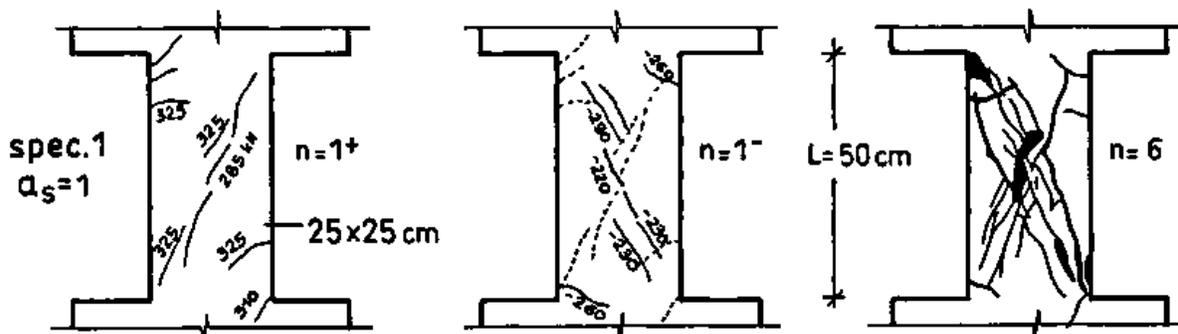


Figura 2.22 Patrones de agrietamiento en la prueba experimental del espécimen 1 ensayado por Moretti y Tassios (2007)

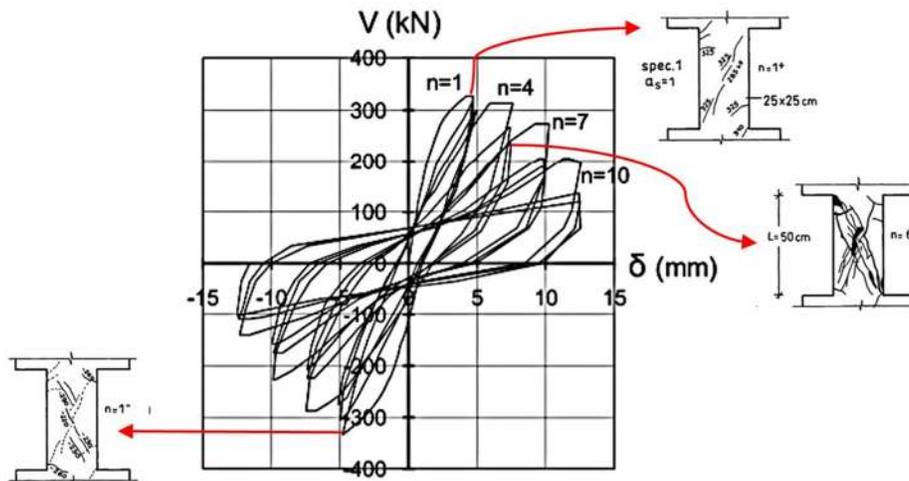


Figura 2.23 Relación entre el patrón de daño y los ciclos de histéresis obtenidos de la prueba experimental del espécimen 1 ensayado por Moretti y Tassios (2007)

Para fines de esta investigación, se propusieron cuatro estados de daño para columnas cortas de concreto reforzado que fallan por cortante: 1) ligero (ED1), 2) moderado (ED2), 3) severo (ED3), y 4) grave (ED4), los cuales se relacionan en la Figura 2.23. El primer estado de daño, correspondiente al daño ligero, se asocia a la aparición de fisuras diagonales en el elemento, caracterizado por un cambio en la pendiente de la curva fuerza-deformación, el cual se alcanza a distorsiones muy pequeñas. El segundo estado de daño, que corresponde a un daño moderado del elemento, ocurre cuando las fisuras diagonales comienzan a extenderse, y el elemento alcanza su punto de fluencia, pero el elemento no ha alcanzado aún su resistencia. El estado de daño severo se presenta cuando el elemento alcanza su resistencia (es decir, la capacidad máxima ante cargas laterales) y es a partir de este punto que la sección comenzará a sufrir un deterioro de resistencia abrupto en su comportamiento histerético. Por último, el estado de daño grave corresponde a una pérdida de resistencia mayor al 15%.

Una vez definidos los estados de daño, se procedió a identificar las distorsiones correspondientes a cada estado de daño para todos los especímenes descritos en la Tabla 2.1. Adicionalmente, se incluyó información proveniente de los especímenes descritos en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Referencias adicionales de las pruebas experimentales consideradas

| Referencia                   | Nombre     | Relación de aspecto | Cociente de carga axial | Longitud (mm) |
|------------------------------|------------|---------------------|-------------------------|---------------|
| Moretti <i>et al.</i> (2007) | Specimen 1 | 1                   | 0.3                     | 500           |
| Moretti <i>et al.</i> (2007) | Specimen 3 | 1                   | 0.3                     | 500           |
| Moretti <i>et al.</i> (2007) | Specimen 6 | 1                   | 0.3                     | 500           |
| Lynn <i>et al.</i> (1998)    | 3CLH18     | 3.22                | 0.089                   | 457.2         |
| Lynn <i>et al.</i> (1998)    | 3CMH18     | 3.22                | 0.262                   | 457.2         |
| Lynn <i>et al.</i> (1998)    | 3CMD12     | 3.22                | 0.262                   | 457.2         |

### 2.7.2 Resultados obtenidos

En la Tabla 2.4 se presentan las distorsiones asociadas a cada estado de daño correspondientes a cada espécimen indicado en las Tablas 2.1 y 2.3.

Tabla 2.4 Distorsiones asociadas a los estados de daños propuestos identificados de las pruebas de laboratorio consideradas

| <b>Nombre</b>              | <b>ED1<br/>[%]</b> | <b>ED2<br/>[%]</b> | <b>ED3<br/>(%)</b> | <b>ED4<br/>(%)</b> |
|----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Specimen HPRC 10 63</b> | 0.136              | 0.567              | 1.298              | 1.519              |
| <b>Specimen 1</b>          | 0.005              | 0.514              | 0.850              | 2.255              |
| <b>Specimen No. 104-08</b> | 0.001              | 0.940              | 0.100              | 1.042              |
| <b>Specimen No. 114-08</b> | 0.023              | 1.058              | 1.083              | 2.163              |
| <b>Specimen No. 124-08</b> | 0.028              | 1.838              | 3.927              | 3.999              |
| <b>Specimen OA2</b>        | 0.065              | 0.858              | 1.134              | 1.276              |
| <b>Specimen OA5</b>        | 0.095              | 0.339              | 0.411              | 0.608              |
| <b>Spec. WS25033E</b>      | 0.578              | 1.513              | 3.564              | 3.604              |
| <b>Spec. CUS</b>           | 0.010              | 0.602              | 1.103              | 1.641              |
| <b>Spec. CUW</b>           | 0.118              | 1.375              | 1.880              | 1.813              |
| <b>Spec. 2CUS</b>          | 0.034              | 0.714              | 0.919              | 1.009              |
| <b>Spec. No. 1-1</b>       | 0.031              | 0.486              | 0.924              | 1.489              |
| <b>Specimen 3SLH18</b>     | 0.068              | 0.521              | 0.760              | 1.039              |
| <b>Test SC3</b>            | 0.040              | 0.541              | 1.763              | 2.434              |
| <b>Test SC9</b>            | 0.024              | 0.732              | 0.869              | 0.986              |
| <b>Specimen 1</b>          | 0.130              | 0.944              | 1.512              | 4.707              |
| <b>Specimen 3</b>          | 0.295              | 0.778              | 1.229              | 1.603              |
| <b>Specimen 6</b>          | 0.162              | 1.279              | 1.507              | 2.081              |
| <b>3CLH18</b>              | 0.062              | 0.553              | 1.046              | 1.060              |
| <b>3CMH18</b>              | 0.147              | 0.504              | 0.916              | 1.039              |
| <b>3CMD12</b>              | 0.084              | 0.499              | 1.026              | 1.746              |

En la Tabla 2.5 se indican los valores estadísticos (tendencia central y dispersión) de la distorsión asociada a cada estado de daño, mientras que en la Figura 2.24 se muestra cómo se incrementa la incertidumbre en la distorsión conforme aumenta el estado de daño en las columnas “cortas”.

Tabla 2.5 Valores estadísticos de la distorsión asociada a cada estado de daño propuesto para columnas “cortas” de concreto reforzado

|                                  | <b>ED1</b><br>[%] | <b>ED2</b><br>[%] | <b>ED3</b><br>[%] | <b>ED4</b><br>[%] |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| <b>Media</b>                     | 0.10              | 0.82              | 1.37              | 1.86              |
| <b>Mediana</b>                   | 0.07              | 0.71              | 1.08              | 1.60              |
| <b>Desviación estándar</b>       | 0.13              | 0.39              | 0.84              | 1.04              |
| <b>Coefficiente de variación</b> | 1.24              | 0.47              | 0.61              | 0.56              |
| <b>Percentil 16</b>              | 0.02              | 0.51              | 0.88              | 1.04              |
| <b>Percentil 84</b>              | 0.15              | 1.24              | 1.71              | 2.40              |

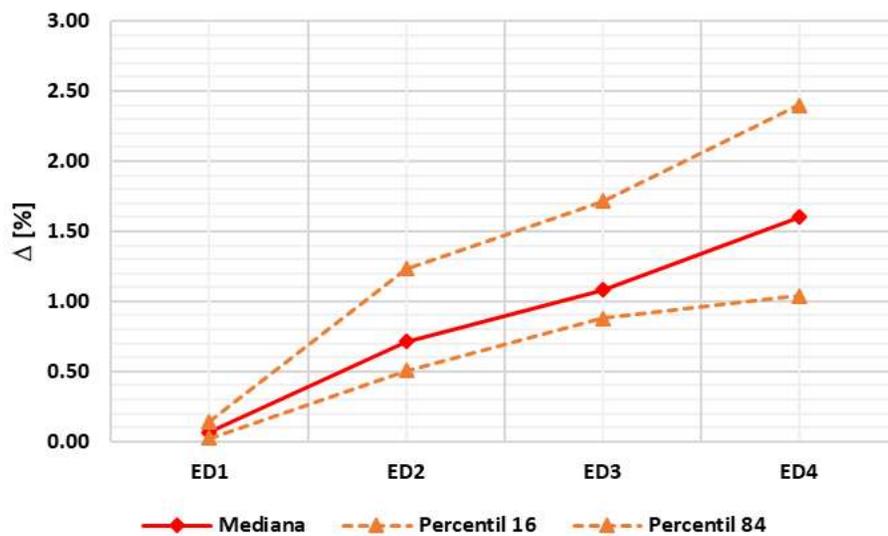


Figura 2.24 Variación de la distorsión conforme se incrementa cada estado de daño propuesto para columnas “cortas” de concreto reforzado

# Capítulo 3

## Diseño y modelado de los edificios escolares

### 3.1 Ubicación

Para fines de este estudio, se supuso que los edificios escolares se encuentran ubicados en la localidad de las Guacamayas, en el municipio de Lázaro Cárdenas, estado de Michoacán de Ocampo. Dicha localización fue elegida al encontrarse en una de las zonas con mayor peligro sísmico del país, debido a que la placa de Cocos y la placa Rivera se subducen ante la placa de Norteamérica, como se ilustra en la Figura 3.1. Cabe mencionar que Lázaro Cárdenas fue el segundo municipio en presentar mayor número de edificios escolares según la información descrita en la Tabla 1.2.



Figura 3.1 Zona de subducción en la costa del Pacífico mexicano debido a la interacción entre la placa de Norteamérica y la placa de Cocos (Wade, 2017)

Por otra parte, también se planteó que los edificios escolares se ubicaban en la ciudad de Morelia; la cual es susceptible históricamente a la acción de sismos de subducción, así como sismos locales debido al sistema de fallas Morelia-Acambay, con orientación Este-Oeste, que

atraviesan el estado de Michoacán (Gómez-Tuena *et al.*, 2005), como se ilustra en Figura 3.2.

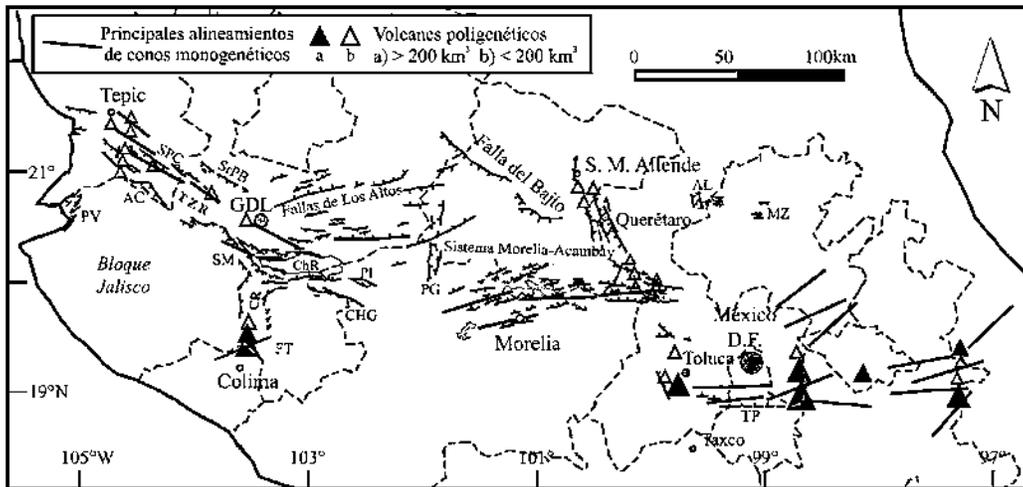


Figura 3.2 Sistemas de fallas en donde se encuentra el Sistema Morelia-Acambay (Gómez-Tuena *et al.*, 2005)

Cabe notar que la ciudad de Morelia se encuentra en una zona sísmica de menor riesgo sísmico comparada con la ciudad de Lázaro Cárdenas; sin embargo, el número de escuelas que presentaron daño ante el sismo intraplaca del 19 de septiembre de 2017 fue mayor en dicha ciudad, dado la menor distancia epicentral.

### 3.2 Descripción de los edificios escolares

Para el diseño de los edificios escolares en ambas localidades se tomó como base la geometría y estructuración típica de edificios escolares utilizada por Instituto de Infraestructura Física para la Educación del Estado de Michoacán (IIFEEM). De esta manera, los edificios escolares tienen una planta sensiblemente rectangular, con dimensiones de 42.88 m x 8 m, y están estructurados a base de marcos de concreto reforzado como se ilustra en la Figura 3.3. En el sentido largo se tienen 13 crujiás y en el sentido corto solo se cuenta con una crujiá. La altura de entrepiso es de 3.35 m. Se diseñaron dos edificios escolares de uno y tres niveles en Lázaro Cárdenas, mientras que se diseñó un edificio escolar de tres niveles en Morelia. En las Figuras 3.4 a 3.6 se ilustran las características geométricas del edificio escolar típico.

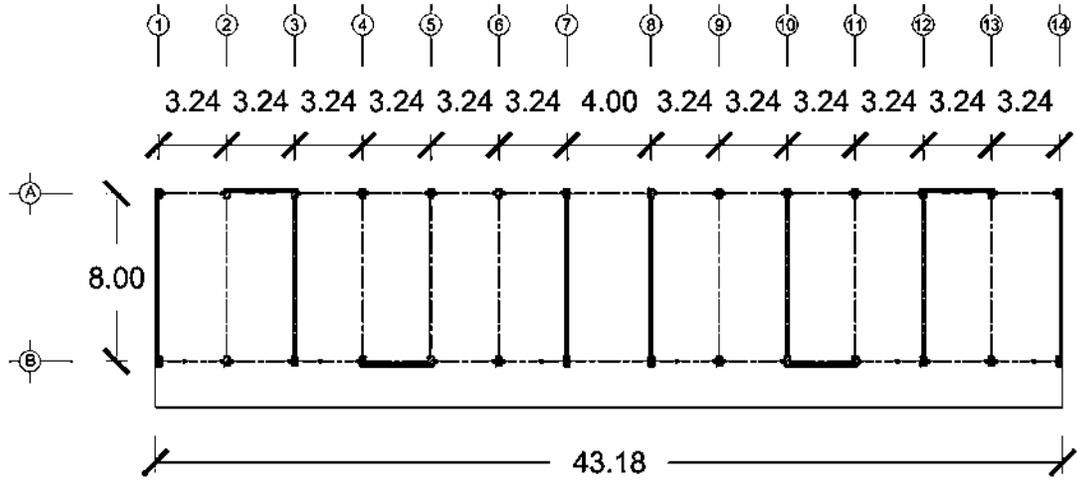


Figura 3.3 Geometría estructural de la planta usada en los edificios escolares (Cotas en metros) (IIFEEM, 2017)

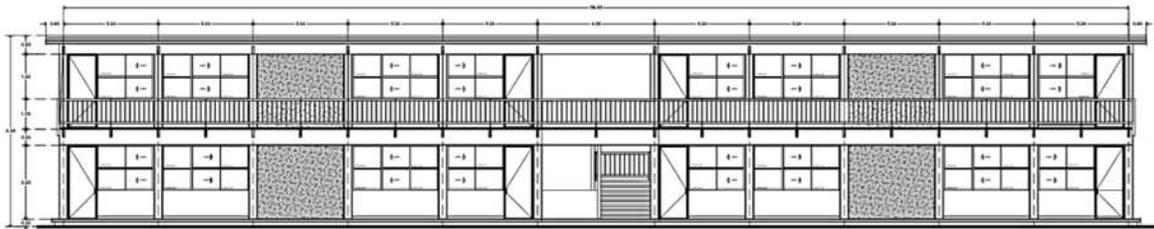


Figura 3.4 Fachada principal (Cotas en metros) (IIFEEM, 2017)

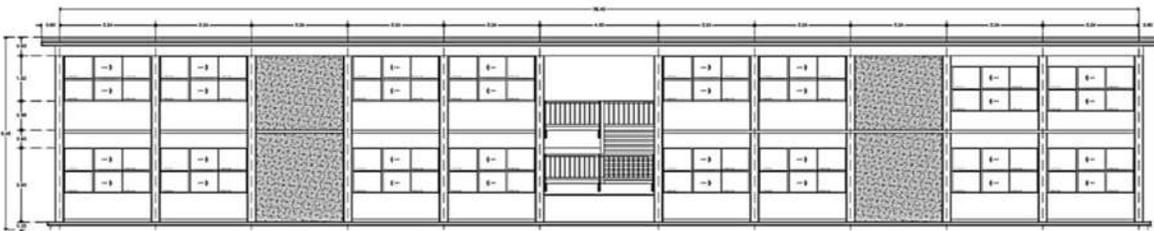


Figura 3.5 Fachada posterior (Cotas en metros) (IIFEEM, 2017)

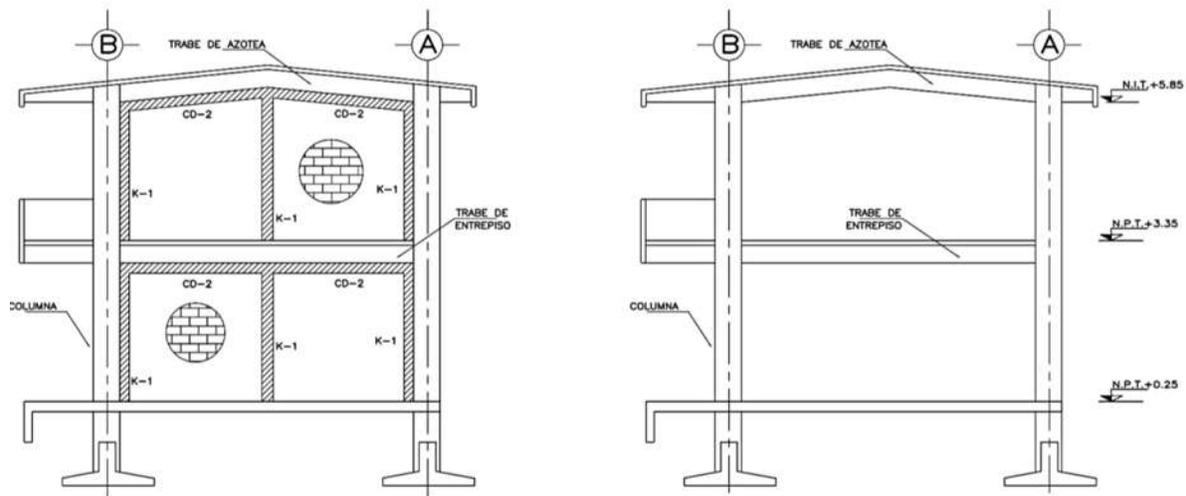


Figura 3.6 Cortes transversales en el edificio escolar (IIFEEM, 2017)

En particular, el sistema estructural de cada edificio escolar está constituido a base de marcos rígidos de concreto reforzado cuyo sistema de piso está compuesto por losas apoyadas perimetralmente. Se supuso que las columnas del edificio están cimentadas con zapatas aisladas ligadas a través de contratrabes, las cuales proporcionan una base empotrada. El edificio también cuenta con muros de concreto reforzado de 8 m colocados en los ejes 1, 7, 8 y 14, así como en los ejes A y B entre las aulas de 3.24 m de longitud. Los muros restantes son de mampostería. Sin embargo, cabe aclarar que todos los muros fueron considerados de mampostería durante el proceso de diseño para simular que los edificios escolares son representativos de la práctica constructiva de los 90s.

Al revisar los requisitos de regularidad (ver Apéndice A), se identificó que el edificio es una estructura irregular.

### 3.3 Modelado

#### 3.3.1 Vigas y columnas

Para fines de este estudio se elaboraron tres modelos analíticos con el software comercial *ETABS v18* (CSI, 2019), dos para el municipio de Lázaro Cárdenas, y otro para la ciudad de Morelia. Los modelos analíticos fueron tridimensionales, modelando las vigas y columnas como elementos tipo *barra*. Se consideró una resistencia nominal del concreto a compresión  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , considerando concreto de clase I con un módulo de elasticidad del concreto

igual a 221,359.44 kg/cm<sup>2</sup> y un esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

En la Tabla 3.1 se indican las secciones finales que fueron empleadas en el análisis sísmico de los edificios, así como su distribución en planta se muestra en las Figuras 3.7 y 3.8.

Tabla 3.1 Secciones nominales de las columnas y vigas de los edificios estudiados

| Nivel | Lázaro Cárdenas |         |            |         |         | Morelia       |         |            |         |         |
|-------|-----------------|---------|------------|---------|---------|---------------|---------|------------|---------|---------|
|       | Columnas (cm)   |         | Vigas (cm) |         |         | Columnas (cm) |         | Vigas (cm) |         |         |
|       | C-1             | C-2     | T-1        | T-2     | T-3     | C-3           | C-4     | T-4        | T-5     | T-6     |
| 1     | 30 x 45         | 30 x 45 | 20 x 55    | 20 x 55 | 25 x 55 | 30 x 45       | 30 x 45 | 20 x 55    | 20 x 55 | 25 x 55 |
| 2     | 30 x 45         | 30 x 45 | 20 x 55    | 20 x 55 | 25 x 55 | 30 x 45       | 30 x 45 | 20 x 55    | 20 x 55 | 25 x 55 |
| 3     | 30 x 45         | 30 x 45 | 20 x 55    | 20 x 55 | 25 x 55 | 30 x 45       | 30 x 45 | 20 x 55    | 20 x 55 | 25 x 55 |

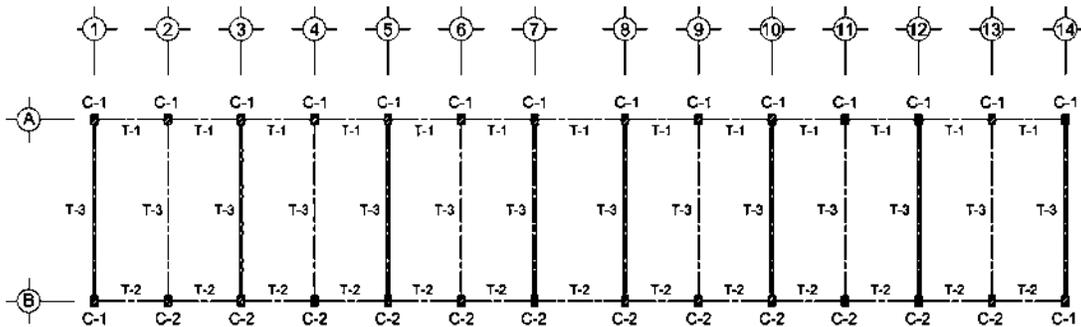


Figura 3.7 Distribución de columnas y vigas en las escuelas de Lázaro Cárdenas

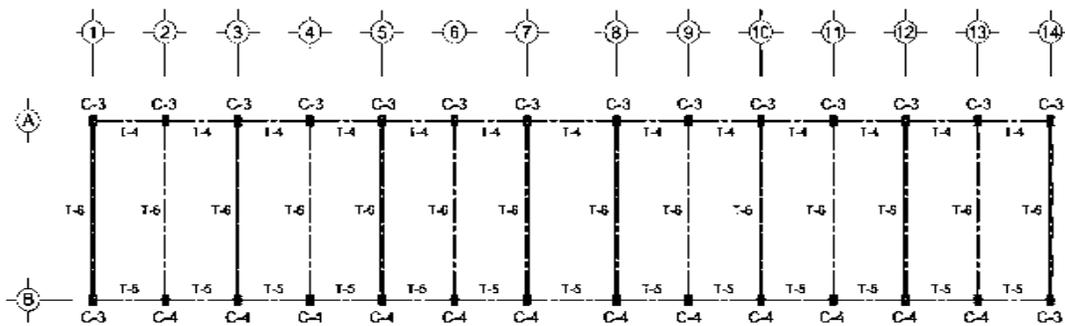


Figura 3.8 Distribución de columnas y vigas en la escuela de Morelia

### 3.3.2 Inercia agrietada

Es importante aclarar, que también por requisito de norma para el cálculo de rigideces se consideró el efecto de agrietamiento en los elementos estructurales (columnas y vigas). Los momentos de inercia efectiva se calcularon aplicando factores de reducción a los momentos de inercia bruta ( $I_g$ ), los cuales también vienen especificados en las normas. Por lo que en ambos edificios se aplicó un factor reductivo de 0.5 en la inercia bruta de las vigas y uno de 0.7 en la inercia bruta de las columnas

### 3.3.3 Muros de mampostería

Asimismo, se incluyeron los muros de mampostería en los modelos analíticos. Para tal fin, los muros de mampostería se modelaron con el método de la “*columna ancha*” (SMIE, 2015). Usando este método, los muros se representan mediante elementos tipo *barra*, cuyas propiedades geométricas de la sección transversal de la columna son equivalentes a las propiedades geométricas de la sección transversal del muro, incluyendo los castillos, como se muestra en la en la Figura 3.9 en donde  $A_c$  es el área del castillo,  $I_m$  es la inercia de la sección de mampostería,  $I_c$  es la inercia del castillo y  $n$  es la relación modular  $n=E_c/E_m$ , con  $E_c$ , es el módulo de elasticidad del concreto,  $d$  es el centroide y  $E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería (SMIE, 2015). De esta manera, la estrategia de modelado forma un marco equivalente constituido por la *columna ancha* y “vigas de rigidez infinita” a ambos lados.

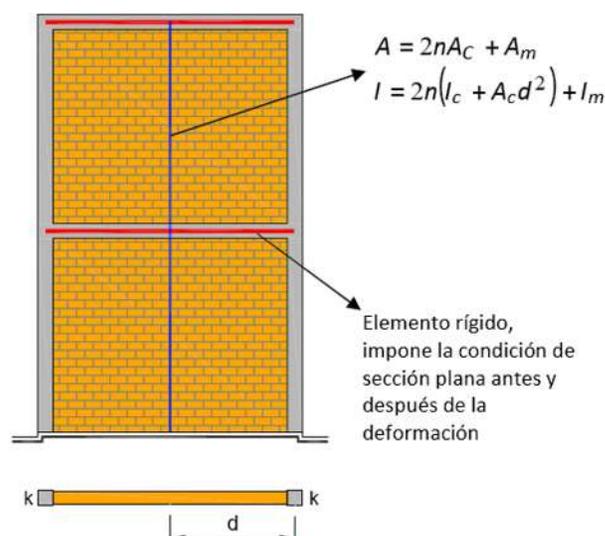


Figura 3.9 Modelado de muros de mampostería con el método de *columna ancha* (SMIE, 2015)

Para el modelado de los muros de mampostería, se consideró una resistencia de diseño a compresión de mampostería de piezas de barro de  $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$ , un módulo de elasticidad de la mampostería igual a  $E = 500 * f'_m$ . Para los edificios estudiados, se consideraron tres *columnas anchas* diferentes, cuyas propiedades se detallan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Propiedades de las *columnas anchas* usadas en los modelos analíticos

| Columna 1                              | Columna 2                              | Columna 3                            |
|--|--|--------------------------------------|
| $E_c = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$     | $E_c = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$     | $E_c = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$   |
| $E_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$         | $E_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$         | $E_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$       |
| $n = 6.81$                             | $n = 6.81$                             | $n = 6.81$                           |
| $A_c = 144 \text{ cm}^2$               | $A_c = 144 \text{ cm}^2$               | $A_c = 144 \text{ cm}^2$             |
| $A_m = 3,240 \text{ cm}^2$             | $A_m = 2,040 \text{ cm}^2$             | $A_m = 8,952 \text{ cm}^2$           |
| $I_c = 1,728 \text{ cm}^4$             | $I_c = 1,728 \text{ cm}^4$             | $I_c = 1,728 \text{ cm}^4$           |
| $I_m = 19,683,000 \text{ cm}^4$        | $I_m = 4,913,000 \text{ cm}^4$         | $I_m = 415,160,936 \text{ cm}^4$     |
| $d = 135 \text{ cm}$                   | $d = 85 \text{ cm}$                    | $d = 373 \text{ cm}$                 |
| $A_{Col} = 5,201.59 \text{ cm}^2$      | $A_{Col} = 4,001.59 \text{ cm}^2$      | $A_{Col} = 10,913.59 \text{ cm}^2$   |
| $I_{Col} = 55,456,428.52 \text{ cm}^4$ | $I_{Col} = 19,108,991.79 \text{ cm}^4$ | $I_{Col} = 688,097,856 \text{ cm}^4$ |

En las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12 se ilustran los modelos analíticos tridimensionales considerados para desarrollar el análisis sísmico y el proceso de diseño

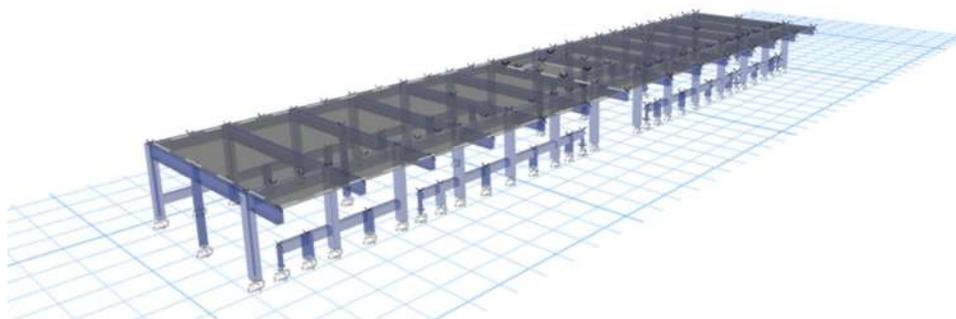


Figura 3.10 Modelo analítico del edificio de un nivel ubicado en Lázaro Cárdenas

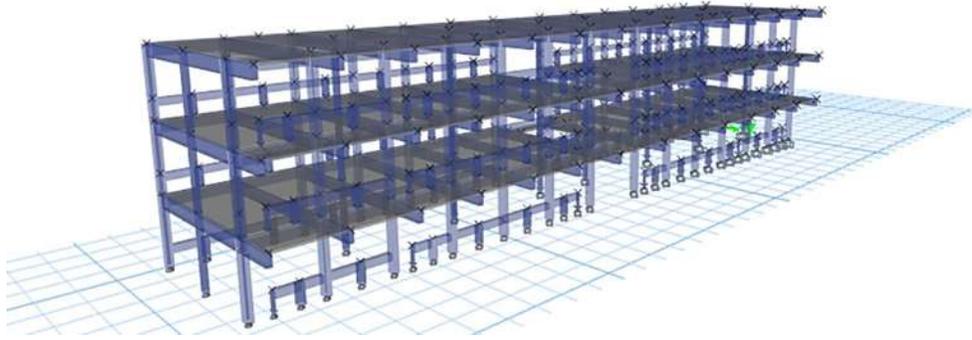


Figura 3.11 Modelo analítico del edificio de tres niveles ubicado en Lázaro Cárdenas

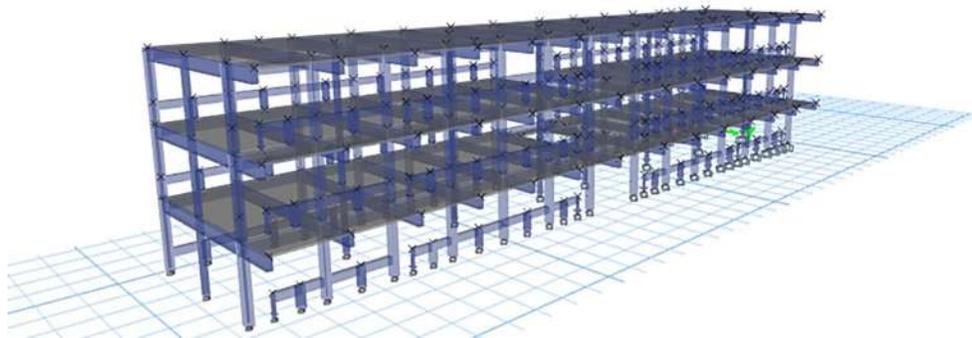


Figura 3.12 Modelo analítico del edificio de tres niveles ubicado en Morelia

### 3.4 Determinación de los pesos de cada entrepiso

En las Figuras 3.13a y 3.13b se indican los diferentes elementos y materiales que conforman las losas de azotea y de entrepiso, respectivamente. Cabe aclarar que únicamente se usará el peso correspondiente al piso de azotea para el caso del edificio de un nivel. En las Tablas 3.3 y 3.4 se presenta el análisis de cargas para la losa de azotea y de entrepiso, respectivamente. Asimismo, en las Tablas 3.5, 3.6 y 3.7 se indican los pesos de los diferentes elementos (losa, vigas y columnas) los cuales serán los mismos en los edificios, así como el peso total que se concentra en cada entrepiso para su posterior análisis. Dichas cargas se aplicaron a los modelos analíticos descritos en la sección anterior.

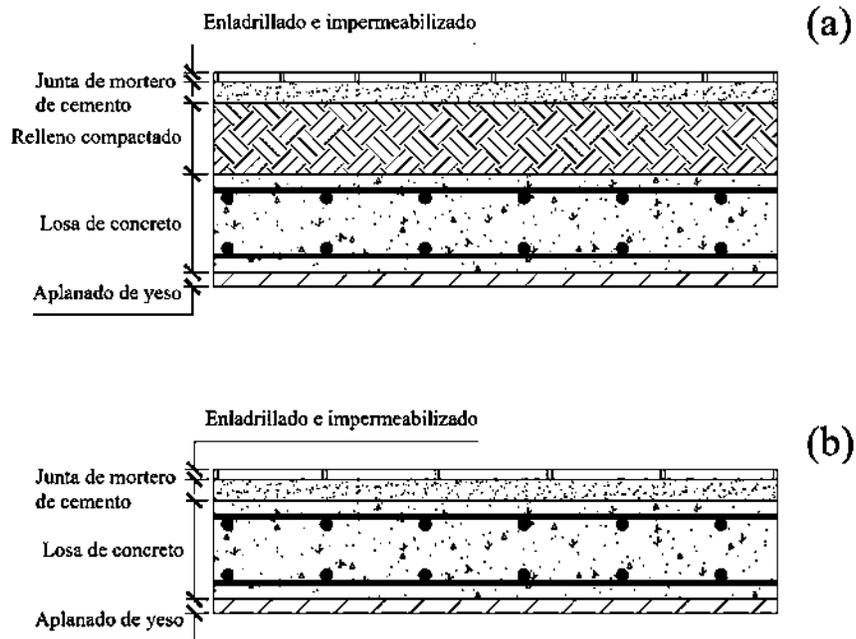


Figura 3.13 Espesores de los materiales empleados en las losas, a) losa de azotea, y b) losa de entrepiso

Tabla 3.3 Análisis de cargas de la losa de azotea

| LOSA DE AZOTEA   |                |   |                            |
|--|----------------|---|----------------------------|
| Material   | Espesor<br>(m) | Peso volumétrico<br>(Ton/m <sup>3</sup> ) | W<br>(Ton/m <sup>2</sup> ) |
| Losa de concreto reforzado   | 0.11           | 2.40                                      | 0.264                      |
| Relleno compactado seco  | 0.11           | 1.60                                      | 0.176                      |
| Junta de mortero de cemento  | 0.03           | 2.10                                      | 0.063                      |
| Enladrillado   | -              | -   | 0.040                      |
| Instalaciones  | -              | -   | 0.010                      |
| Impermeabilizante  | -              | -   | 0.010                      |
| Aplanado de yeso   | -              | -   | 0.050                      |
| Carga adicional (Imperfecciones por colado de losa y firme de mortero) | -              | -   | 0.040                      |
| <b>CM</b>  |                |   | 0.643                      |
| <b>CV</b>  |                |   | 0.100                      |
|  |                | <b>WT=</b>                                | 0.743                      |

Tabla 3.4 Análisis de cargas de la losa de entrepiso

| <b>LOSA DE ENTREPISO</b>   |                        |   |                                  |
|--|------------------------|---|----------------------------------|
| <b>Material</b>  | <b>Espesor<br/>(m)</b> | <b>Peso volumétrico<br/>(Ton/m<sup>3</sup>)</b> | <b>W<br/>(Ton/m<sup>2</sup>)</b> |
| Losa de concreto reforzado   | 0.11                   | 2.40  | 0.264                            |
| Junta de mortero de cemento  | 0.03                   | 2.10  | 0.063                            |
| Loseta vinílica  | -                      | -   | 0.010                            |
| Aplanado de yeso   | -                      | -   | 0.100                            |
| Instalaciones  | -                      | -   | 0.010                            |
| Muros divisorios   | -                      | -   | 0.100                            |
| Carga adicional (Imperfecciones<br>por colado de losa y firme de<br>mortero) | -                      | -   | 0.040                            |
| <b>CM</b>  |                        |   | 0.587                            |
| <b>CV</b>  |                        |   | 0.100                            |
|  |                        | <b>W<sub>T=</sub></b>                           | 0.687                            |

Tabla 3.5 Peso por metro lineal de las vigas en cada nivel

| <b>PESO DE LAS VIGAS POR METRO LINEAL</b> |  |   |                     |                         |
|---|--|---|---------------------|-------------------------|
| <b>Nivel</b>                              | <b>Peso<br/>específico<br/>(Ton/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Peso de las vigas en los niveles</b> |                     |                         |
|   |  | <b>Ancho<br/>(m)</b>                    | <b>Alto<br/>(m)</b> | <b>Peso<br/>(Ton/m)</b> |
| <b>1</b>                                  | 2.4  | 0.20                                    | 0.55                | 0.264                   |
| <b>1</b>                                  | 2.4  | 0.25                                    | 0.55                | 0.330                   |
| <b>2</b>                                  | 2.4  | 0.20                                    | 0.55                | 0.264                   |
| <b>2</b>                                  | 2.4  | 0.25                                    | 0.55                | 0.330                   |
| <b>3</b>                                  | 2.4  | 0.20                                    | 0.55                | 0.264                   |
| <b>3</b>                                  | 2.4  | 0.25                                    | 0.55                | 0.330                   |

Tabla 3.6 Peso por metro lineal de las columnas en cada nivel

| <b>PESO DE LAS COLUMNAS POR METRO LINEAL</b> |  |  |                     |                         |
|--|--|--|---------------------|-------------------------|
| <b>Nivel</b>                                 | <b>Peso específico<br/>(t/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Peso de las columnas en los niveles</b> |                     |                         |
|  |  | <b>Lado<br/>(m)</b>                        | <b>Lado<br/>(m)</b> | <b>Peso<br/>(Ton/m)</b> |
| <b>1</b>                                     | 2.4  | 0.30                                       | 0.45                | 0.324                   |
| <b>2</b>                                     | 2.4  | 0.30                                       | 0.45                | 0.324                   |
| <b>3</b>                                     | 2.4  | 0.30                                       | 0.45                | 0.324                   |

Tabla 3.7 Peso concentrado para cada nivel del edificio

| <b>PESO CONCENTRADO A CADA NIVEL</b> |                  |                           |                       |                    |
|--------------------------------------|------------------|---------------------------|-----------------------|--------------------|
| <b>Nivel</b>                         | <b>Vigas (t)</b> | <b>Columnas<br/>(Ton)</b> | <b>Losa<br/>(Ton)</b> | <b>W<br/>(Ton)</b> |
| 1                                    | 59.60            | 30.39                     | 403.58                | 493.57             |
| 2                                    | 59.60            | 30.39                     | 403.58                | 493.57             |
| 3                                    | 59.60            | 15.20                     | 369.86                | 444.66             |
| <b>W<sub>T</sub> (Ton)=</b>          |                  |                           |                       | <b>1431.80</b>     |

### 3.5 Análisis sísmico

#### 3.5.1 Espectros elástico y de diseño

Para el análisis sísmico de los edificios escolares, se realizó un análisis estático lineal y un análisis modal espectral empleando el software comercial *ETABS v18* (CSI, 2019). Para fines de análisis sísmico de los edificios escolares se siguieron las especificaciones del Capítulo 3 “Diseño por sismo” de la Sección C “Estructuras” de la edición 1993 del Manual de Diseño de Obras Civiles, denominada MDOC-93 de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993). El MDOC-1993 incluye una regionalización sísmica de la República Mexicana considerando cuatro zonas, llamándoles A, B, C y D, como se ilustra en la Figura 3.14. La zona A es la de menor actividad sísmica y con baja intensidad, las zonas B y C son zonas de intensidad intermedia y con sismos poco frecuentes y la zona D es la de mayor actividad

sísmica. Asimismo, también cuenta con una clasificación para el suelo con nomenclatura Tipo I, II y III, siendo el suelo Tipo III el que considera la presencia de mayores ampliaciones dinámicas.

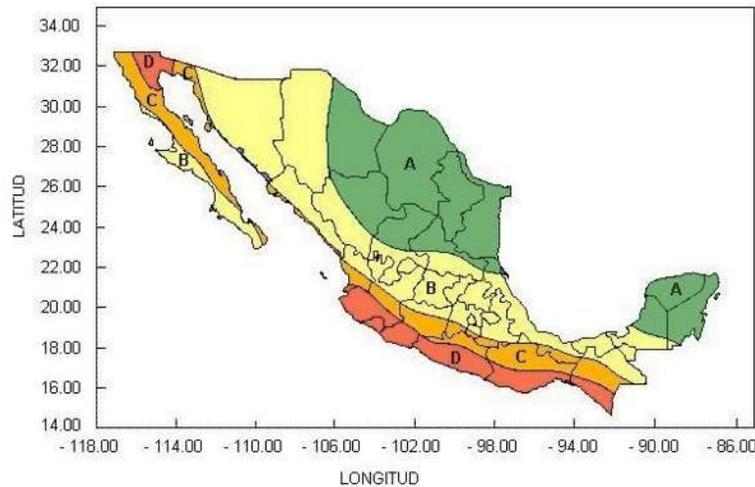


Figura 3.14 Zonificación sísmica de la República Mexicana de acuerdo al MDOC-1993 (CFE, 1993)

Con base en dicha regionalización sísmica, las escuelas ubicadas en Lázaro Cárdenas estarían localizadas en la zona sísmica D, mientras que la escuela en la ciudad de Morelia se ubicaría en la zona sísmica C.

Al tratarse los edificios escolares de una estructura del grupo A, se consideró un factor de importancia igual a 1.5, el cual se multiplica por las ordenadas espectrales correspondientes a cada zona sísmica. Para fines de obtener el espectro de diseño, se consideró un factor de comportamiento sísmico de la estructura,  $Q$ , igual a 2. El valor de  $Q$  se empleó para obtener el factor reductivo por ductilidad,  $Q'$ , de las ordenadas espectrales elásticas, el cual depende del periodo de vibración y, adicionalmente, dicho factor fue afectado por el factor de condición de regularidad, con valor de 0.80 al ser una estructura irregular como se indica explícitamente en el Apéndice A. En las Figuras 3.15 y 3.16 se muestran los espectros elásticos y de diseño correspondientes a las ciudades de Lázaro Cárdenas y Morelia, respectivamente. En la Tabla 3.8 se presentan los parámetros espectrales para definir el espectro de diseño (coeficientes sísmicos y periodos característicos).

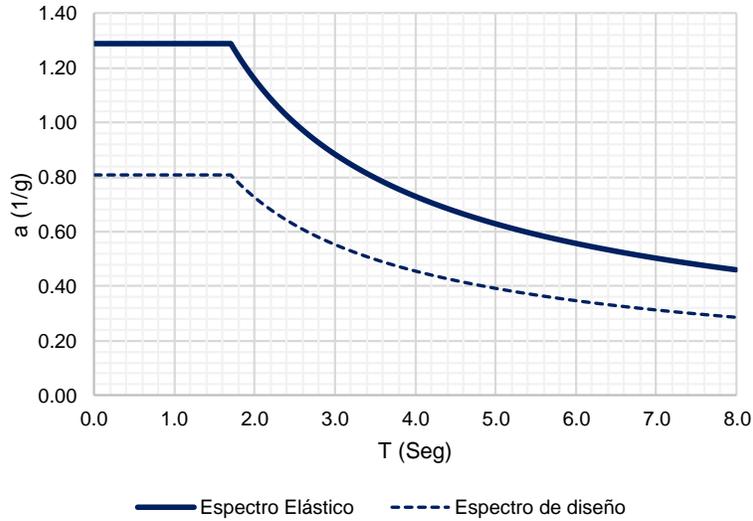


Figura 3.15 Comparación de los espectros elástico y de diseño obtenidos aplicando los criterios del MDOC-1993 para la ciudad de Lázaro Cárdenas

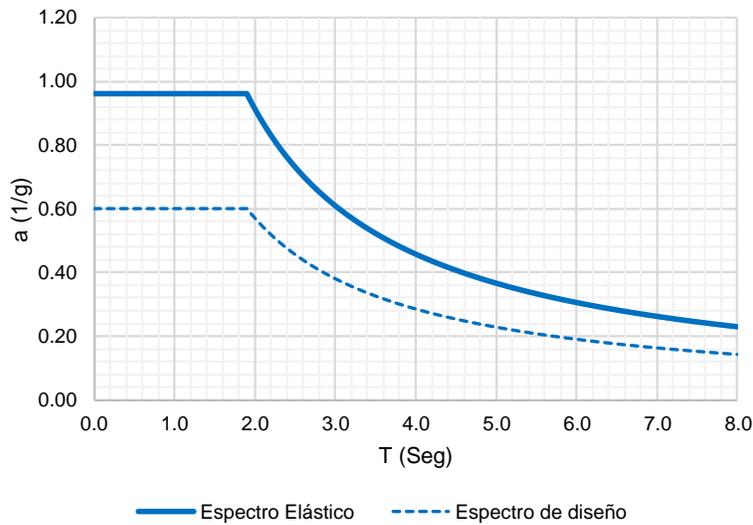


Figura 3.16 Comparación de los espectro elástico y de diseño obtenidos aplicando los criterios del MDOC-1993 para la ciudad de Morelia

Tabla 3.8 Coeficientes y periodos obtenidos para Lázaro Cárdenas

| Ubicación       | $a_0$ (1/g) | $c$   | $T_a$ (s) | $T_b$ (s) | $r$ |
|-----------------|-------------|-------|-----------|-----------|-----|
| Lázaro Cárdenas | 0.806       | 0.806 | 0.00      | 1.20      | 2/3 |
| Morelia         | 0.600       | 0.600 | 0.00      | 1.90      | 1   |

### 3.5.2 Determinación de las fuerzas sísmicas

De acuerdo al MDOC-1993 (CFE, 1993) se obtiene el periodo natural de vibración de la estructura,  $T_e$ , mediante la expresión 3.1 del manual:

$$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left( \frac{\sum_{n=1}^N W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^N P_n X_n} \right)^{1/2} \quad (3.1)$$

en donde  $P_n$  es una fuerza estática equivalente, que se obtienen de la siguiente expresión:

$$P_n = \alpha W_n h_n \quad (3.2)$$

donde  $\alpha$  se obtiene como:

$$\alpha = \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \left( \frac{c}{Q} \right) \quad (4.2)$$

sí se sustituye la Ec. 4.2 en la Ec. 4.1, se obtiene:

$$P_n = \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \left( \frac{c}{Q} \right) W_n h_n \quad (4.3)$$

Al evaluar la Ec. (4.3) se obtuvieron las fuerzas estáticas equivalentes que se indican en las Tablas 3.9, 3.10 y 3.11.

Tabla 3.9 Fuerzas estáticas equivalentes para el edificio de tres niveles en Lázaro Cárdenas

| Nivel    | $W_n$<br>(Ton) | $h_n$<br>(m) | $W_n h_n$<br>(Ton-m) | $\alpha$ | $P_n$<br>(Ton) |
|----------|----------------|--------------|----------------------|----------|----------------|
| 3        | 444.66         | 10.05        | 4468.83              | 0.06     | 273.47         |
| 2        | 493.57         | 6.70         | 3306.92              | 0.06     | 202.37         |
| 1        | 493.57         | 3.35         | 1653.46              | 0.06     | 101.18         |
| $\Sigma$ | 1431.80        |              | 9429.91              |          |                |

Tabla 3.10 Fuerzas estáticas equivalentes para el edificio de un nivel en Lázaro Cárdenas

| Nivel    | $W_n$<br>(Ton) | $h_n$<br>(m) | $W_n h_n$<br>(Ton-m) | $\alpha$ | $P_n$<br>(Ton) |
|----------|----------------|--------------|----------------------|----------|----------------|
| 1        | 444.66         | 3.35         | 1489.61              | 0.06     | 133.398        |
| $\Sigma$ | 444.66         |              | 1489.61              |          |                |

Tabla 3.11 Fuerzas estáticas equivalentes para el edificio en Morelia

| Nivel    | $W_n$<br>(Ton) | $h_n$<br>(m) | $W_n h_n$<br>(Ton-m) | $\alpha$ | $P_n$<br>(Ton) |
|----------|----------------|--------------|----------------------|----------|----------------|
| 3        | 444.66         | 10.05        | 4468.83              | 0.05     | 203.56         |
| 2        | 493.57         | 6.70         | 3306.92              | 0.05     | 150.63         |
| 1        | 493.57         | 3.35         | 1653.46              | 0.05     | 75.32          |
| $\Sigma$ | 1431.80        |              | 9429.91              |          |                |

De acuerdo a los resultados presentados anteriormente, el periodo natural en los edificios de tres niveles y un nivel se estimó como  $T_e = 0.796$  s y  $T_e = 0.314$  s, respectivamente, siendo menores al periodo característico  $T_b = 1.20$  . Así, para obtener las fuerzas sísmicas para fines de diseño es adecuado considerar la máxima ordenada espectral dada en la Tabla 3.8.

### 3.5.3 Combinaciones de fuerzas sísmicas

Los efectos de las fuerzas sísmicas en ambas direcciones ( $X$  e  $Y$ ) se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos de la que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. Las combinaciones de carga aplicadas en las escuelas en Lázaro Cárdenas y en Morelia, así como la dirección en que se idealizó su aplicación se muestran en la Tabla 3.12, la Tabla 3.13, la Figura 3.17 y en la Figura 3.18 respectivamente.

Tabla 3.12 Combinaciones de carga consideradas para las escuelas de Lázaro Cárdenas

| No. | Combinación                                      |
|-----|--|
| 1   | 1.4 CM + 1.4 CVm                                 |
| 2   | 1.1 CM + 1.1 CVa + 1.1 $S_{x_1}$ + 0.3 $S_{y_1}$ |
| 3   | 1.1 CM + 1.1 CVa + 1.1 $S_{x_1}$ - 0.3 $S_{y_1}$ |
| 4   | 1.1 CM + 1.1 CVa + 0.3 $S_{x_1}$ + 1.1 $S_{y_1}$ |
| 5   | 1.1 CM + 1.1 CVa - 0.3 $S_{x_1}$ + 1.1 $S_{y_1}$ |
| 6   | 1.1 CM + 1.1 CVa + 0.3 $S_{x_1}$ - 1.1 $S_{y_1}$ |
| 7   | 1.1 CM + 1.1 CVa - 0.3 $S_{x_1}$ - 1.1 $S_{y_1}$ |
| 8   | 1.1 CM + 1.1 CVa - 1.1 $S_{x_1}$ + 0.3 $S_{y_1}$ |
| 9   | 1.1 CM + 1.1 CVa - 1.1 $S_{x_1}$ - 0.3 $S_{y_1}$ |

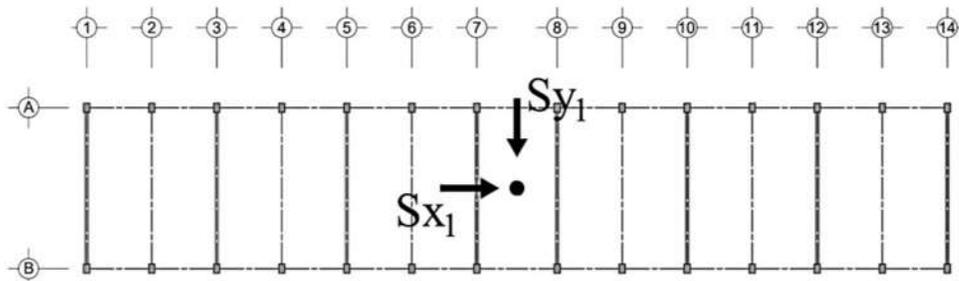


Figura 3.17 Estados de carga y su posición de aplicación en los edificios de Lázaro Cárdenas

Tabla 3.13 Combinaciones de carga consideradas para la escuela de Morelia

| No. | Combinación                                      |
|-----|--|
| 10  | 1.4 CM + 1.4 CVm                                 |
| 11  | 1.1 CM + 1.1 CVa + 1.1 $S_{x_1}$ + 0.3 $S_{y_1}$ |
| 12  | 1.1 CM + 1.1 CVa + 1.1 $S_{x_1}$ - 0.3 $S_{y_1}$ |
| 13  | 1.1 CM + 1.1 CVa + 0.3 $S_{x_1}$ + 1.1 $S_{y_1}$ |
| 14  | 1.1 CM + 1.1 CVa - 0.3 $S_{x_1}$ + 1.1 $S_{y_1}$ |
| 15  | 1.1 CM + 1.1 CVa + 0.3 $S_{x_1}$ - 1.1 $S_{y_1}$ |
| 16  | 1.1 CM + 1.1 CVa - 0.3 $S_{x_1}$ - 1.1 $S_{y_1}$ |
| 17  | 1.1 CM + 1.1 CVa - 1.1 $S_{x_1}$ + 0.3 $S_{y_1}$ |
| 18  | 1.1 CM + 1.1 CVa - 1.1 $S_{x_1}$ - 0.3 $S_{y_1}$ |

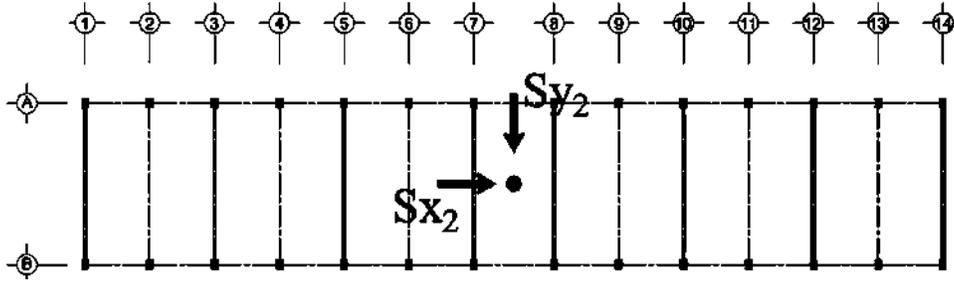


Figura 3.18 Estados de carga y su posición de aplicación en el edificio de Morelia

### 3.6 Diseño de los elementos

#### 3.6.1 Secciones de las vigas y columnas

El diseño final de los elementos se realizó tomando en cuenta las especificaciones indicadas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (NTCC, 1987) y 2004 (NTCC, 2004). Teniendo en cuenta lo anterior, las columnas fueron diseñadas con sección rectangular, considerando los diagramas de interacción propios de cada columna y que fueron obtenidos por medio del software *ETABS v18* (CSI, 2019). Se revisó que las secciones propuestas cumplieran con los requisitos para resistir la fuerza cortante actuante en columnas y vigas. Asimismo, se verificó la resistencia mínima a compresión axial, cortante y flexocompresión en columnas. Por otra parte, las vigas se diseñaron como vigas rectangulares, tanto para los momentos positivos como para los negativos, debido a que la fuerza de compresión necesaria para alcanzar el equilibrio se desarrolla dentro del patín y, por tanto, el eje neutro se localiza dentro del patín, de modo que, las vigas son equivalentes a una de sección rectangular.

#### 3.6.2 Armado de las columnas y vigas

El diseño y detallado final de las vigas y columnas se llevó a cabo con la herramienta *Concrete Frame Design* incluida en el software *ETABS v18* (CSI, 2019). En la Tabla 3.14 se presentan las cuantías de acero obtenidas, mientras que en las Figuras 3.19, 3.20, 3.21 y 3.22 se detallan los armados de las columnas y vigas.

Tabla 3.14 Cuantías de acero de los armados de las columnas y vigas

| Nivel | Lázaro Cárdenas |      |            |      |      | Morelia    |      |            |      |      |
|-------|-----------------|------|------------|------|------|------------|------|------------|------|------|
|       | $\rho$ (%)      |      | $\rho$ (%) |      |      | $\rho$ (%) |      | $\rho$ (%) |      |      |
|       | C-1             | C-2  | T-1        | T-2  | T-3  | C-3        | C-4  | T-4        | T-5  | T-6  |
| 1     | 4.50            | 2.25 | 1.67       | 1.67 | 1.52 | 3.00       | 1.50 | 1.67       | 1.67 | 1.52 |
| 2     | 4.50            | 2.25 | 1.67       | 1.67 | 1.52 | 3.00       | 1.50 | 1.67       | 1.67 | 1.52 |
| 3     | 4.50            | 2.25 | 1.67       | 1.67 | 1.52 | 3.00       | 1.50 | 1.67       | 1.67 | 1.52 |

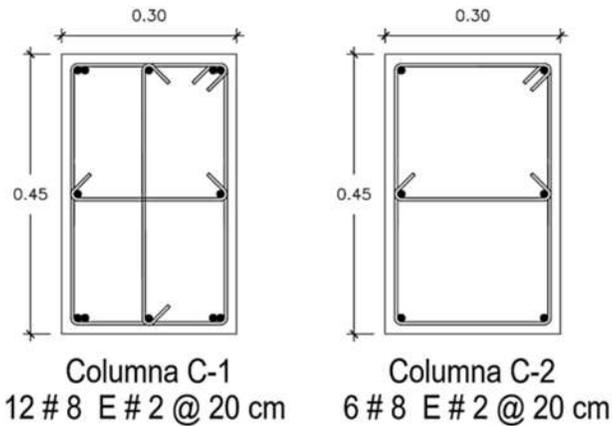


Figura 3.19 Armado de las columnas C-1 y C-2 (cotas en centímetros)

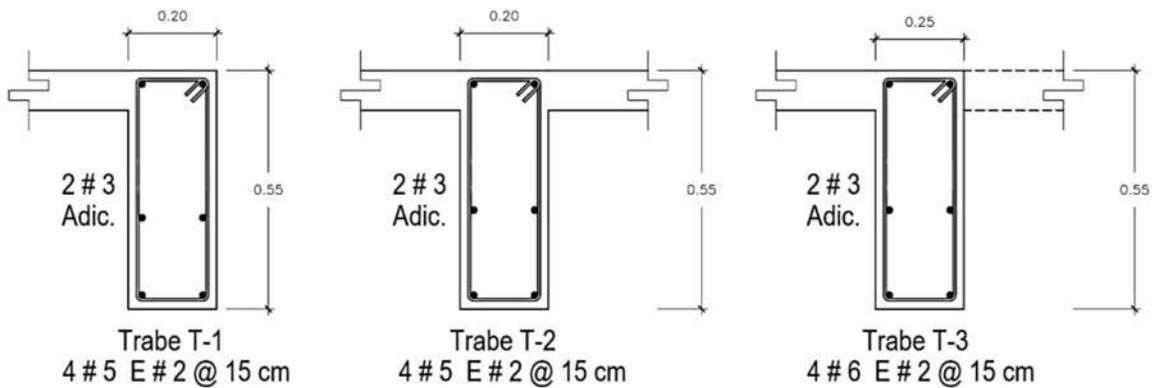


Figura 3.20 Armado de las traves T-1, T-2 y T-3 (cotas en centímetros)

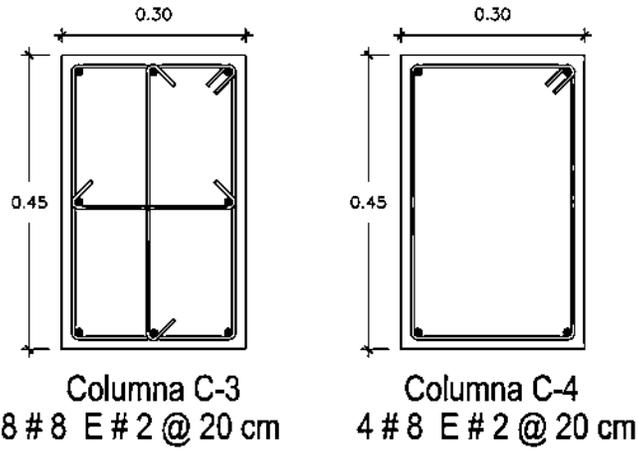


Figura 3.21 Armado de las columnas C-3 y C-4 (cotas en centímetros)

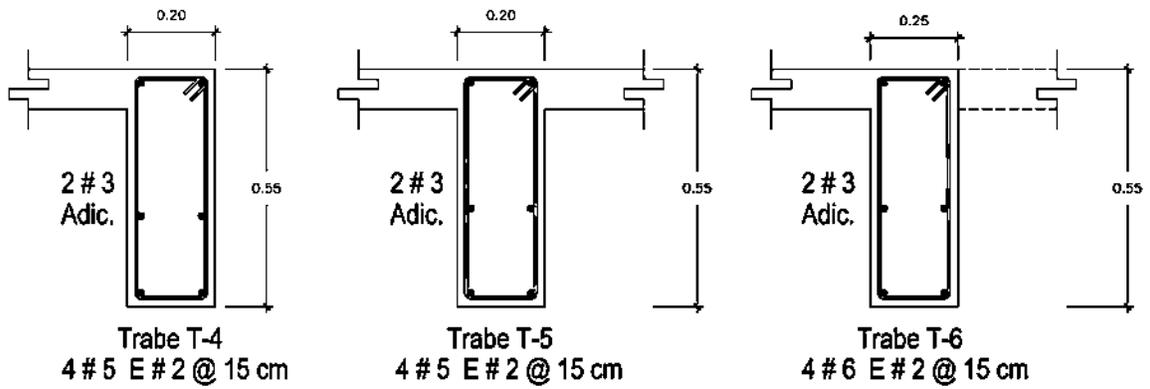


Figura 3.22 Armado de las traves T-4, T-5 y T-6 (cotas en centímetros)

Adicionalmente, se obtuvieron los diagramas de interacción  $P-M$  de cada una de las columnas y los diagramas momento-rotación,  $M-\theta$ , de las vigas, los cuales se muestran en las Figuras 3.23 y 3.24, respectivamente.

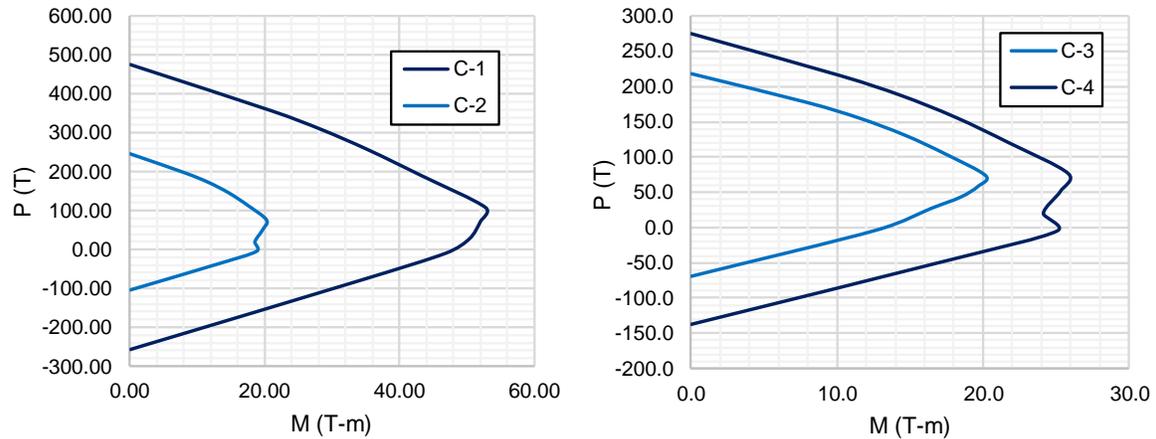


Figura 3.23 Diagramas de interacción  $P$ - $M$  de las columnas

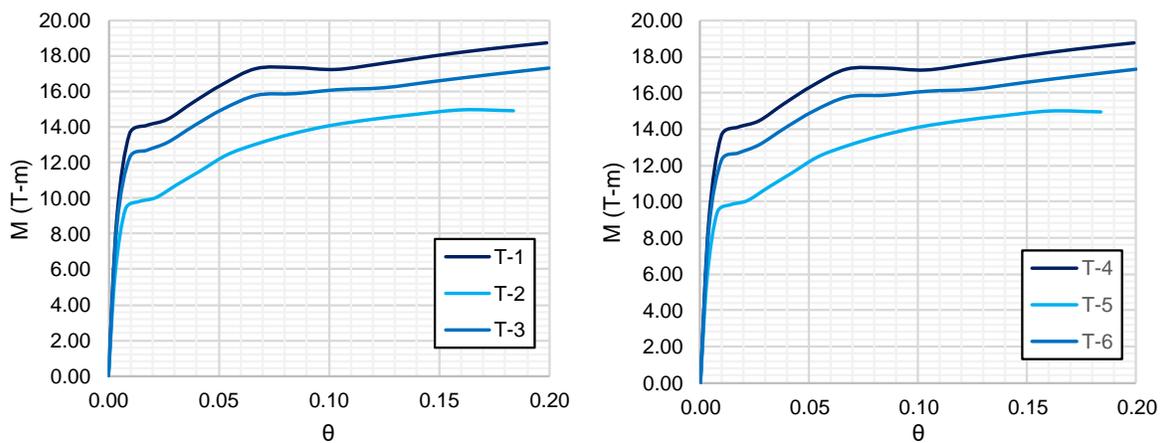


Figura 3.24 Diagramas de momento-curvatura de las vigas

### 3.7 Revisión de los desplazamientos laterales

Realizado el análisis estático lineal, modal espectral y el diseño final de los elementos, se revisó que los desplazamientos laterales máximos de cada entrepiso fueran menores que los desplazamientos laterales permisibles especificados en la sección 3.4.6 revisión por desplazamiento laterales del MDOC-1993 (CFE, 1993). En la revisión por servicio, el desplazamiento máximo permisible es de  $\Delta = 0.006H$ , siendo para este caso de 6.03 cm el desplazamiento máximo en cada edificio de 3 niveles y de 2.01 cm para el de 1 nivel. En las Tablas 3.15 y 3.16 se indican los desplazamientos calculados para los edificios de 3 niveles y un nivel, respectivamente. Puede verse que los desplazamientos en la tabla son pequeños

comparándolos con los desplazamientos máximos permisibles, por lo que cumplen con este requisito. Para el caso de las distorsiones se tiene una distorsión máxima permisible para marcos de concreto reforzado con  $Q = 2$  de 0.030, restricción con la cual también el edificio al presentar distorsiones muy pequeñas a la permisible.

Tabla 3.15 Desplazamientos laterales y distorsiones en los edificios de tres niveles

| Nivel | Lázaro Cárdenas                |              | Morelia                        |              |
|-------|--------------------------------|--------------|--------------------------------|--------------|
|       | Desplazamientos laterales (cm) | Distorsiones | Desplazamientos laterales (cm) | Distorsiones |
| 1     | 0.34                           | 0.001        | 0.25                           | 0.0007       |
| 2     | 0.67                           | 0.002        | 0.50                           | 0.0015       |
| 3     | 0.91                           | 0.0027       | 0.68                           | 0.002        |

Tabla 3.16 Desplazamiento lateral y distorsión en el edificio de un nivel en Lázaro Cárdenas

| Nivel | Desplazamiento lateral (cm) | Distorsión |
|-------|-----------------------------|------------|
| 1     | 0.30                        | 0.0009     |

### 3.8 Modelado en *OpenSees*

#### 3.8.1 Estrategia computacional

Para el análisis dinámico no-lineal de los edificios, se modeló únicamente los edificios de tres y un nivel ubicados en la ciudad de Lázaro Cárdenas mediante la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Para tal fin, se desarrolló un modelo bilineal en el que se colocó el marco frontal y trasero actuando simultáneamente en el mismo plano suponiendo que están ligados por un diafragma rígido. En la Figura 3.25 se detalla de el modelado de los edificios.

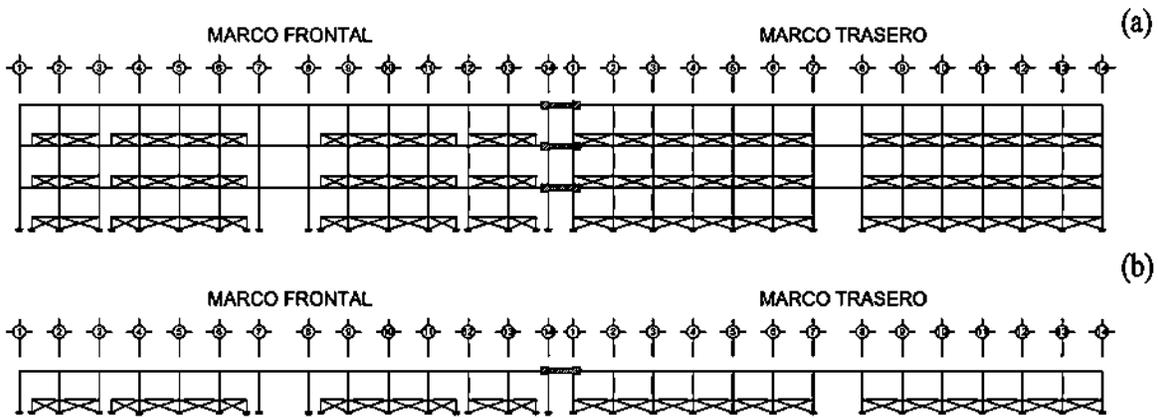


Figura 3.25 Modelo bidimensional desarrollado en *OpenSees*; a) edificio de tres niveles, b) edificio de un nivel, ambos ubicados en la ciudad de Lázaro Cárdenas

Cabe notar que se modelaron ambos marcos dado que, a pesar de tener la misma geometría, tienen columnas diferentes cada uno, con porcentajes de acero distintos, así como también aberturas en los muros de mampostería debidas a la presencia de ventanas o puertas. Estos marcos fueron colocados de manera paralela y van unidos a través de una viga “*infinitamente rígida*” buscando hacer que los desplazamientos en ambos marcos sean iguales. A cada uno de los marcos se le agregó la masa correspondiente, concentrado en los nodos de cada nivel. Las columnas se supusieron empotradas en su base.

En particular, los elementos lineales (vigas y columnas) se modelaron mediante una viga equivalente que consiste de una viga con comportamiento elástico lineal con dos resortes rotacionales en los extremos, donde se concentra la no linealidad del elemento. Los resortes rotacionales se modelaron con el elemento *zerolength*, incluido en la biblioteca de *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Cabe notar que a los elementos *zerolength* se les asignó un comportamiento descrito por el modelo modificado de *IMK* incluido en *OpenSees* (2020), con los parámetros que representan una falla por flexión en las vigas, una falla por flexión-cortante en las columnas esbeltas y una falla por cortante en las columnas “cortas”.

Para incorporar los muros de mampostería en los modelos analíticos se optó por emplear el método de puntales de compresión (Mohammad-Noh *et al.*, 2017). El método consiste en modelar el muro de mampostería como un puntal con propiedades geométricas equivalentes. Para la obtención de los parámetros de los muros se utilizaron las expresiones 1 y 2 que se presentan a continuación:

$$b_m = \left( \frac{K_1}{\lambda_h} + K_2 \right) d \quad (1)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin(2\theta)}{4E_c I h_m}} h \quad (2)$$

donde  $b_m$  es el ancho del puntal de compresión,  $\lambda_h$  es la rigidez relativa,  $E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería,  $t_m$  es el espesor del muro,  $\theta$  es el ángulo del puntal entre el largo del muro y su altura,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $I$  es el momento de inercia de las columnas,  $h_m$  es la altura del muro de mampostería,  $h$  es la altura del piso,  $d$  es la longitud del puntal y  $K_1$  y  $K_2$  se obtienen de la Tabla 3.17 (Mohammad-Noh *et al.*, 2017)

Tabla 3.17 Coeficientes para calcular las propiedades del puntal  
(Mohammad-Noh *et al.*, 2017)

|       | $\lambda_h < 3.14$ | $3.14 < \lambda_h < 7.85$ | $\lambda_h > 7.85$ |
|-------|--------------------|---------------------------|--------------------|
| $K_1$ | 1.3                | 0.707                     | 0.47               |
| $K_2$ | -0.178             | 0.010                     | 0.04               |

En el programa *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016) los puntales fueron colocados como elementos tipo *Truss*. A los elementos *Truss* se les asignó un comportamiento histerético descrito por el modelo modificado de *IMK*, cuya envolvente se calibró con resultados experimentales de muros de mampostería ensayados ante cargas cíclicas reversibles. El proceso de calibración se describe detalladamente en López (2020).

Finalmente, en la Figura 3.26 se muestra la estrategia computacional empleada para modelar los edificios escolares con la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016)

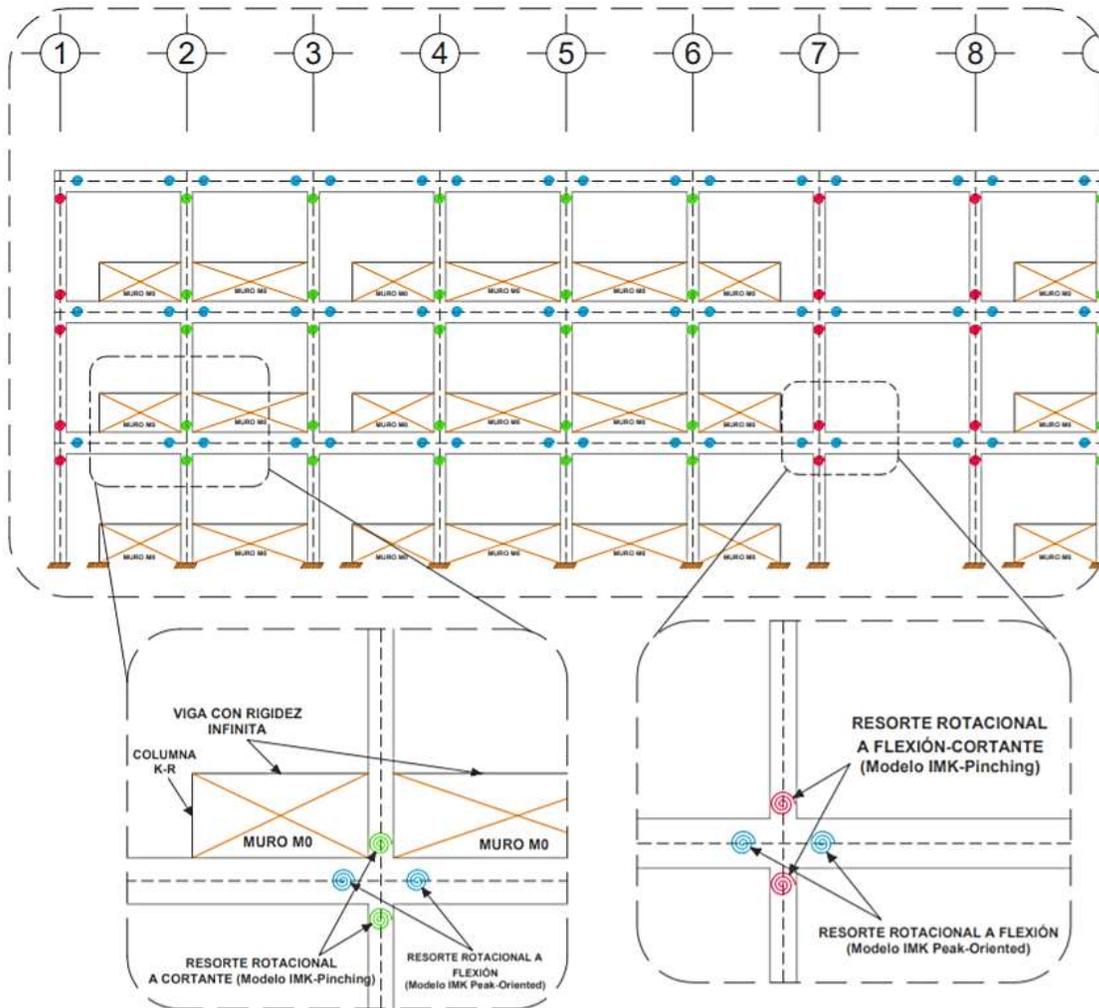


Figura 3.26 Estrategia de modelado en la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016)

Para fines de este estudio, el modelo analítico del edificio escolar con 3 niveles se designó como “3NLC”, mientras que el edificio de un nivel se le llamará “1NLC”.

### 3.9 Propiedades mecánicas y dinámicas del modelo analítico

#### 3.9.1 Periodos de vibración

Después de modelar los edificios, tanto en *ETABS v18* (CSI, 2019) como en *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016), se obtuvieron los periodos de vibración mediante análisis modales. En la Tabla 3.18 se indican los tres primeros periodos correspondientes a cada modelo analítico.

Tabla 3.18 Periodos obtenidos de los modos de vibrar para el modelo de los edificios escolares

| Modelo<br>( <i>ETABS</i> ) | Periodos<br>obtenidos   | Modelo<br>( <i>OpenSees</i> ) | Periodos<br>obtenidos   |
|----------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 3 niveles                  | $T_1 = 0.634 \text{ s}$ | 3NLC                          | $T_1 = 0.604 \text{ s}$ |
|                            | $T_2 = 0.228 \text{ s}$ |                               | $T_2 = 0.323 \text{ s}$ |
|                            | $T_3 = 0.156 \text{ s}$ |                               | $T_3 = 0.223 \text{ s}$ |
| 1 nivel                    | $T_1 = 0.279 \text{ s}$ | 1NLC                          | $T_1 = 0.213 \text{ s}$ |
|                            | $T_2 = 0.154 \text{ s}$ |                               | $T_2 = 0.181 \text{ s}$ |
|                            | $T_3 = 0.136 \text{ s}$ |                               | $T_3 = 0.139 \text{ s}$ |

### 3.9.2 Curva de capacidad

Se desarrolló un análisis estático no lineal incremental con la ayuda del software *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016), considerando una distribución triangular invertida de fuerzas, para obtener las curvas de capacidad de cada uno de los edificios. En la Figura 3.27 se muestra la configuración deformada del edificio de tres niveles sujeto ante cargas laterales incrementales.

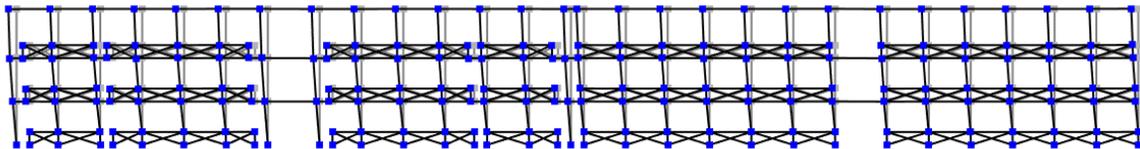


Figura 3.27 Simulación del modelo de tres niveles ante las cargas laterales en un análisis no lineal

La curva de capacidad se representa en términos del cortante basal normalizado respecto al peso total,  $V_b/W_T$  (la cual es una medida de la resistencia del edificio) contra la distorsión de azotea (desplazamiento de azotea normalizado respecto a la altura total del edificio). En la Figura 3.28 se muestra una comparación de las curvas de capacidad correspondientes a los modelos 3NLC y 1NLC.

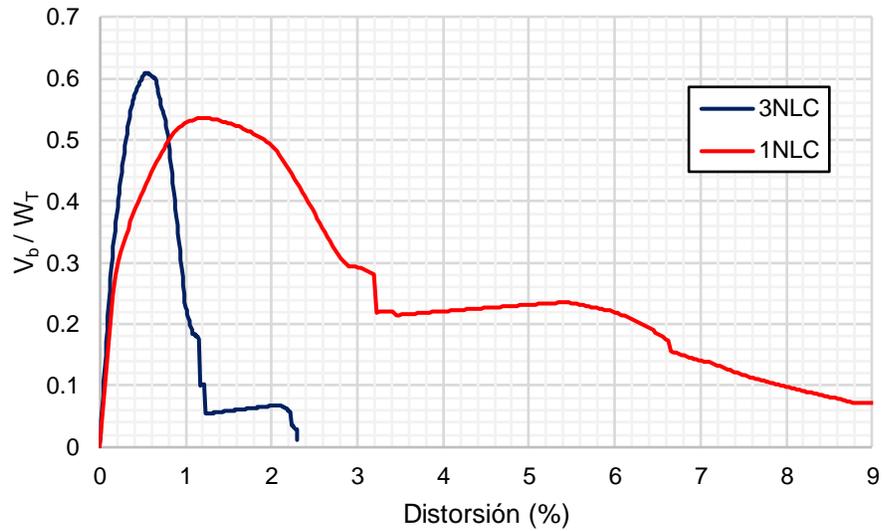


Figura 3.28 Curvas de capacidad de los modelos analíticos

A partir de la Figura 3.28, se observa que el modelo 1NLC presenta un comportamiento frágil, dado que, al alcanzar su resistencia, aproximadamente 0.6, tiene una pérdida de resistencia súbita. Por el contrario, el modelo 3NLC presenta mayor capacidad de deformación hasta alcanzar la resistencia lateral y un deterioro de resistencia más gradual que le modelo 1NLC. Tomando en cuenta su valor máximo de  $V_b/W_T$  respecto al coeficiente sísmico con que fueron diseñados los edificios en Lázaro Cárdenas, se tiene una sobrerresistencia del 49 % y 34% para el edificio de tres niveles y un nivel, respectivamente.

# Capítulo 4

## Movimientos del terreno

### 4.1 Sismicidad en el estado de Michoacán

Para poder realizar la evaluación de las demandas sísmicas que actúan sobre los modelos, se requiere de una selección de acelerogramas o registros sísmicos (historias de aceleración de un evento sísmico) que representen el peligro sísmico de la ubicación donde se encuentra localizada dicha estructura. Los acelerogramas deben presentar características de intensidad (amplitud), contenido de frecuencia y duración que sean compatibles con escenarios sísmicos específicos. Más aún, si se desea evaluar la respuesta de estructuras ante secuencias sísmicas evento principal-réplicas, es necesario contar con historias de aceleración reales registradas en estaciones acelerográficas.

### 4.2 Conjunto de movimientos del terreno

Para realizar los análisis dinámicos de este trabajo se consideraron 24 registros obtenidos en 12 estaciones acelerométricas, ubicadas en la zona de subducción de la República Mexicana en los últimos años. En la Figura 4.1 se muestra la ubicación de los registros seleccionados.



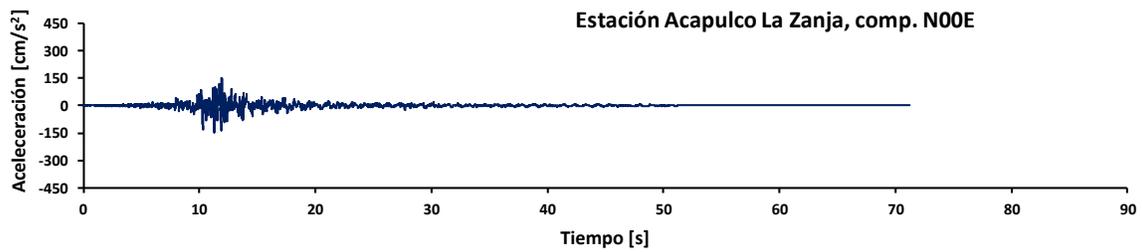
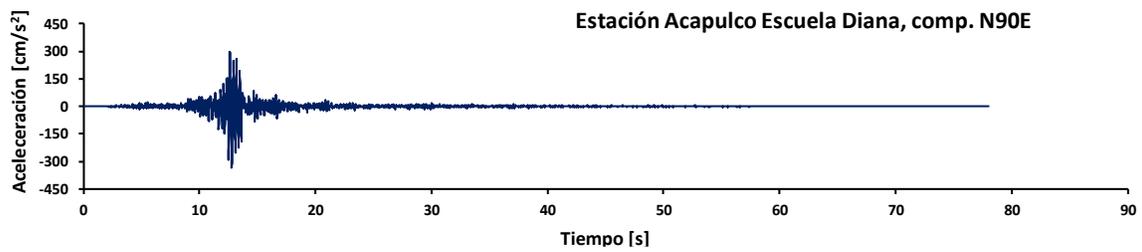
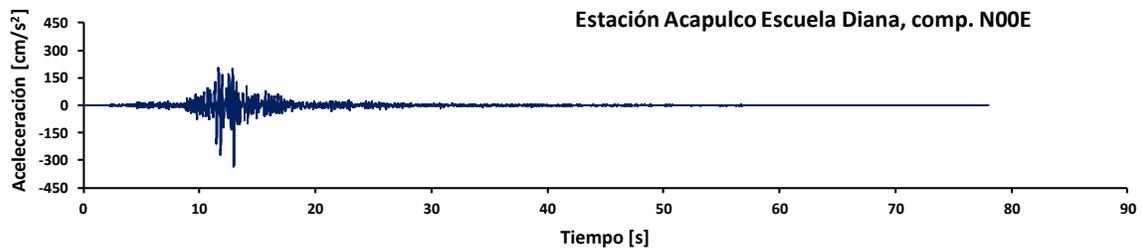
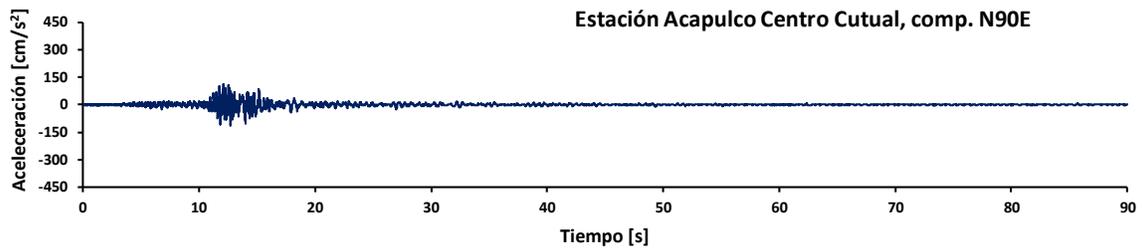
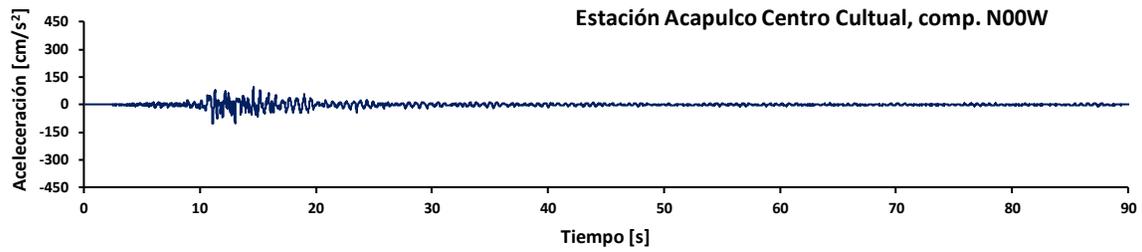
Figura 4.1 Ubicación de las estaciones seleccionadas en este estudio que registraron acelerogramas en distintos eventos sísmicos

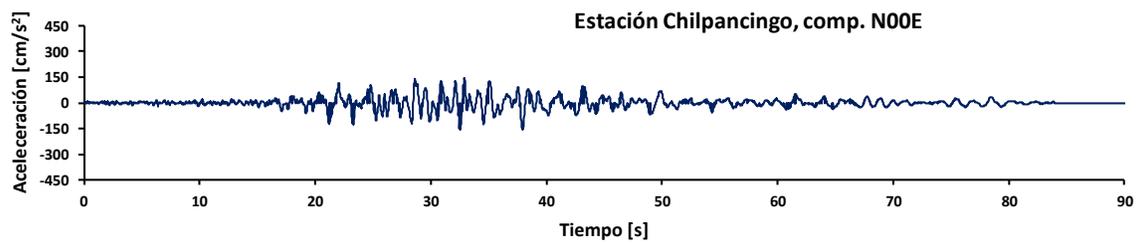
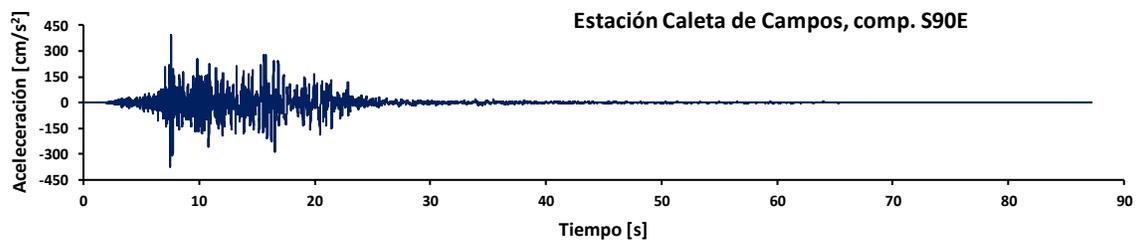
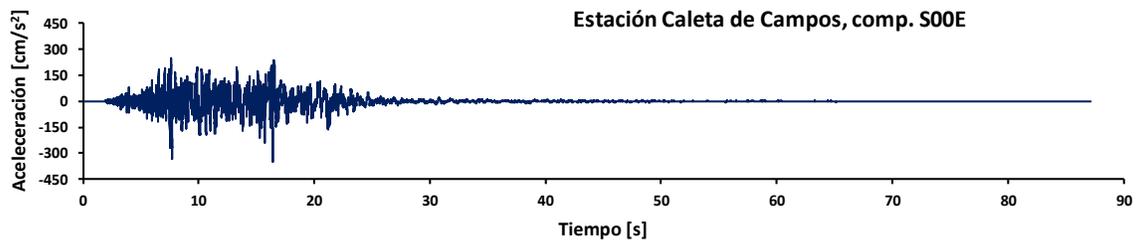
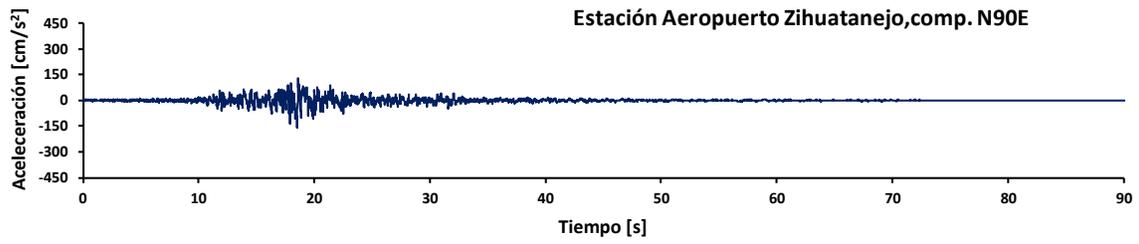
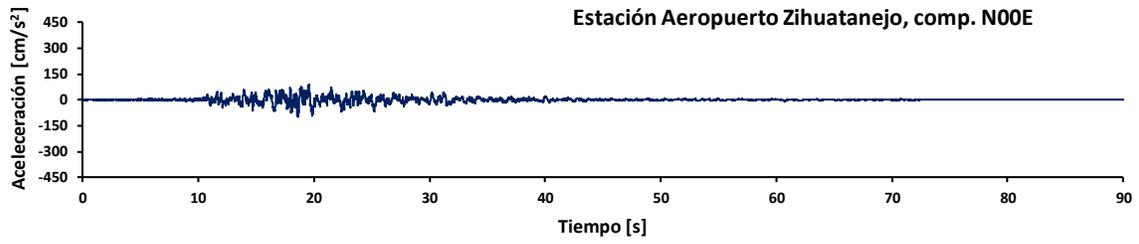
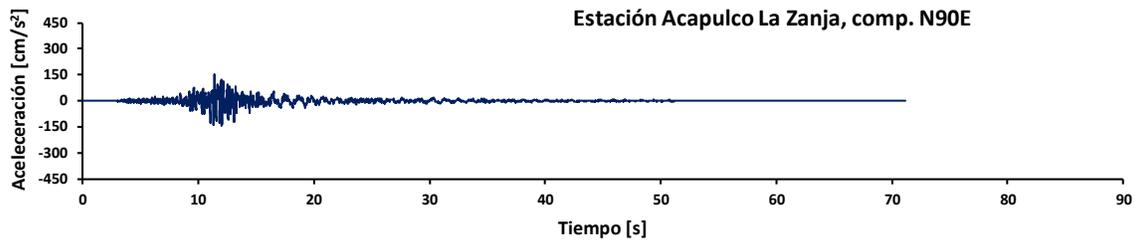
En la Tabla 4.1 se presenta una lista de las 12 estaciones consideradas en este estudio, así como de su aceleración máxima del terreno,  $AMT$ , y del periodo predominante del movimiento del terreno,  $T_g$ . El parámetro  $T_g$  se empleó como una medida del contenido de frecuencia del movimiento del terreno y se calculó como el periodo asociado a la ordenada máxima en el espectro de velocidad.

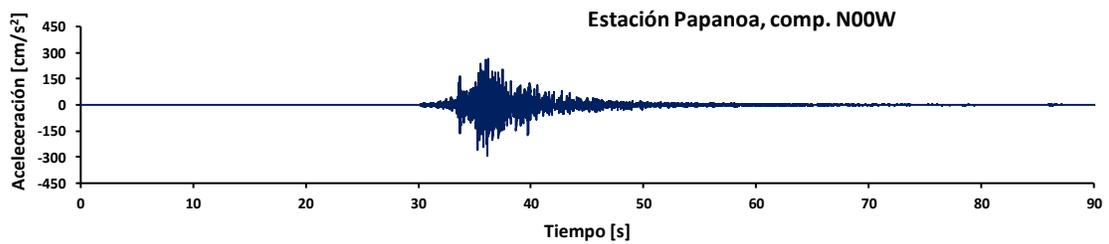
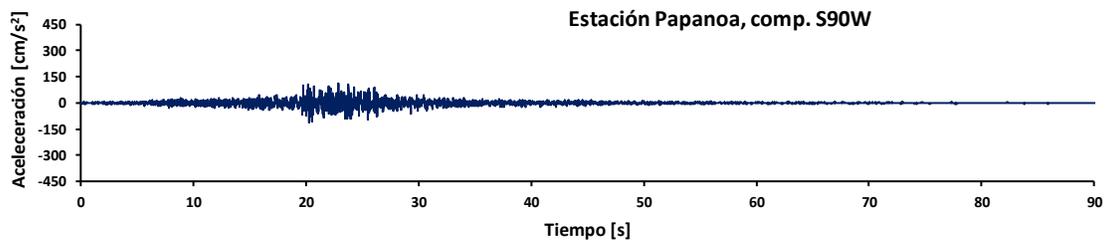
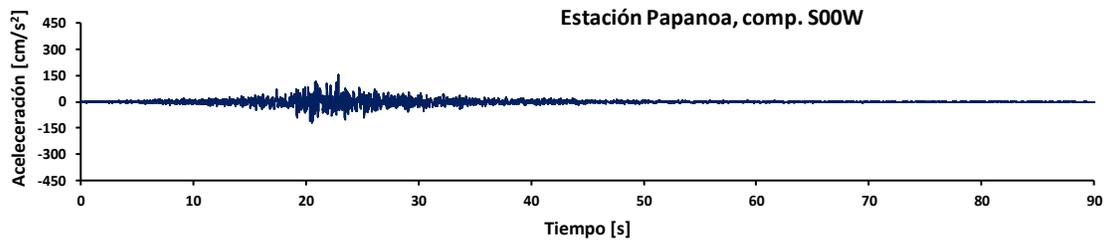
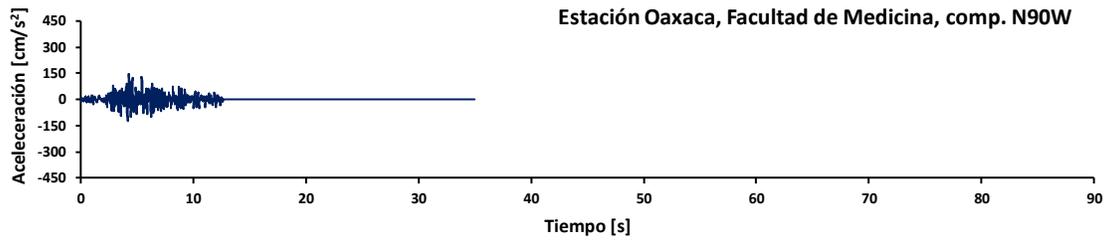
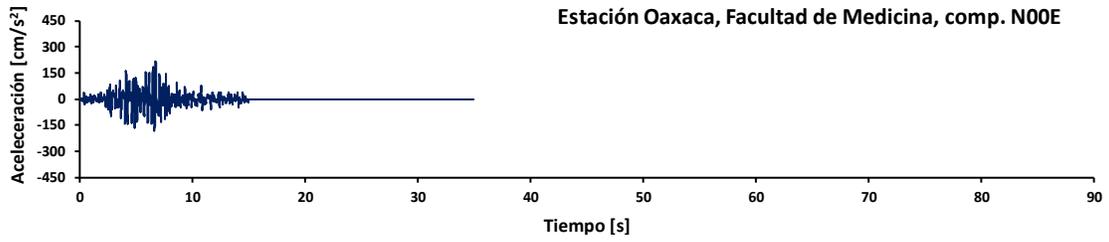
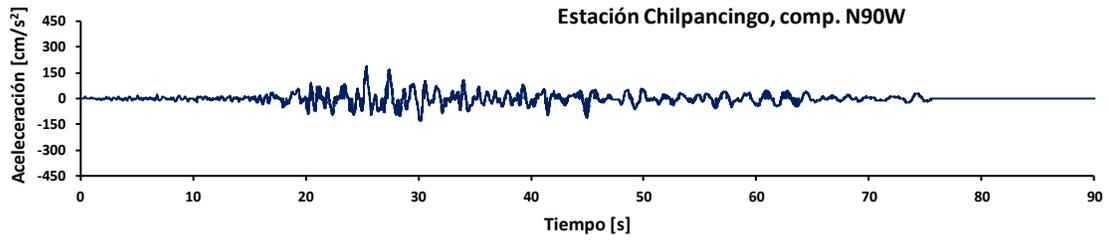
Tabla 4.1 Características de los acelerogramas considerados en este estudio

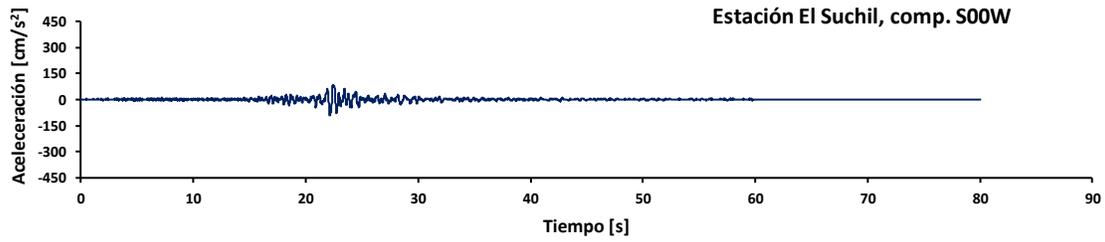
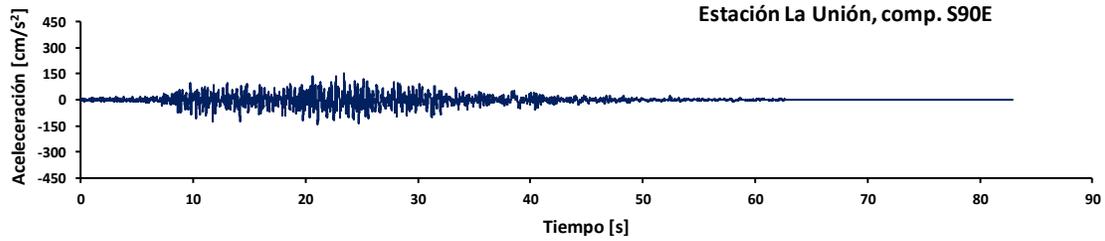
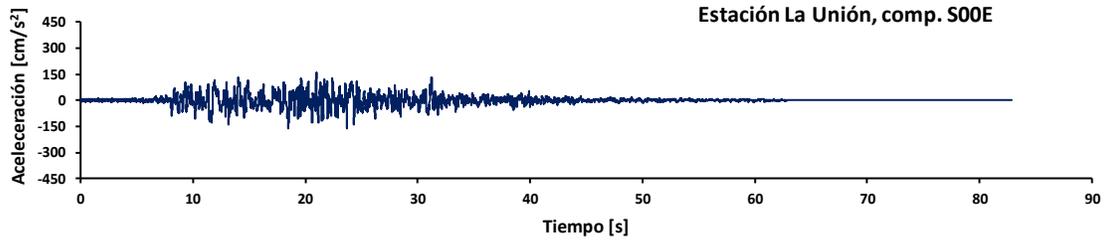
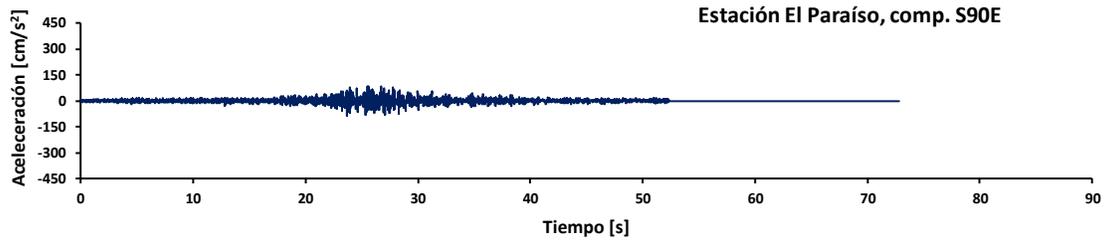
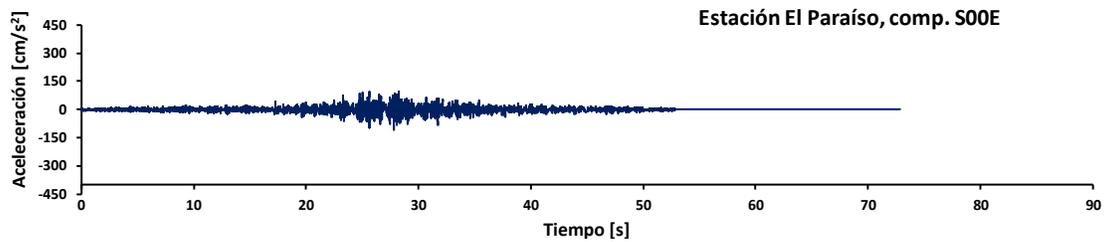
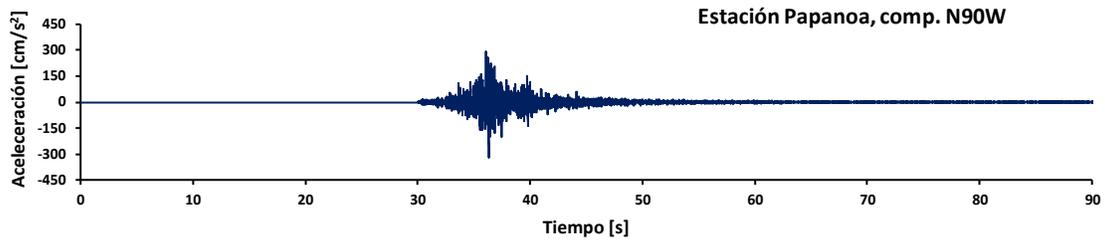
| Registro   | Estación (lugar)                              | Nombre         | Magnitud ( $M_w$ ) | Comp. | $AMT$ ( $cm/s^2$ ) | $T_g$ (s) |
|------------|---|----------------|--------------------|-------|--------------------|-----------|
| ACAC890425 | Acapulco Centro Cultural; Acapulco, Gro.      | ACAC8904.251   | 6.9                | N00W  | -100.6             | 0.63      |
|            |   |                |                    | N90E  | -115.06            | 0.51      |
| ACAD890425 | Acapulco Escuela Diana; Acapulco, Gro.        | ACAD8904.251   | 6.9                | N00E  | -334.82            | 0.30      |
|            |   |                |                    | N90E  | -335.69            | 0.29      |
| ACAZ890425 | Acapulco La Zanja; Acapulco, Gro.             | ACAZ8904.251   | 6.9                | N00E  | 151.39             | 1.39      |
|            |   |                |                    | N90E  | 154.56             | 0.26      |
| AZIH850919 | Aeropuerto Zihuatanejo; Zihuatanejo, Gro.     | AZIH850919.191 | 8.1                | N00E  | -95.362            | 2.57      |
|            |   |                |                    | N90E  | -156.81            | 1.72      |
| CALE970111 | Caleta de Campos; Caleta de Campos, Mich.     | CALE9701.111   | 6.9                | S00E  | -350.43            | 1.29      |
|            |   |                |                    | S90E  | 396.61             | 0.35      |
| PAPN850919 | Papanao; Papanao, Gro.                        | PAPN8509.191   | 8.1                | S00W  | 157.7              | 1.16      |
|            |   |                |                    | S90W  | 112.53             | 0.92      |
| PAPN96715  | Papanao; Papanao, Gro.                        | PAPN967.151    | 6.5                | N00W  | -293.95            | 0.17      |
|            |   |                |                    | N90W  | -318.55            | 0.29      |
| PARS850919 | El Paraíso; El Paraíso, Gro.                  | PARS8509.191   | 8.1                | S00E  | -106.62            | 2.28      |
|            |   |                |                    | S90E  | -86.969            | 1.39      |
| SUCH850919 | El Suchil; El Suchil, Gro.                    | SUCH8509.191   | 8.1                | S00W  | -89.028            | 0.63      |
|            |   |                |                    | S90W  | -81.44             | 0.90      |
| UNIO850919 | La Unión; La Unión, Gro.                      | UNIO8509.191   | 8.1                | S00E  | -164.9             | 2.43      |
|            |   |                |                    | S90E  | 150.78             | 0.54      |
| ZACA850919 | Zacatula; Zacatula, Mich.                     | ZACA8509.191   | 8.1                | S00E  | 262.52             | 0.63      |
|            |   |                |                    | N90W  | -182.46            | 0.95      |
| MZ01951009 | Termoeléctrica Manzanillo; Manzanillo, Colima | MZ019510.092   | 8.0                | N00E  | -387.62            | -         |
|            |   |                |                    | N90E  | -387.13            | -         |

A continuación, en la Figura 4.2 se ilustran los acelerogramas usados en este trabajo.









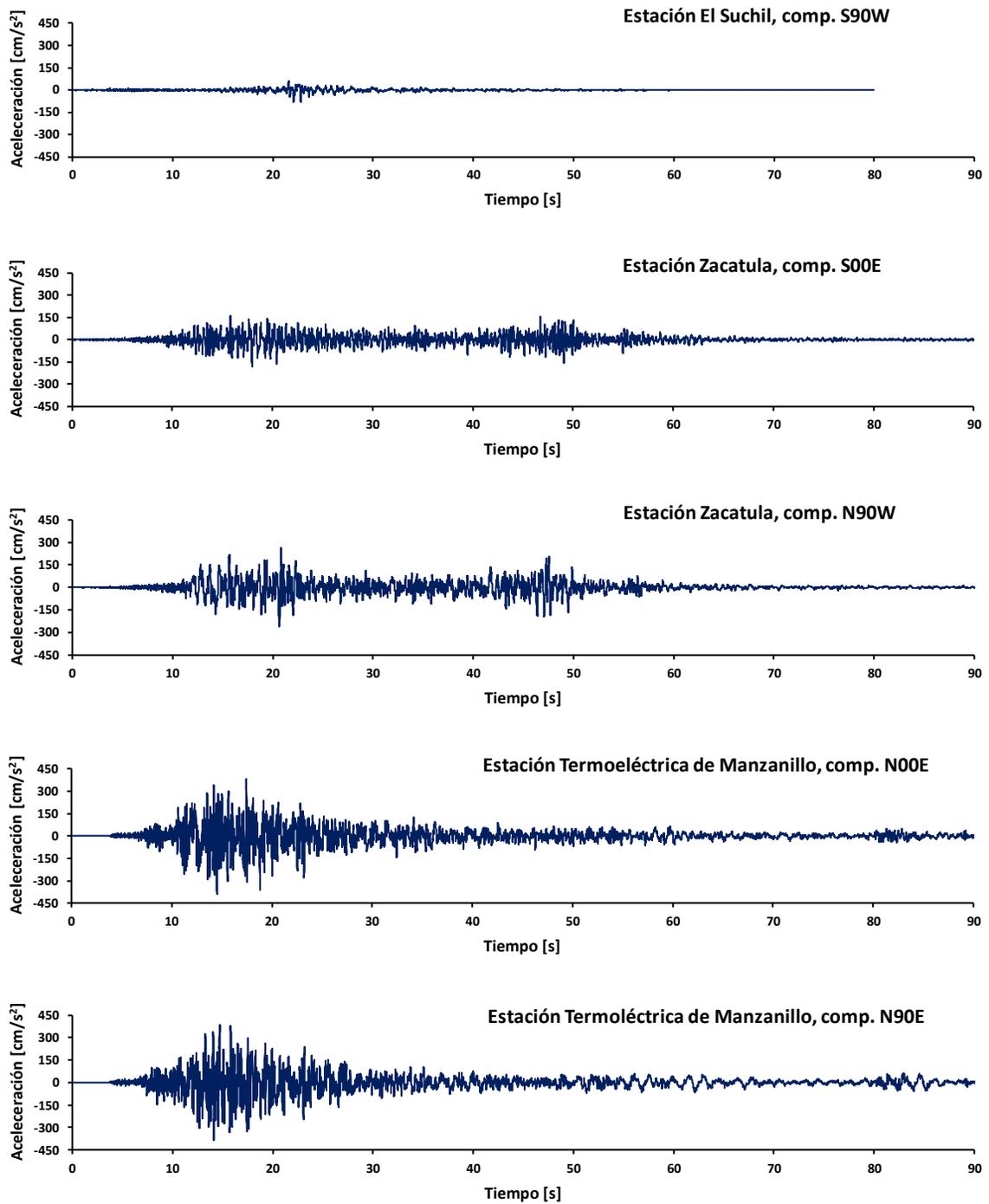


Figura 4.2 Conjunto de historias de aceleración consideradas en este estudio

### 4.3 Espectros de respuesta

Por otra parte, en la Figura 4.3 se presentan los espectros de respuesta de aceleración,  $S_a$ , obtenidos a partir del conjunto de registros considerados en este estudio, así como la mediana del espectro de  $S_a$ , percentiles 16 y 84 de  $S_a$ . Puede verse que las ordenadas máximas se presentan en el intervalo de periodo corto, siendo la máxima mediana de  $S_a$  igual a 496  $\text{cm/s}^2$  correspondiente a un periodo de 0.27 segundos. Sin embargo, considerando la variabilidad registro-a-registro, la ordenada de  $S_a$  pueden alcanzar un valor de 981  $\text{cm/s}^2$ . considerando el percentil 84. De esta manera, los edificios escolares considerados en esta investigación estarán sujetos a altas aceleraciones espectrales.

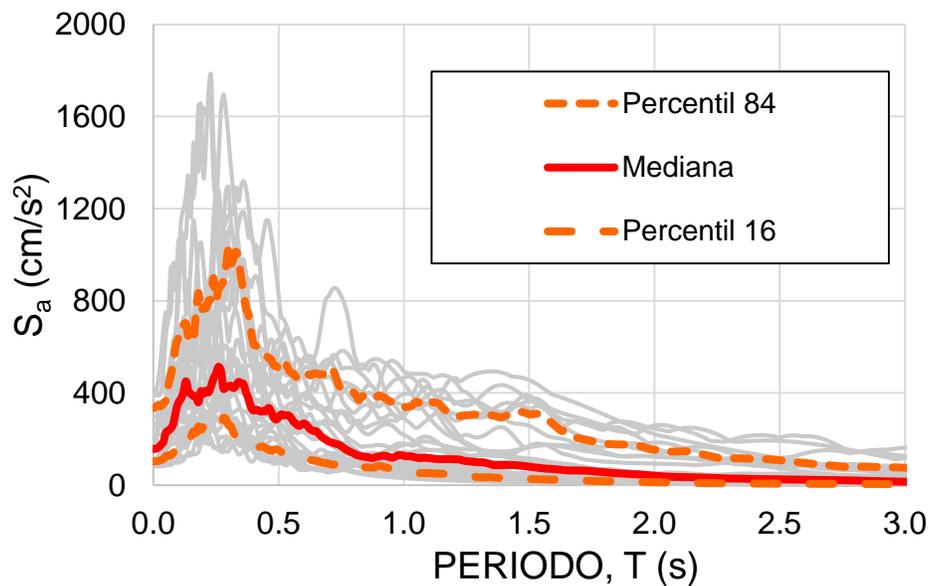


Figura 4.3 Comparación de la mediana del espectro de  $S_a$ , percentiles 16 y 84 de  $S_a$ , así como espectros individuales (línea gris) obtenidos del conjunto de acelerogramas considerados en este estudio

# Capítulo 5

## Respuesta sísmica de los edificios escolares

---

### 5.1 Metodología

Los modelos analíticos de los edificios escolares considerados en este estudio se analizaron dinámicamente ante el conjunto de acelerogramas contemplados en este estudio. Su respuesta sísmica fue medida en términos de la distorsión de entrepiso, *IDR* (la cual se define como el desplazamiento lateral relativo entre cada piso normalizado con respecto a la altura del entrepiso), así como de la distorsión permanente de entrepiso, *RIDR* (la cual se define como la distorsión permanente relativa entre cada piso al final de la excitación sísmica normalizada respecto a la altura del edificio). Para tal fin, la respuesta dinámica no-lineal de los modelos analíticos se obtuvieron con el software *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Para fines de ilustración, en la Figura 5.1 se muestra esquemáticamente la configuración deformada en un instante de tiempo el modelo analítico ante una excitación sísmica.

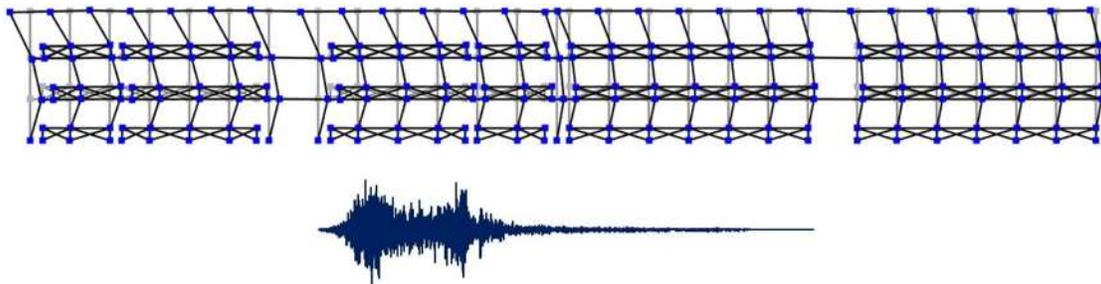


Figura 5.1 Edificio de 3 niveles ante un evento sísmico

Una vez que se obtuvo su respuesta sísmica, se consideraron los estados de daño basados en distorsión propuestos para columnas “cortas” de concreto reforzado (ligero, moderado, severo y colapso) con la finalidad de tener una estimación de su desempeño sísmico. Finalmente, una estimación del estado de funcionalidad del edificio se evaluó a partir de las demandas de *RIDR*.

## 5.2 Respuesta sísmica del edificio de tres niveles

### 5.2.1 Respuesta ante registros individuales

En la Figura 5.2a se muestran los perfiles de *IDR* ante 21 registros considerados en este estudio, mientras que en la Figura 5.2b se muestran la respuesta sísmica ante los 3 acelerogramas que inducen las mayores demandas de *IDR*. En general, como se puede apreciar en las figuras, las distorsiones máximas de *IDR* en todos los entresijos se concentran en la planta baja. En particular, puede notarse que ante la acción de los acelerogramas registrados en la estación Caleta de Campos y Manzanillo, se presentan demandas de *IDR* excesivas en la planta baja que exceden los cuatro estados de daño propuestos, por lo que puede considerarse la formación de un mecanismo de colapso de planta baja débil. Asimismo, es importante comentar que un número importante de registros sísmicos podrían conducir a un estado de daño moderado en la planta baja, como se aprecia en la Figura 5.2a.

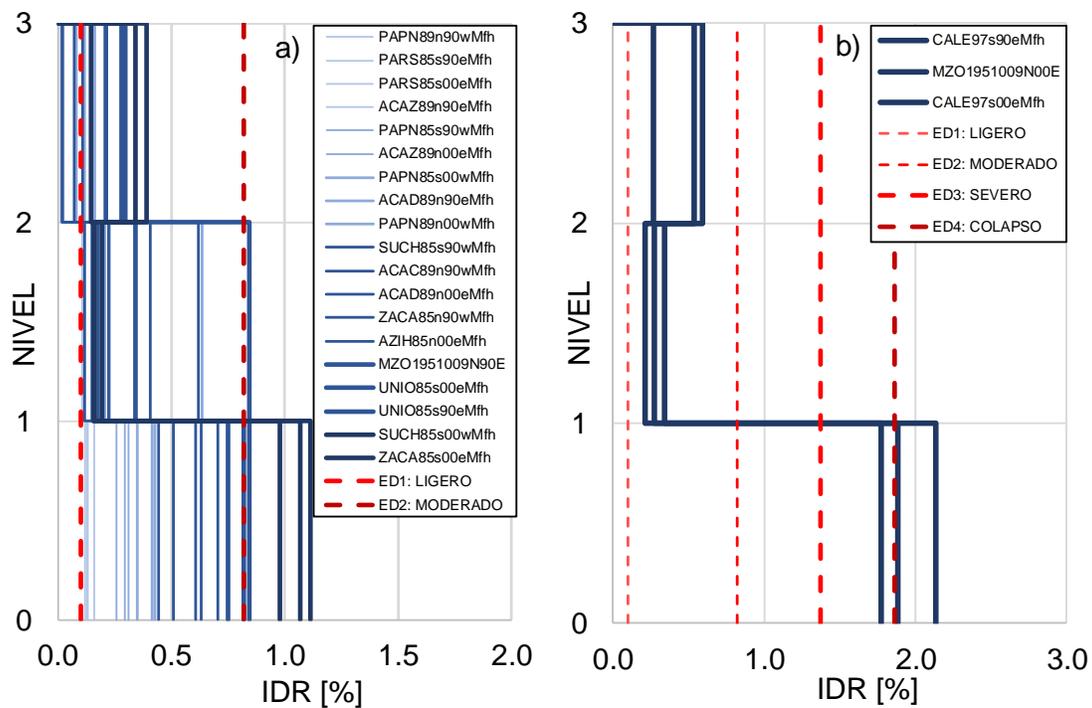


Figura 5.2 a) Perfiles de *IDR* correspondientes a los 21 registros sísmicos que no indujeron *IDR* mayores de 1.5%, b) Perfiles de *IDR* correspondientes a los 3 registros sísmicos que indujeron *IDR* mayores de 1.5%

A continuación, en las Figuras 5.3 y 5.4 se muestra un ejemplo del comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de tres niveles ante los registros MZ95 (comp. N00E) y SUCH85 (comp. S00W), respectivamente, donde se puede apreciar la

diferencia en el comportamiento histerético de una columna “corta” y una columna “esbelta”, donde la columna “corta” exhibe deterioro de resistencia significativo asociado a una falla por cortante. Asimismo, es interesante notar que el muro de mampostería también exhibe un comportamiento no lineal, que sugiere fisuramiento y pérdida de rigidez lateral.

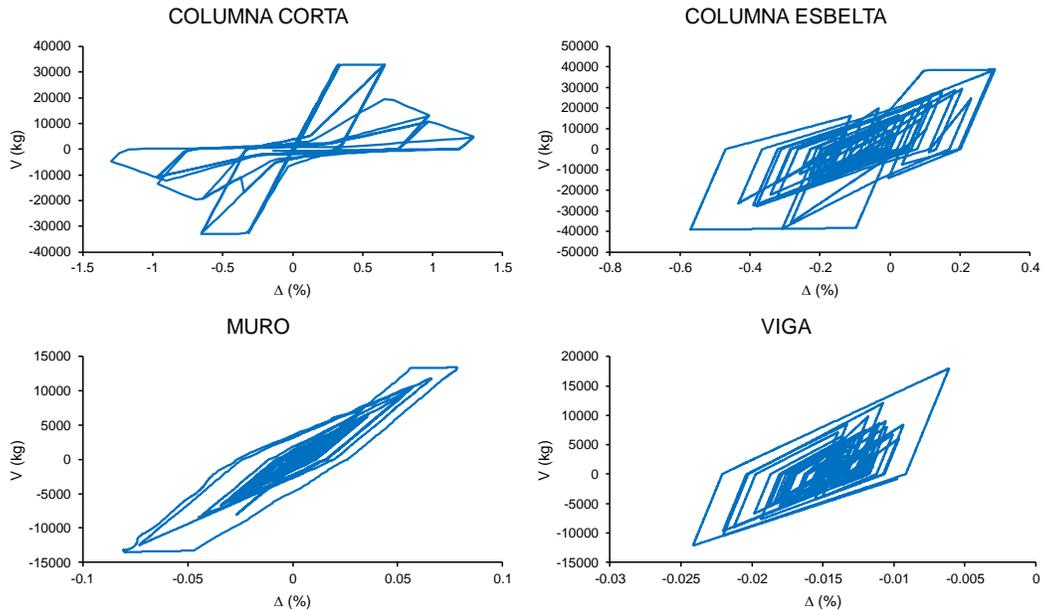


Figura 5.3 Comportamiento histerético de los elementos estructurales de la primer nivel del edificio de tres niveles ante el registro MZ95 (comp. N00E)

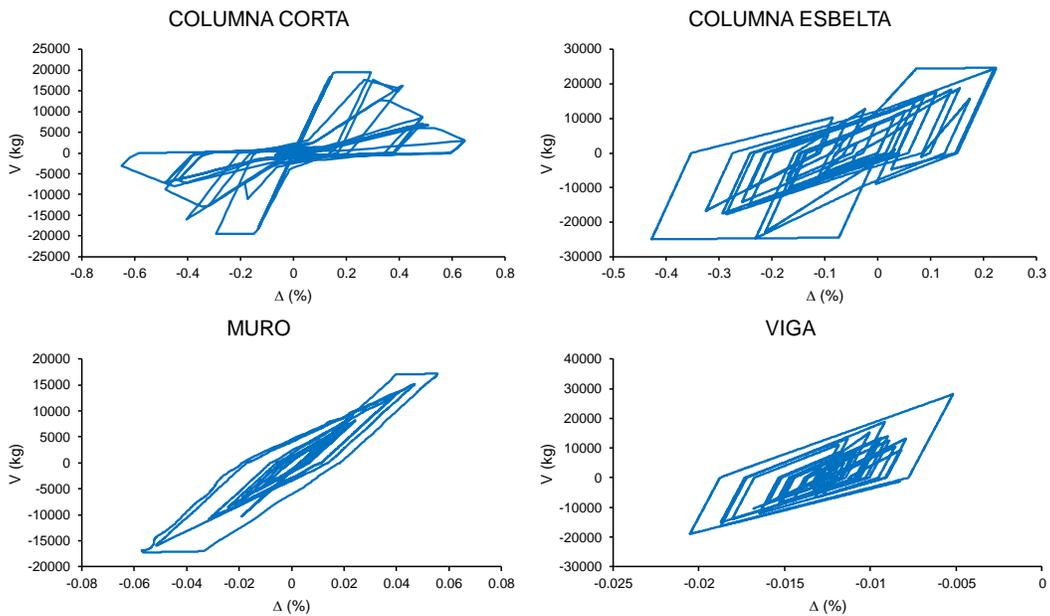


Figura 5.4 Comportamiento histerético de los elementos estructurales de la primer nivel del edificio de tres niveles ante el registro SUCH85 (comp. S00W)

Cabe nota que las columnas “cortas” superaron el tercer estado de daño (severo) ante la acción del registro de MZ95 (comp. N00E), mientras que ante el registro de SUCH85 (comp. S00W) sólo superaron el segundo estado de daño (moderado). Asimismo, en las Figura 5.5a y 5.5b se muestran los perfiles de *RIDR*. En general, las demandas de *RIDR* fueron despreciables, como se muestra en la Figura 5.5a, y solo alcanzaron valores importantes ante los acelerogramas registrados en la estación Manzanillo durante el temblor del 10 de octubre de 1995 ( $M_w=8.0$ ), como se ilustra en la Figura 5.5b.

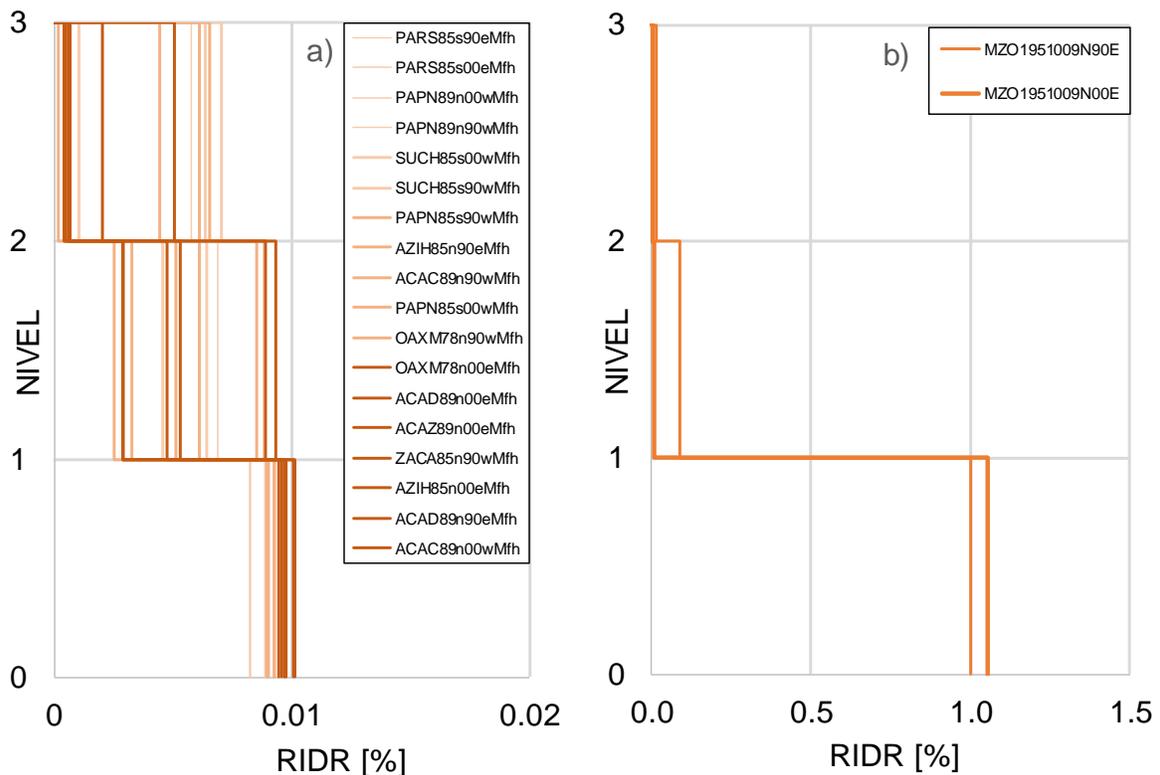


Figura 5.5 a) Perfiles de *RIDR* correspondientes al edificio de 3 niveles sujeto a 22 registros sísmicos, b) perfiles de *RIDR* que superaron el 1% ante dos registros sísmicos

### 5.2.2 Respuesta ante el conjunto de registros

Una vez obtenida la respuesta ante cada uno de los 24 registros sísmicos considerados en este estudio, se procedió a realizar un estudio estadístico para obtener las medidas de tendencia central (mediana y media muestral) y dispersión (desviación estándar de la muestra y percentiles) respecto a los valores centrales, lo cual toma en cuenta directamente la variabilidad registro-a-registro de *IDR* y *RIDR*. En la Figura 5.6a se muestra la distribución

en la altura de la mediana de *IDR*, así como los percentiles 16 y 84 de *IDR*, mientras que en la Figura 5.6b se presenta una gráfica similar para la media de *IDR*, así como el perfil de la media  $\pm 1$  desviación estándar. A partir de las figuras, puede confirmarse la tendencia del modelo del edificio escolar a concentrar las demandas de *IDR* en la planta baja. La mediana de *IDR* en la planta baja es cercana a 0.67%, mientras que la media muestral es igual a 0.93%. La diferencia en valores se atribuye a que la media muestral se ve influenciada por los valores excesivos de *IDR* ilustrados en la Figura 5.2b. Al considerar la incertidumbre, el modelo puede alcanzar valores de 1.10% y 1.36%, asociados al percentil 84 y a la media+1 desviación estándar, respectivamente. En términos de desempeño, y para fines de evaluar su resiliencia sísmica, puede esperarse que las columnas de la planta baja del edificio escolar alcancen un estado de daño de moderado a severo ante el conjunto de registros sísmicos.

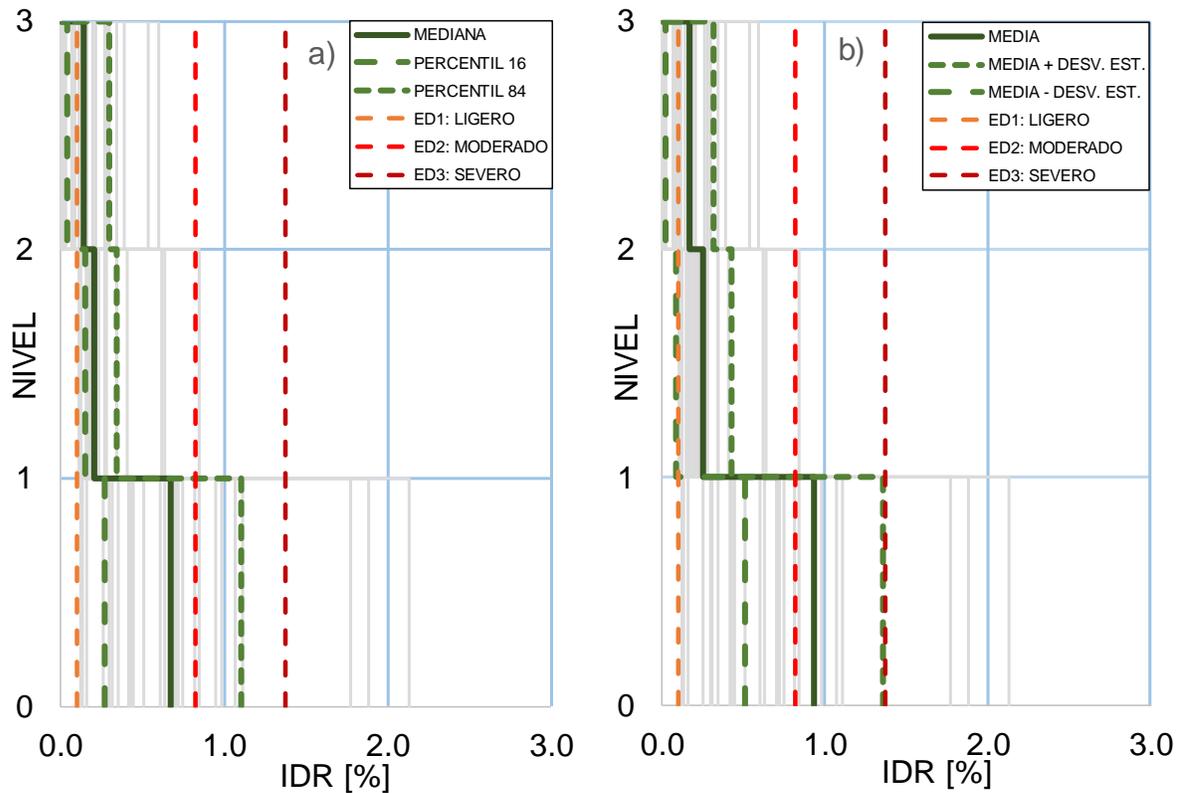


Figura 5.6 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de *IDR*, b) media de la demanda de *IDR*

En la Figura 5.7a se muestra la distribución en la altura de la mediana de *RIDR*, así como los percentiles 16 y 84 de *RIDR*, mientras que en la Figura 5.7b se presenta una gráfica similar para la media de *RIDR*, así como el perfil de la media  $\pm 1$  desviación estándar. En la

interpretación de los resultados se debe considerar, nuevamente, que la media muestral de *RIDR* se ve influenciada por las demandas excesivas de *RIDR* que experimenta el modelo ante los acelerogramas registrados en la estación Manzanillo, como se ilustró en la Figura 5.4b. De esta manera, puede considerarse que la demanda de la mediana de *RIDR* es despreciable.

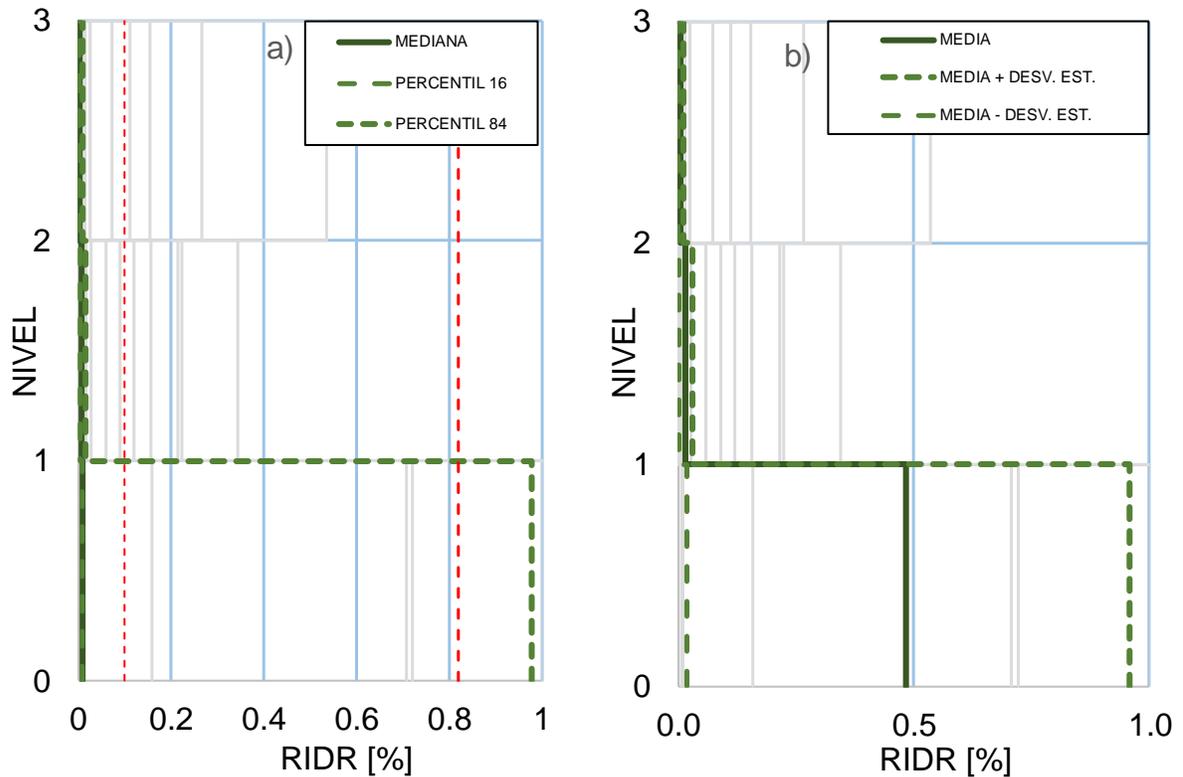


Figura 5.7 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de *RIDR*, b) media de la demanda de *RIDR*

### 5.3 Respuesta sísmica del edificio de un nivel

#### 5.3.1 Respuesta ante registros individuales

En la Figura 5.8 se muestran los perfiles de *IDR* obtenidos ante 24 registros considerados en este trabajo, mientras que en la Figura 5.8b se muestran los perfiles asociados a las demandas mayores de *IDR*, las cuales ocurrieron ante la acción de los registros ACAZ89 (comp. N00E), ACAD89 (comp. N00E), CALE97 (comps. S00E y S90E) ACAC89 (comp. N90E)

y MZ95 (comps. N00E y N90E). No obstante, las demandas están asociadas al estado de daño ligero. Al igual que en el edificio de tres niveles, los acelerogramas registrados en la estación MZ95, en sus dos componentes, inducen las mayores demandas de *IDR*. Sin embargo, en ningún caso se alcanza segundo estado de daño.

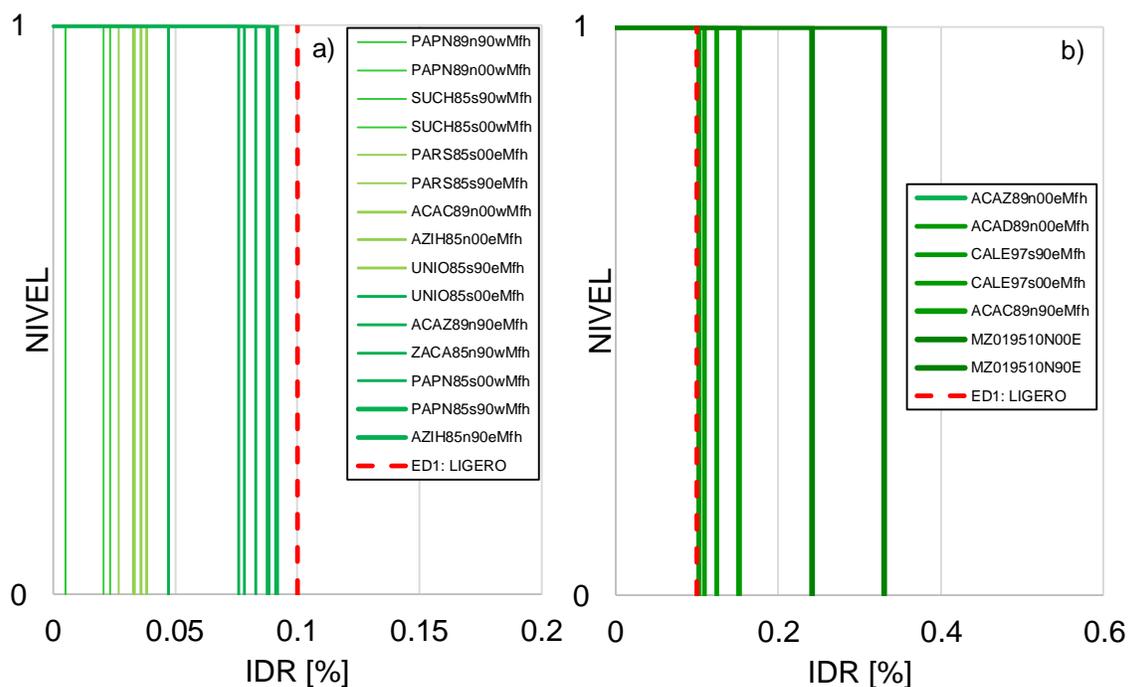


Figura 5.8 a) Perfiles de *IDR* correspondientes a los 24 registros sísmicos que no indujeron *IDR* mayores de 0.1 %, b) Perfiles de *IDR* correspondientes a los 24 registros sísmicos que indujeron *IDR* mayores de 0.1 %

A continuación, en la Figura 5.9 se muestra un ejemplo del comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de un nivel ante el registro MZ95 (comp. N90E). Es interesante notar que, a diferencia del edificio de tres niveles, no se observó degradación de resistencia en las columnas “cortas”, mientras que los restantes elementos se comportaron linealmente.

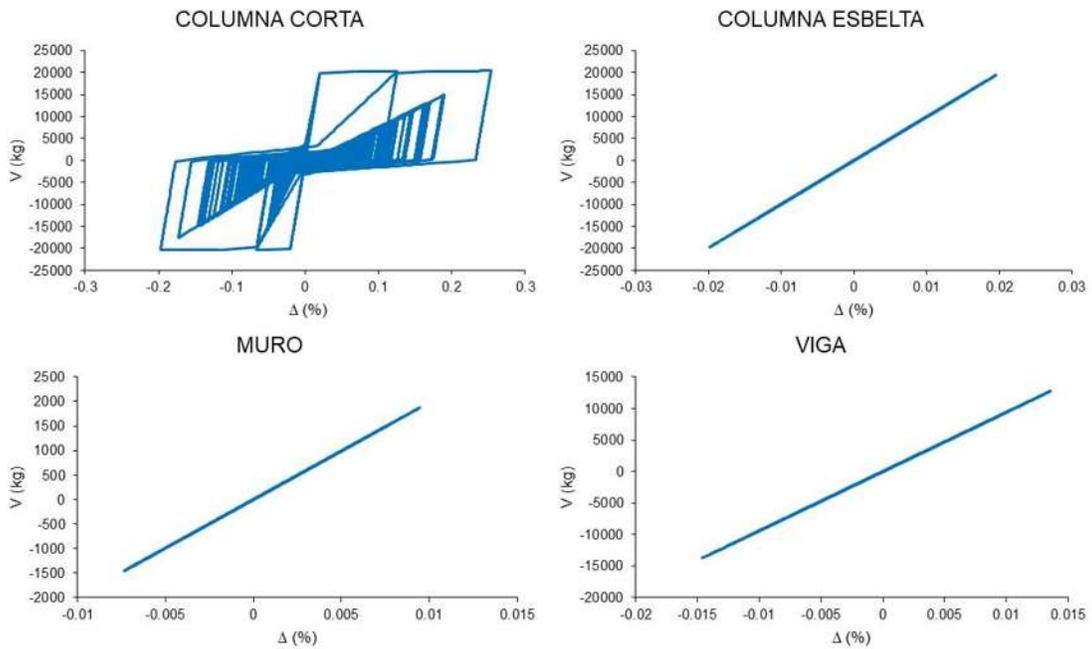


Figura 5.9 Comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de un nivel ante el registro MZ95 (comp. N90E)

Asimismo, en las Figura 5.10 se muestran los perfiles de *RIDR*. Para el caso del edificio de un nivel todas las demandas de *RIDR* fueron despreciables.

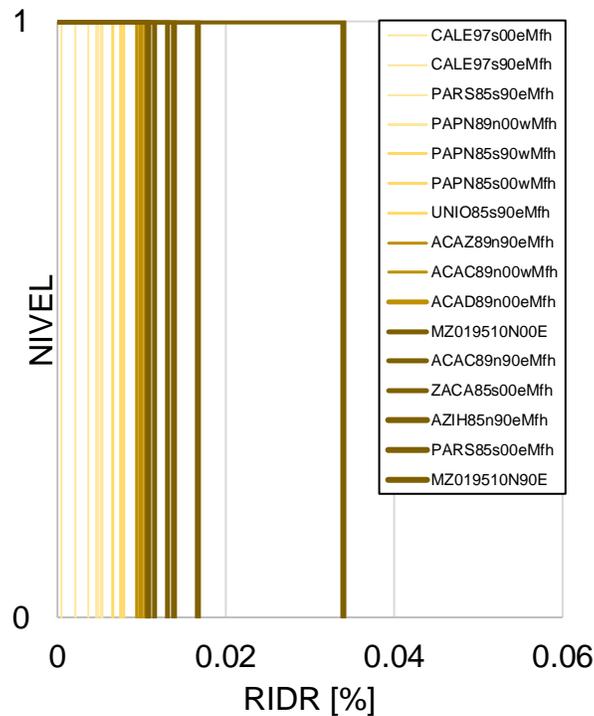


Figura 5.10 Perfiles de *RIDR* del edificio de un nivel a consecuencia de cada uno de los registros sísmicos considerados en este estudio

### 5.3.2 Respuesta ante el conjunto de registros

Con los resultados de los 24 registros sísmicos considerados en este estudio, se realizó un estudio estadístico para obtener las medidas de tendencia central (mediana y media muestral) y dispersión (desviación estándar de la muestra y percentiles) respecto a los valores centrales. En la Figura 5.11a se muestra la distribución de la mediana de *IDR*, así como los percentiles 16 y 84 de *IDR*, mientras que en la Figura 5.11b se presenta una gráfica similar para la media de *IDR*, así como el perfil de la media  $\pm 1$  desviación estándar. A partir de las figuras, se puede observar una mediana de *IDR* cercana a 0.07%, mientras que la media muestral es igual a 0.08%. Al considerar la incertidumbre, el modelo puede alcanzar valores de 0.11% y 0.15%, asociados al percentil 84 y a la media+1 desviación estándar, respectivamente. En términos de desempeño, puede esperarse que las columnas de la planta baja del edificio escolar alcancen un estado de daño ligero ante el conjunto de registros sísmicos.

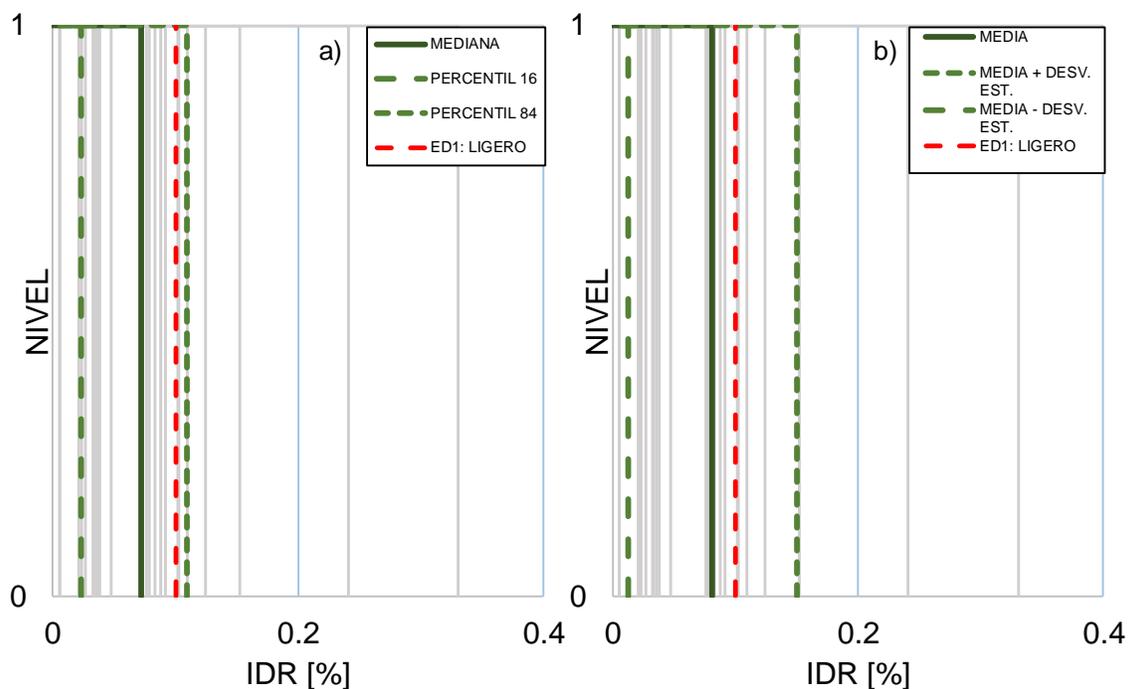


Figura 5.11 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de *IDR*, b) media de la demanda de *IDR*

En la Figura 5.12a se muestra la distribución de la mediana de *RIDR*, así como los percentiles 16 y 84 de *RIDR*, mientras que en la Figura 5.12b se presenta una gráfica similar para la media de *RIDR*, así como el perfil de la media  $\pm 1$  desviación estándar. En la

interpretación de los resultados se puede observar que la mediana y la media muestral no varían mucho.

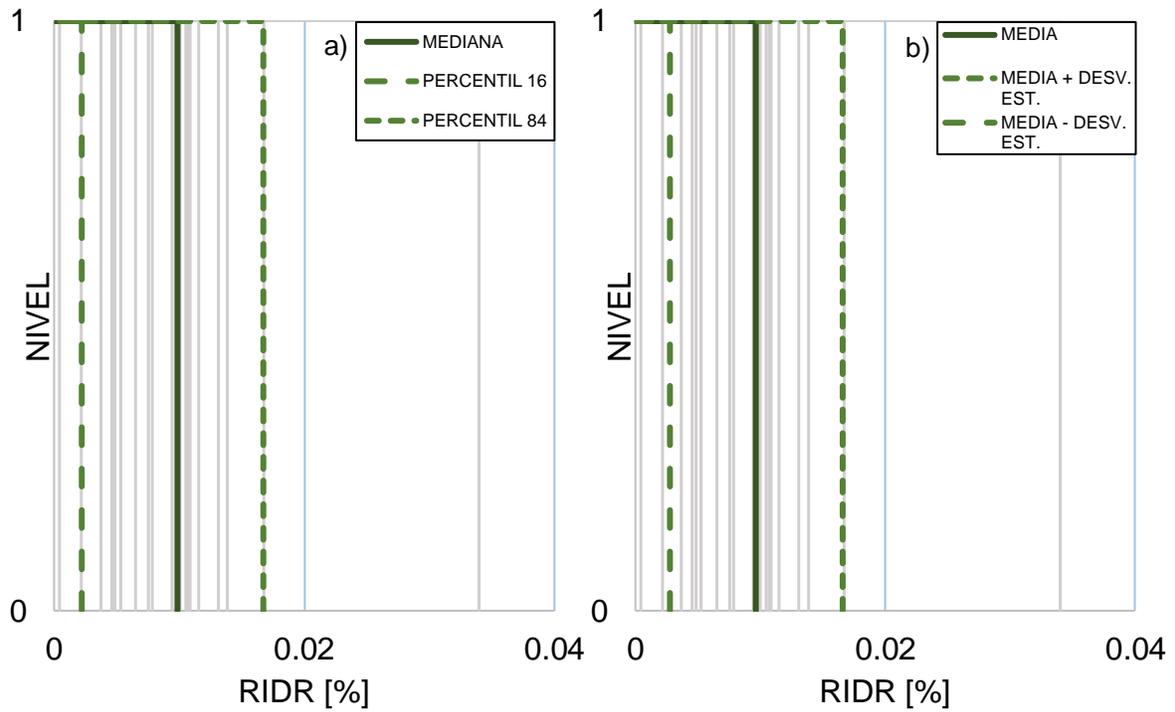


Figura 5.12 Distribución en la altura de: a) mediana de la demanda de *RIDR*, b) media de la demanda de *RIDR*

# Capítulo 6

## Conclusiones

---

En esta investigación se evaluó la resiliencia sísmica de edificios escolares estructurados a base de marcos rígidos de concreto reforzado ubicados en una zona de alta sismicidad en México. Para tal fin, se desarrollaron modelos analíticos de un edificio de uno y tres niveles empleando la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). En particular, se modeló el comportamiento histerético observado en columnas “cortas” que exhiben falla por cortante. Los modelos analíticos se analizaron mediante análisis dinámicos no lineales ante un conjunto de 24 acelerogramas registrados en 12 estaciones acelerográficas ubicadas en la zona de subducción de la costa del Pacífico Mexicano. Los parámetros de respuesta fueron la distorsión máxima de entrepiso, *IDR* y la distorsión permanente de entrepiso, *RIDR*. Asimismo, se propusieron estados de daño asociados a *IDR* para columnas “cortas” con base en resultados experimentales.

Con base en los resultados obtenidos en esta investigación, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- Es necesario proponer estados de daño, basados en distorsión lateral, específicos para columnas “cortas” de concreto reforzado que fallan por cortante, como los propuestos en esta tesis, para evaluar adecuadamente el desempeño sísmico de edificios escolares.
- La mediana de las demandas de *IDR* en la planta baja del edificio escolar de 3 niveles es significativamente mayor respecto a la mediana de *IDR* en el edificio de un nivel, ante el mismo conjunto de registros sísmicos (es decir, 0.67% vs 0.07%).
- El edificio escolar de 3 niveles tiende a exhibir un mecanismo de planta baja débil, dado que las demandas de *IDR* se concentran en la planta baja. Al considerar la incertidumbre registro-a-registro, se encontró que la demanda de *IDR* en la planta

baja del edificio de 3 niveles puede alcanzar valores de 1.10%, asociado al percentil 87 de *IDR*. Lo anterior significa que las columnas “cortas” del edificio de 3 niveles experimentarían un estado de daño moderado a severo.

- En general, la mediana de las demandas de *RIDR* no fue excesiva (es decir, superando el 0.5%) en ambos edificios, por lo que los edificios escolares podrían rehabilitarse sin necesidad de demolerse debido a desplazamientos laterales excesivos.
- Las mayores demandas de *RIDR* se produjeron ante los registros de la estación ubicada en la estación Manzanillo durante el temblor del 9 de octubre de 1995 ( $M_w=8.0$ ), superando el 1% de distorsión residual en el edificio de tres niveles. Ante este escenario sísmico, el edificio escolar sería difícil de regresar a su posición original, disminuyendo significativamente su capacidad resiliente.
- De acuerdo a la estimación de los estados de daño en las columnas “cortas” de los edificios escolares, puede decirse que se requerirá menor tiempo de recuperación de la funcionalidad original en el edificio de un nivel respecto al edificio de tres niveles, por lo que se puede decir que el edificio escolar de un nivel tiene mayor resiliencia sísmica que el edificio de tres niveles.

Conforme a los resultados y conclusiones obtenidas a partir de este estudio, existe evidencia que sugiere que los edificios escolares de un nivel tienen mayor resiliencia sísmica que los edificios con mayor número de niveles, como el de 3 niveles. Por ello, se sugiere continuar estudiando este tipo de edificios esenciales ante otros escenarios sísmicos, como el de sismos intraplaca, para identificar su desempeño y resiliencia sísmica.

Asimismo, como medida de mitigación, se recomienda que los muros de mampostería que actúan como pretilas en aberturas sean desligados de las columnas, para que éstas puedan comportarse sin restricción lateral ante acciones sísmicas. O bien, es recomendable contemplar la presencia de los muros de mampostería en el diseño de las columnas, proporcionando adecuado refuerzo transversal para resistir las fuerzas cortantes actuantes y evitar la falla por columna “corta”.

## Referencias

Agencia Zona Roja (2020), “Prioridad, rehabilitar escuelas afectadas por sismo del 23 de junio: SEP”, *Zona Roja Oaxaca*. <http://www.zonaroja.com.mx/?p=14677> [última consulta: 12/09/2020].

Alcocer, S. M., Arce, J. C., Murià-Vila, D., Fernández-Sola, L. R., Guardia D. A. (2020), “Assessment of the Seismic Safety of School buildings in Mexico: A First Look”, *Earthquake Spectra, Early view*.

Arrieta, C. (2017), “Rehabilitan escuelas dañadas por sismo del 19-S en Michoacán” *El Universal*. <https://www.eluniversal.com.mx/estados/rehabilitan-escuelas-danadas-por-sismo-del-19-s-en-michoacan> [última consulta: 12/09/2020].

Atiempo Noticias (2017), “Primaria de Morelia “inhabitable” tras sismo; demandan apoyo”. <https://www.atiempo.mx/denuncias/primaria-de-morelia-inhabitable-tras-sismo-demandan-apoyo/> [última consulta: 12/09/2020].

CFE (1993). Manual de Diseño de Obras Civiles – Capítulo “Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad.

CFE (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles – Capítulo “Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad.

CSI (2019), *ETABS Version 18.0.2*, Computers and Structures, Inc., San Francisco, CA.

NTCC (1987). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.

NTCC (2004). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México, D.F., a 6 de octubre de 2004.

Gómez-Tuena A., Orozco-Esquivel M. T., Ferrari, L. (2005), “Petrogénesis ígnea de la Faja Volcánica Transmexicana”, *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana* 57: 227-283.

González, C. E. (2019), “Estimación de la Resiliencia Sísmica en Escuelas del Sector Público”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 83 pp.

Ibarra L. F., Medina R. A., Krawinkler H. (2005), “Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34: 1489–1511.

INIFED (2014), “Normas y Especificaciones para Estudios Proyectos Construcción e Instalaciones, Volumen 4: Seguridad Estructural Tomo II Diseño por Sismo”; Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa.

*La Jornada* (2020), “Prioridad, rehabilitar escuelas afectadas por sismo del 23 de junio: SEP”. <https://www.jornada.com.mx/ultimas/sociedad/2020/07/05/prioridad-rehabilitar-escuelas-afectadas-por-sismo-del-23-de-junio-sep-7222.html> [última consulta: 12/09/2020].

*La Verdad* (2020), “SEP revisará 660 escuelas dañadas por sismos en Oaxaca”. <https://laverdadnoticias.com/mexico/SEP-revisara-660-escuelas-danos-por-sismos-en-Oaxaca-20200705-0163.html> [última consulta: 12/09/2020].

Lignos D. G., Krawinkler, H. (2011), “Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading”, *Journal of Structural Engineering* 137: 1291-1302.

López B., J.A. (2020), "Evaluación de la Capacidad Remanente y de Demolición de Edificios de Concreto Reforzado con Planta Baja Débil”, Tesis de Maestría en proceso, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

McKenna, F., Fenves G. L., Scott M., Filippou F. C., Lu J., Yang Z., Elgamal A., McKenzie P., Deierlein G. G. OpenSees. (s.f.). Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page. Disponible en: <http://opensees.berkeley.edu/>

*Mejoratuescuela* (2020), “Reconstrucción escolar”. <http://reconstruccion.mejoratuescuela.org/> [última consulta: 12/09/2020].

Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F., Tesfamariam, S. (2017), “Modelling of Masonry Infilled RC Frames Subjected to Cyclic Loads: State of the Art Review and Modelling with OpenSees”; *Engineering Structures* 150: 599-621.

Moreno, T. (2019), “A dos años, escuelas aún están dañadas”, *El Universal*. <https://www.eluniversal.com.mx/nacion/dos-anos-de-sismos-47-de-escuelas-siguen-sin-reparacion> [última consulta: 12/09/2020].

Moretti, M., Tassios, T. P. (2007), “Behaviour of Short Columns Subjected to Cyclic Shear Displacements: Experimental Results”, *Engineering Structures* 29: 218-229.

Núñez, D. (2017), “Demolición de Primaria José Vasconcelos en LC en Menos de un Mes” *Quadratín Michoacán*. <https://www.quadratín.com.mx/municipios/regiones/demolicion-primaria-jose-vasconcelos-en-lc-en-menos-mes/> [última consulta: 12/09/2020].

OpenSees (2020). [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified\\_Ibarra-Medina-Krawinkler\\_Deterioration\\_Model\\_with\\_Pinched\\_Hysteretic\\_Response\\_\(ModIMKPinching\\_Material\)](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified_Ibarra-Medina-Krawinkler_Deterioration_Model_with_Pinched_Hysteretic_Response_(ModIMKPinching_Material)) [última consulta: 12/09/2020].

O’Reilly, G. P., Perrone, D., Fox, M., Monteiro, R., Filiatrault, A. (2018), “Seismic Assessment and Loss Estimation of Existing School Buildings in Italy”, *Engineering Structures* 168: 142-162.

PEER (2005), “Structural Performance Database”, Pacific Earthquake Engineering Research Center; Richmond, CA. <https://nisee.berkeley.edu/spd/index.html> [última consulta: 12/09/2020].

Philips, J. (2020), “Después de sismos en Puerto Rico, demócratas del Senado presionan para que Trump libere ayuda completa”, *La Gran Época*. [https://es.theepochtimes.com/despues-de-sismos-en-puerto-rico-democratas-del-senado-presionan-para-que-trump-libere-ayuda-completa\\_595349.html](https://es.theepochtimes.com/despues-de-sismos-en-puerto-rico-democratas-del-senado-presionan-para-que-trump-libere-ayuda-completa_595349.html) [última consulta: 12/09/2020].

SMIE (2015). Análisis de Estructuras de Mampostería. Juan José Pérez-Gavilán (Ed.); Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural-Consejo Nacional de Vivienda, 123 pp.

Salinas, A. (2020), “SEP detecta daños en 280 escuelas de CDMX por sismo de Oaxaca” *Excelsior*. <https://www.excelsior.com.mx/nacional/sep-detecta-danos-en-280-escuelas-de-cdmx-por-sismo-de-oaxaca/1392216> [última consulta: 12/09/2020].

Samadian D., Ghafory-Ashtiany, M., Naderpour, H., Eghbali, M. (2019), “Seismic Resilience Evaluation Based on Vulnerability Curves for Existing and Retrofitted Typical RC School Buildings”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 127: 105844, December.

SEP (2019) “Estadística Educativa del Michoacán de Ocampo Ciclo Escolar 2018-2019”. [http://snie.sep.gob.mx/descargas/estadistica\\_e\\_indicadores/estadistica\\_e\\_indicadores\\_educativos\\_16MICH.pdf](http://snie.sep.gob.mx/descargas/estadistica_e_indicadores/estadistica_e_indicadores_educativos_16MICH.pdf) [última consulta: 12/09/2020].

StEER (2020a). Puerto Rico M6.4 earthquake – January 7, 2020: Preliminary Virtual Reconnaissance Report (PVRR), Technical Report. PRJ-2670. <https://www.designsafe-ci.org/data/browser/public/designsafe.storage.published/PRJ-2670> [última consulta: 14/09/2020].

StEER (2020b). Crucecitas, Mexico Mw 7.4 – June 23, 2020: Preliminary Virtual Reconnaissance Report (PVRR), Technical Report. PRJ-2805. <https://www.designsafe-ci.org/data/browser/public/designsafe.storage.published/PRJ-2805> [última consulta: 14/09/2020].

Wade, L. (2017), “Un insólito terremoto en México podría haber liberado presión en una brecha sísmica”, *Science*. <https://www.sciencemag.org/news/2017/09/un-ins-lito-terremoto-en-m-xico-podr-haber-liberado-presi-n-en-una-brecha-s-smica> [última consulta: 12/09/2020].

# Apéndice A

## Revisión de los requisitos de regularidad

---

Según lo marcado por el apartado 3.4.3 “Condiciones de Regularidad” del MDOC-1993 (CFE, 1993), para que una estructura pueda considerarse regular debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. La planta debe ser sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

CUMPLE

2. La relación de altura a la dimensión menor de la base no es mayor a 2.5.

$$\frac{H}{B} \leq 2.5; \frac{10.41}{8} = 1.30 < 2.5$$

CUMPLE

3. La relación de largo a ancho de la base no excede a 2.5

$$\frac{L}{B} \leq 2.5; \frac{43.18}{8} = 5.40 > 2.5$$

NO CUMPLE

4. En planta no tiene ni entrantes ni salientes que cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta media paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

Se debe cumplir en cada nivel que:  $\text{Max} \{S_x\} \leq 20\% L_x$  y  $\text{Max} \{S_y\} \leq 20\% L_y$

Debido a que existe un volado de 2.2 m, se tiene para nuestro caso:

$$S_y = 2.2 \text{ m} \leq 20 \% (8 \text{ m}) \rightarrow 2.2 \text{ m} > 1.6 \text{ m}$$

NO CUMPLE

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

CUMPLE

6. No tiene aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y le área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento el área de la planta.

Como no se tienen aberturas, CUMPLE

7. El piso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

$$\frac{W_3}{W_2} \leq 1.0 \rightarrow \frac{444.66}{493.57} = 0.90 < 1.0$$

$$0.70 \leq \frac{W_2}{W_1} \leq 1.0 \rightarrow \frac{493.57}{493.57} = 1.0 \rightarrow 0.70 < 1.0$$

CUMPLE

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Todos los niveles de la construcción poseen la misma área, por tanto, CUMPLE

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

CUMPLE

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Debido a que todos los niveles poseen la misma cantidad de columnas, las cuales tienen la misma sección transversal, altura y orientación, ningún piso tiene problemas por tener más rigidez que otro, por lo que CUMPLE.

11. En ningún piso la excentricidad torsional calculada estáticamente excede el 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

$$e_{s_x} \leq 10\% L_x$$

$$e_{s_x} \leq 10\% L_x$$

$$e_{s_x} = x_{CR} - x_{CM}$$

$$e_{s_y} = y_{CR} - y_{CM}$$

$$x_{CR} = \frac{\sum k_{y_i} x_i}{\sum k_{y_i}}; \quad y_{CR} = \frac{\sum k_{x_i} y_i}{\sum k_{x_i}}$$

$$x_{CR} = \frac{996275}{450.688} = 2,144 \text{ cm}; \quad y_{CR} = \frac{8125}{200.312} = 400 \text{ cm}$$

Debido a la simetría del edificio se tiene que  $x_{CM} = 2144 \text{ cm}$  y  $y_{CM} = 400 \text{ cm}$ , por lo que se tiene:

$$e_{s_x} = 2144 - 2144 = 0; \quad e_{s_y} = 400 - 400 = 0$$

$$e_{s_x} = 0 \leq 10\% L_x \rightarrow 0 < 0.10(4288) \rightarrow 0 < 428.8 \text{ cm}$$

$$e_{s_y} = 0 \leq 10\% L_y \rightarrow 0 < 0.10(800) \rightarrow 0 < 80 \text{ cm}$$

Se tendrá lo mismo en los tres niveles debido a que se tiene el mismo número de columnas y a que poseen la misma sección, altura y orientación.

CUMPLE

La estructura cumplió con nueve de los once puntos establecidos por el apartado 3.4.3 del MDOC-1993 por lo que se considera una estructura irregular y, el factor reductivo,  $Q'$ , será multiplicado por 0.80.