



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

# **ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL DE 18 PISOS EN SANTIAGO DAÑADO DURANTE EL TERREMOTO Mw 8.8 DEL 2010.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

JAZMINNE VICTORIA CONTRERAS FUENTES

PROFESOR GUÍA:  
FABIÁN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ  
CARLOS SEPULVEDA SORUCO

SANTIAGO DE CHILE

2022

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA  
OPTAR: AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL  
POR: JAZMINNE CONTRERAS FUENTES  
FECHA: 2022  
PROFESOR GUÍA: FABIÁN ROJAS B.**

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO  
HABITACIONAL DE 18 PISOS EN SANTIAGO DAÑADO DURANTE EL  
TERREMOTO Mw 8.8 DEL 2010**

La presente memoria desarrolla un estudio numérico del comportamiento y respuesta de un edificio de 18 pisos ubicado en Santiago ante la demanda del terremoto Mw 8.8 del año 2010, en el cual se compara los resultados obtenidos del modelo numérico con los daños que tuvo el edificio durante este evento. Para cumplir tal objetivo se realiza: una recopilación de los antecedentes del edificio y de los daños observados post terremoto, se genera un modelo no lineal al cual se le aplica un *análisis estático no lineal* y finalmente se analiza los resultados.

Inicialmente, se explica la metodología de desarrollo de este trabajo y se contextualiza el tipo de daños que han tenido los edificios en Chile en los últimos grandes eventos, incluyendo los cambios normativos para evitarlos. Se expone sobre la no linealidad de los materiales y los análisis, mediante modelación matemática computacional, que permiten estudiar el comportamiento de las estructuras incursionando en el rango no lineal.

La siguiente etapa consiste en presentar al edificio de 18 pisos, con sus características, propiedades y antecedentes que resultan relevantes, así como también una descripción de los daños y del comportamiento sísmico de diseño. Debido a que el edificio no tiene confinamiento en las cabezas de compresión de sus muros, este resultó con daños importantes en tres de sus ejes ubicados en un cuadrante de la planta en el primer subterráneo.

Posteriormente se desarrolla una modelación del edificio, usando un software de uso comercial, el cual considera las propiedades no lineales de la estructura. Para esto se ocupa elementos de área que se pueden definir por capas, cada una con distintas propiedades según los materiales del diseño original. Al modelo se le aplica un análisis estático no lineal, empleando un punto de control de deformación en el techo, que representa la demanda sísmica obtenida de los registros del terremoto Mw 8.8 en Santiago.

Finalmente se presentan los resultados usando como parámetro principal de daño, la deformación unitaria del hormigón. Al respecto, se puede decir que el modelo no lineal logra capturar la forma del daño, el lugar donde ocurren y en un rango de deformaciones consistentes. Adicionalmente se concluye que el edificio adyacente influye altamente en la forma de respuesta del edificio estudiado.

*Este trabajo se lo dedico a mis padres Adriana y Víctor,  
por toda su entrega y esfuerzo para darme  
herramientas para la vida.*

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, mis agradecimientos son para mis padres por sus cariñosos consejos, apoyo, paciencia y saber esperar.

Quiero agradecer a mi esposo y compañero de vida, Ariel y a mis dos amados hijos, Eitán y Benjamín, por creer en mí e incentivarme y animarme en realizar y concluir esta etapa de mi vida. También a mi gran y extensa familia, por su preocupación y cariño.

Agradezco a los profesores que tuve en la Escuela, por ser parte de mi formación académica y especialmente al profesor Fabián Rojas, por guiarme, por su buena disposición y darme confianza en la realización de este trabajo. También a Betzabeth Suquillo por su gentileza y disposición a mis consultas.

A mis amigos y colegas de Santolaya, que son parte de mi formación profesional y que siempre han confiado en mí, por su apoyo, paciencia y estar en las buenas y en las malas conmigo.

A mis grandes amigos y amigas que hice durante la etapa universitaria, especialmente a Paula y Rodrigo, por ser un pilar importante en esta aventura.

Y a todos mis amigos y amigas de la vida, que, de algún modo u otro, me dieron tiempo y aliento, para terminar esta memoria.

# TABLA DE CONTENIDO

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 1       | INTRODUCCIÓN.....  | 1  |
| 1.1     | MOTIVACIÓN.....  | 1  |
| 1.2     | OBJETIVOS.....   | 2  |
| 1.2.1   | OBJETIVOS GENERALES:.....  | 2  |
| 1.2.2   | OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....  | 2  |
| 1.3     | METODOLOGÍA DE TRABAJO.....  | 3  |
| 1.4     | RESULTADOS ESPERADOS.....  | 4  |
| 2       | MARCO TEÓRICO.....   | 5  |
| 2.1     | SISMICIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS.....                                    | 5  |
| 2.2     | MODIFICACIÓN EN LA NORMATIVA.....  | 6  |
| 2.3     | MODELOS DE DISEÑO.....   | 8  |
| 2.3.1   | MODELOS MACROSCÓPICOS.....   | 9  |
| 2.3.2   | MODELOS MICROSCÓPICOS.....   | 9  |
| 2.3.3   | ANÁLISIS NO LINEAL.....  | 10 |
| 2.3.3.1 | PUSHOVER.....  | 11 |
| 2.3.3.2 | DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.....  | 12 |
| 3       | DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.....   | 16 |
| 3.1     | ANTECEDENTES DEL EDIFICIO Y DEL DISEÑO ORIGINAL.....                                 | 16 |
| 3.2     | DESCRIPCIÓN DE DAÑOS EN EL EDIFICIO.....   | 21 |
| 3.3     | OTROS DATOS DEL EDIFICIO.....  | 35 |
| 3.4     | DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO CON ANÁLISIS ELÁSTICO MODAL-ESPECTRAL..... | 36 |
| 3.4.1   | ESFUERZOS EN LOS MUROS.....  | 40 |
| 3.4.2   | REVISIÓN DISEÑO MUROS.....   | 41 |
| 3.4.2.1 | DESCRIPCIÓN EJE 20C.....   | 42 |
| 3.4.2.2 | DESCRIPCIÓN EJE 15C.....   | 43 |
| 3.4.2.3 | DESCRIPCIÓN EJE 11C.....   | 44 |
| 3.4.2.4 | DESCRIPCIÓN EJE 13C.....   | 44 |
| 3.4.2.5 | DESCRIPCIÓN EJE 6C.....  | 46 |
| 4       | MODELACIÓN Y ANÁLISIS.....   | 48 |
| 4.1     | TIPO DE ANÁLISIS Y METODOLOGÍA.....  | 48 |
| 4.2     | DEFINICIÓN DE MATERIALES.....  | 49 |
| 4.2.1   | CONSTITUTIVAS DEL HORMIGÓN.....  | 49 |
| 4.2.1.1 | COMPRESIÓN.....  | 49 |
| 4.2.1.2 | TRACCIÓN.....  | 50 |
| 4.2.2   | CONSTITUTIVA DEL ACERO.....  | 52 |
| 4.3     | MODELACIÓN PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL.....   | 53 |
| 4.3.1   | DEFINICIÓN DE ELEMENTOS.....   | 53 |
| 4.3.2   | DEFINICIÓN DE CARGAS.....  | 57 |
| 4.3.3   | DEMANDA SÍSMICA.....   | 58 |
| 5       | ANÁLISIS DE RESULTADOS.....  | 61 |
| 5.1     | ANÁLISIS DE RESPUESTA GLOBAL.....  | 62 |
| 5.1.1   | CURVA DE CAPACIDAD.....  | 62 |
| 5.1.2   | DERIVAS DE ENTREPISO.....  | 62 |
| 5.1.3   | ESFUERZOS POR PISO.....  | 63 |
| 5.1.4   | DEFORMACIÓN EN PLANTA.....   | 64 |
| 5.1.5   | ANÁLISIS.....  | 64 |
| 5.2     | ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL.....   | 65 |
| 5.2.1   | PERFIL DE DEFORMACIONES.....   | 66 |
| 5.2.2   | ANÁLISIS DE SOLICITACIONES.....  | 69 |

|         |   |    |
|---------|---|----|
| 5.2.3   | <i>ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL MODELO NO LINEAL</i> .....  | 71 |
| 5.2.3.1 | MODELO ELASTICO CON TOPE .....                                | 73 |
| 5.2.3.2 | MODELOS NO LINEAL CON DISTRIBUCIÓN DE CARGAS ASIMÉTRICAS..... | 73 |
| 5.2.3.3 | ANÁLISIS DE RESULTADOS .....                                  | 75 |
| 6       | CONCLUSIONES .....  | 83 |
| 7       | BIBLIOGRAFÍA .....  | 86 |

# ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 2-1</b> (a) Esquema de procedimiento Pushover. (b) Curva de Capacidad.....               | 12 |
| <b>Figura 2-2.</b> Curva carga – desplazamiento.....   | 12 |
| <b>Figura 2-3.</b> Diagrama de Diseño Basado en Desempeño.....                                     | 13 |
| <b>Figura 3-1.</b> Imagen de vista en planta de los 3 edificios del condominio .....               | 16 |
| <b>Figura 3-2.</b> Planta de estructura del cielo piso 2 al cielo piso 16. ....                    | 18 |
| <b>Figura 3-3.</b> Detalle para cabezas de muro del Edificio en San Miguel. ....                   | 19 |
| <b>Figura 3-4.</b> Planta de Estructura. Subterráneo -1. ....                                      | 22 |
| <b>Figura 3-5.</b> Muro Eje 13 C. ....   | 23 |
| <b>Figura 3-6.</b> Muro Eje 13 C, vista de cerca por el lado norte. ....                           | 24 |
| <b>Figura 3-7.</b> Muro Eje 13C, vista frontal. ....   | 24 |
| <b>Figura 3-8.</b> Muro Eje 15C.....   | 25 |
| <b>Figura 3-9.</b> Muro Eje 15C, vista de cerca. ....  | 25 |
| <b>Figura 3-10.</b> Muro Eje 15C, vista del otro costado. ....                                     | 26 |
| <b>Figura 3-11.</b> Muro eje 15C. Vista de frente. ....  | 26 |
| <b>Figura 3-12.</b> Muro Eje 20 C. ....  | 27 |
| <b>Figura 3-13.</b> Muro Eje 20C, vista de cerca. ....   | 27 |
| <b>Figura 3-14.</b> Muro eje 20C, vista desde el otro lado. ....                                   | 28 |
| <b>Figura 3-15.</b> Muro Eje 20C, vista de frente. ....  | 28 |
| <b>Figura 3-16.</b> Levantamiento de daños ejes 13C y 15C. ....                                    | 29 |
| <b>Figura 3-17.</b> Levantamiento de daños eje 20C. ....   | 30 |
| <b>Figura 3-18.</b> Muro eje 11C. Vista de frente y lateral del muro. ....                         | 31 |
| <b>Figura 3-19.</b> Muro eje 6C. Vistas de ambos lados. ....                                       | 31 |
| <b>Figura 3-20.</b> Muro eje 16C. Vista lateral. ....  | 32 |
| <b>Figura 3-21.</b> Muro eje 16C. Vista de frente. ....  | 32 |
| <b>Figura 3-22.</b> Levantamiento de fisuras en losas. ....  | 33 |
| <b>Figura 3-23.</b> Planta de arquitectura de un piso tipo. Separación entre edificios B y C. .... | 34 |
| <b>Figura 3-24.</b> Planta de estructura del subterráneo 1. Separación entre edificios B y C. .... | 34 |
| <b>Figura 3-25.</b> Desaplome medido en la planta de techo del piso 17. ....                       | 36 |
| <b>Figura 3-26.</b> Vista 3D modelo ETABS del Edificio. ....                                       | 37 |
| <b>Figura 3-27.</b> Grafico Corte por piso (izq.) y Momento por piso (der.). ....                  | 38 |
| <b>Figura 3-28.</b> Gráfico de derivas de entre piso para Sismo X e Y. ....                        | 39 |
| <b>Figura 3-29.</b> Vista superior de edificios. En acercamiento de imagen, muestra cercanía. .... | 39 |
| <b>Figura 3-30.</b> Subterráneo 1. Muros con mayor esfuerzo axial.....                             | 41 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 3-31.</b> Armadura eje 20C en el subterráneo 1. ....   | 42 |
| <b>Figura 3-32.</b> Armadura eje 15C en el subterráneo 1.....  | 43 |
| <b>Figura 3-33.</b> Armadura eje 13C en el subterráneo 1. ....   | 45 |
| <b>Figura 3-34.</b> Armadura eje 6C en el subterráneo 1. ....  | 46 |
| <b>Figura 3-35.</b> Diagrama de interacción P-M2-M3 de eje 13C para dos combinaciones.....   | 47 |
| <b>Figura 4-1.</b> Curva esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984). ....  | 49 |
| <b>Figura 4-2.</b> Curva esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón a tracción, de Belarbi y Hsu (1995). ....   | 51 |
| <b>Figura 4-3.</b> Curva esfuerzo – deformación del modelo constitutivo para el acero embebido en hormigón, de Belarbi y Hsu (1994). ....  | 52 |
| <b>Figura 4-4.</b> Izq. Elevación eje 13C. Der. Elevación eje DC. Mallado de elementos. ....   | 54 |
| <b>Figura 4-5.</b> Ejemplo de elemento con 4 capas. ....   | 55 |
| <b>Figura 4-6.</b> Ejemplo de distribución de capas. ....  | 56 |
| <b>Figura 4-7.</b> Patrón de carga lateral para sismo X.....   | 57 |
| <b>Figura 4-8.</b> Mallado y nodos donde se asinan fuerzas para análisis pushover. ....  | 58 |
| <b>Figura 4-9.</b> Espectros de desplazamiento del terremoto Mw 8.8 2010, en Santiago. ....  | 59 |
| <b>Figura 5-1.</b> Análisis pushover en el modelo. Sentido X más. ....   | 61 |
| <b>Figura 5-2.</b> Curva de capacidad – Corte basal vs. desplazamiento de techo. ....  | 62 |
| <b>Figura 5-3.</b> Derivas de entre piso para dirección X más. ....  | 63 |
| <b>Figura 5-4.</b> Diagramas de esfuerzos Axial, Corte y Momento. ....   | 63 |
| <b>Figura 5-5.</b> Planta cielo piso 17. Deformación en centímetros para análisis Xmás.....  | 64 |
| <b>Figura 5-6.</b> Muros que alcanzan primero deformación unitaria 0.003. ....   | 65 |
| <b>Figura 5-7.</b> (a) Deformación unitaria en punta de muro de elevación eje 13C tomada donde indica esquema. (b) Levantamiento de daños. <i>Fuente: IDIEM, 2010.</i> (c) Elevación eje 13C del modelo, donde color magenta sobrepasa 0,003 de deformación unitaria. .... | 66 |
| <b>Figura 5-8.</b> Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.....   | 67 |
| <b>Figura 5-9.</b> Perfil de deformaciones eje 15C en subterráneo 1.....   | 67 |
| <b>Figura 5-10.</b> Perfil de deformaciones eje 13C en subterráneo 1. ....   | 68 |
| <b>Figura 5-11.</b> Perfil de deformaciones eje 11C en subterráneo 1.....  | 68 |
| <b>Figura 5-12.</b> Perfil de deformaciones eje 6C en subterráneo 1. ....  | 69 |
| <b>Figura 5-13.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 20C. ....   | 70 |
| <b>Figura 5-14.</b> Esfuerzo en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 15. ....   | 70 |
| <b>Figura 5-15.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 13C. ....   | 70 |
| <b>Figura 5-16.</b> Esfuerzo en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 11C. ....  | 70 |
| <b>Figura 5-17.</b> Esfuerzo en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 6C. ....   | 71 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 5.18.</b> Planta cielo piso 17. Deformación en centímetros modelo elástico. ....                                    | 72 |
| <b>Figura 5.19.</b> Planta cielo piso 17. Deformación en centímetros modelo elástico con tope en los niveles inferiores. .... | 73 |
| <b>Figura 5-20.</b> Esquema de modelos con variación de distribución de carga.....  | 74 |
| <b>Figura 5-21.</b> Deformación en planta piso 17 con línea continua, para deformación de techo de 20 cm análisis Xmas.....   | 74 |
| <b>Figura 5-22.</b> Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.....   | 75 |
| <b>Figura 5-23.</b> Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.....   | 76 |
| <b>Figura 5-24.</b> Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1. ....  | 76 |
| <b>Figura 5-25.</b> Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.....   | 77 |
| <b>Figura 5-26.</b> Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1. ....  | 77 |
| <b>Figura 5-27.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 20C. ....                                | 78 |
| <b>Figura 5-28.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 13C. ....                                | 78 |
| <b>Figura 5-29.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 15C.....                                 | 78 |
| <b>Figura 5-30.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 11C.....                                 | 78 |
| <b>Figura 5-31.</b> Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 6C.....                                  | 79 |
| <b>Figura 5-32.</b> Curva de capacidades de “Modelo Normal” y “Modelo x1.5”. ....   | 80 |
| <b>Figura 5-33.</b> Curvas de capacidad de Modelo x1.5 estado de carga Xmas y Xmenos. ....                                    | 80 |
| <b>Figura 5-34.</b> Deformación en planta piso 17 .....   | 81 |

# ÍNDICE DE TABLAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabla 2-1.</b> Resumen de Requerimientos Básicos.....   | 15 |
| <b>Tabla 3-1.</b> Resumen de geometría del edificio.....   | 17 |
| <b>Tabla 3-2.</b> Cargas usadas en el proyecto.....  | 20 |
| <b>Tabla 3-3.</b> Parámetros de diseño Edificio C en San Miguel. ....  | 20 |
| <b>Tabla 3-4.</b> Parámetros sísmicos del modelo original. ....  | 21 |
| <b>Tabla 3-5.</b> Porcentaje de masa asociada a los 3 primeros modos del edificio.....   | 21 |
| <b>Tabla 3-6.</b> Resultados de ensayos de resistencia a la compresión del hormigón. ....  | 35 |
| <b>Tabla 3-7.</b> Resultados de ensayos de resistencia a la tracción. ....   | 36 |
| <b>Tabla 3-8.</b> Tabla comparativa análisis sísmico modal espectral modelo original vs modelo inicial generado para esta memoria. ....  | 38 |
| <b>Tabla 3-9.</b> Esfuerzo axial y corte de diseño de los ejes dañados. ....   | 40 |
| <b>Tabla 3-10.</b> Esfuerzo axial de ejes en sentido X. ....   | 40 |
| <b>Tabla 3-11.</b> Datos de análisis seccional eje 20C.....  | 42 |
| <b>Tabla 3-12.</b> Datos de análisis seccional eje 15C. ....   | 43 |
| <b>Tabla 3-13.</b> Datos de análisis seccional eje 11C. ....   | 44 |
| <b>Tabla 3-14.</b> Datos de análisis seccional eje 13C.....  | 46 |
| <b>Tabla 3-15.</b> Datos de análisis seccional eje 6C.....   | 47 |
| <b>Tabla 4-1.</b> Datos de la calidad del hormigón y sus propiedades. ....   | 50 |
| <b>Tabla 4-2.</b> Valores del hormigón para ecuaciones 4-4 y 4-5.....  | 51 |
| <b>Tabla 4-3.</b> Valores para ecuación 4-6. Constitutiva del acero Belarbi y Hsu (1994). ....   | 53 |
| <b>Tabla 4-4.</b> Ejemplo de datos para definir capas de elemento layered shell de un elemento de borde del modelo de esta memoria. .... | 56 |
| <b>Tabla 4-5.</b> Resumen de desplazamientos de techo.....   | 59 |
| <b>Tabla 4-6.</b> Desplazamientos objetivos.....   | 60 |
| <b>Tabla 4-7.</b> Criterios de Aceptación de elementos. ....   | 60 |
| <b>Tabla 5-1.</b> Deformación Unitarias máximas sismo Xmas y Xmenos. ....  | 81 |

# **1 INTRODUCCIÓN**

## **1.1 MOTIVACIÓN**

Después del terremoto de magnitud Mw 8.8 del 2010 que afectó a la zona central del país, donde muchos edificios resultaron con daños de diversa magnitud, se observaron fallas estructurales de flexo compresión en los elementos de borde de muro en edificios altos, diferentes a las ocurridas en terremotos anteriores como el de 1985, que afectó principalmente a edificios bajos que son más rígidos. Esto llevó a reconocer rápidamente cuáles pudieron haber sido las deficiencias normativas y de diseño y a mejorarlas en un corto plazo.

Las investigaciones generalmente requieren ensayos experimentales para validar los supuestos. Los eventos sísmicos también dan la posibilidad de investigación con datos reales, donde se busca representar mediante modelos matemáticos o computacionales, los daños observados y las potenciales zonas de falla, dando el terremoto de Mw 8.8 una nueva oportunidad de estudiar el comportamiento de los edificio, de sus materiales y su estructuración.

Posterior a este evento, comenzó a tomar mayor atención la investigación sobre la búsqueda de cómo evitar los daños severos en las edificaciones y no solo el de evitar el colapso. El concepto de operatividad post terremoto y el evitar las cuantiosas pérdidas económicas producto de los daños en las estructuras, dio más relevancia al enfoque del desempeño sísmico.

Bajo cargas sísmicas los muros se comportan de manera más compleja que las simplificaciones que se ocupan para diseñar. Los materiales van cambiando sus propiedades bajo cierto rango de demanda sísmica, las magnitudes de los desplazamientos generan redistribución de esfuerzos, las deformaciones bajo las cargas cíclicas pueden sobrepasar el rango elástico, el comportamiento de las diferentes geometrías de las secciones no se comportan como el típico elemento rectangular desacoplado, etc. El análisis no lineal de modelos ha permitido representar de mejor manera estos comportamientos. El tener los datos de un edificio que tuvo daños en el terremoto 2010 permite poder comparar y evaluar las teorías de modelación y de su desempeño.

Se han realizados varios estudios sobre edificios con daños tras el terremoto del 2010 con interesantes resultados. Mediante la modelación computacional y análisis no lineal se ha representado el comportamiento que tuvieron los edificios durante un sismo severo, estimado la capacidad que tuvieron frente a la demanda de desplazamiento, identificar las posibles zonas y causas de los daños observados y validar límites de desempeño sísmico

entre otros. Del edificio que trata esta memoria, hay un estudio en que se usó el análisis no lineal para estimar las fuerzas de empuje vertical necesarias para lograr volver a su posición original el edificio como parte de su reparación, lo que fue logrado con éxito. (Sherstobitoff, 2012). Sin embargo, no se estudió en profundidad el comportamiento que tuvo para llegar a quedar inhabilitado. Tres de sus muros habían fallado por flexo compresión en el primer subterráneo lo que le produjo una deformación vertical importante. Para este edificio de 18 pisos ubicado en la comuna de San Miguel en Santiago, que resultó dañado para el terremoto, se pretende estudiar el comportamiento que tuvo mediante modelación no lineal y analizar sus resultados.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVOS GENERALES:**

El objetivo de esta memoria es el estudio de la respuesta no lineal de un edificio de 18 pisos ubicado en Santiago, en la comuna de San Miguel, ante la demanda sísmica a la cual fue solicitado durante el terremoto Mw 8.8 del 2010 y comparar estos resultados con los daños que tuvo el edificio durante este evento.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:**

- Recopilación de las propiedades del edificio, materiales, tipología, diseño y sus características.
- Recopilar las observaciones y daños que tuvo el edificio durante el terremoto.
- Generar un modelo no lineal del edificio en estudio.
- Desarrollo de un análisis tipo Pushover para los niveles de demanda observados durante el terremoto Mw 8.8 del 2010 para evaluar el comportamiento que tuvo el edificio.
- Estudiar el comportamiento del edificio ante la demanda sísmica a la que estuvo sometido durante el terremoto, analizándolo tanto a nivel local de deformaciones en los diferentes elementos estructurales como a nivel global de la estructura.
- Comparar y analizar la respuesta del modelo no-lineal a la demanda sísmica estimada para el terremoto Mw 8.8 con respecto a los daños observados durante este.
- Comparar y analizar la respuesta del modelo no-lineal a la demanda sísmica estimada para el terremoto Mw 8.8 frente a los criterios de aceptación establecidos por la metodología de diseño por desempeño para Chile.

### 1.3 METODOLOGÍA DE TRABAJO

A continuación se describe la forma en que se desarrolla el trabajo de este estudio para lograr los objetivos mencionados.

En primer lugar se recopila los antecedentes del edificio ubicado en la comuna de San Miguel. Para esto se buscó la información en la oficina de cálculo, Santolaya Ingenieros Consultores (SIC), que realizó el diseño estructural del edificio. La información obtenida son: planos emitidos para construcción, planos de arquitectura con los que se desarrolló el proyecto, bases de cálculo, informe de mecánica de suelos, los parámetros de la modelación sísmica efectuada para su diseño y la recopilación de todas las consideraciones usadas y vistas.

También se recopila la información de daños que tuvo el edificio a causa del terremoto del 2010. Ésta información se extrae de fotos e informes proporcionados por la misma oficina de cálculo. Entre los informes se encuentran los que realizaron el IDIEM de la Universidad de Chile, la oficina de cálculo estructural, René Lagos Engineers y la oficina Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores (SIC). La información obtenida es usada para las distintas etapas de esta memoria.

Posterior a la recopilación, se procede a modelar el edificio en estudio. Esto se realiza en el software comercial de análisis estructural de edificios ETABS 2017. Este software es el mismo usado para el diseño original del edificio construido, en una versión anterior.

El estudio continúa desarrollando un modelo lineal, para obtener las características del edificio, replicando al modelo original de diseño y se analiza los resultados.

Seguidamente se aplica al modelo un mallado más refinado de elementos finitos y con la información de los planos de cálculo se definen las capas que se modelan en los elementos de cada componente. Los elementos finitos “*Shell*” pueden contener características de los materiales, hormigón y acero de refuerzo, y de esta forma considerar el comportamiento no lineal para cada capa definida de material. En esta etapa se asignan las propiedades a los elementos.

Para estudiar la demanda sísmica, se toman los registros de la zona en que se ubica el edificio tal de tener las realidades a las que pudo estar sometido el edificio y así poder entender cuál es el nivel de demanda de desplazamiento que se le solicita a la estructura.

Generado el modelo no lineal y definida la demanda de deformación se realiza un análisis no lineal estático, *Pushover*, para representar el comportamiento que tuvieron los muros durante el terremoto.

Posterior a ello, se analiza los resultados del modelo en cuanto a la respuesta de la demanda sísmica esperada, tanto global como local de la estructura. En lo global se

obtienen los desplazamientos de techo, corte basal, momento y desplazamientos. En lo local se obtienen los datos de deformaciones tanto del hormigón como de las barras y las sollicitaciones de los muros que se comparan con los daños observados. Para cada elemento en estudio se describe el tipo de falla que tuvo y se compara ya sea con las deformaciones unitarias obtenidas o su capacidad nominal de resistencia.

Finalmente se compara estos resultados con el criterio de aceptación de la metodología de diseño por desempeño.

#### **1.4 RESULTADOS ESPERADOS**

Del estudio de la respuesta no lineal del modelo de un edificio en Santiago, se espera tener un modelo coherente que sea capaz de representar los daños observados en los distintos elementos de la estructura durante el terremoto Mw 8.8 del 2010 y establecer si la demanda satisface o no los criterios implantados hoy en día en el diseño por desempeño en Chile.

## **2 MARCO TEÓRICO**

### **2.1 SISMICIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS**

Chile es un país sísmico. Esto es debido a que se ubica en la Placa Sudamericana bajo la cual subduce la Placa de Nazca, provocando terremotos frecuentes de tipo inter placa.

La edificación chilena ha librado con éxito las demandas de los últimos sismos grandes, mostrando un buen comportamiento. Esto, debido a las buenas prácticas históricas, como lo son, una alta densidad de muros en todos los pisos, una buena simetría resistente y una baja respuesta torsional. Sin embargo las propuesta arquitectónicas están siendo cada vez más osadas y sumado a las exigencias de factores comerciales en la construcción, se refleja en un gradual alejamiento de las “buenas prácticas”, como lo son las múltiples irregularidades en los elementos resistentes en los pisos inferiores y las exigencias de espesores más reducidos.

El 27 de febrero del 2010 hubo un terremoto de magnitud Mw 8.8 en la zona central del país, afectando a grandes ciudades como Santiago, Concepción y Viña del Mar, donde vive aproximadamente, el 40% de la población del país. Durante los 25 años anteriores, se construyó en la zona central del país, cerca de 10 mil edificios de más de 3 pisos (CChC, 2010) que no habían sido afectados por un terremoto de gran magnitud.

En esta ocasión, hubo 4 colapsos en edificios de viviendas y alrededor de 40 edificios sufrieron daños severos y tuvieron que ser demolidos (CChC, 2010). Esto representa menos del 1% del total de edificios residenciales construidos en el periodo mencionado anteriormente. El resto sufrió daños no estructurales y, en algunos casos, daños estructurales menores reparables. En Lagos et al., (2012) y en el artículo de Ramos & Hube, (2021), mencionan que el 2% del total de edificios que existían a esa fecha, de más de 9 pisos, experimentó daños sustanciales.

Uno de estos edificios dañados, es el edificio que se estudia en esta memoria. Es un edificio que podría haber sido demolido, por no quedar operativo después del terremoto, no necesariamente por el nivel de daños que tuvieron algunos de sus muros, sino más bien, por el nivel de deformación vertical que tuvo, dejando al edificio lo suficientemente inclinado para no ser habitable.

En la práctica, el diseño sísmico permite alcanzar un nivel de rendimiento casi operativo en un porcentaje importante de estructuras, a pesar que la normativa chilena, que declara 3 objetivos: que resistan sin daños, limiten los daños y que los daños no lleven al colapso, es decir, seguros para la vida; no describe como proporcionarlos. Los cambios normativos de los últimos años en la norma NCh433:1996 (INN, 1996), no han contemplado hasta la

fecha, aspectos relacionados con la habitabilidad de las construcciones, pero sí se introdujeron mejoras.

## **2.2 MODIFICACIÓN EN LA NORMATIVA**

Hasta el año 2008, los requisitos de diseño en Chile para edificios de hormigón armado, siguen los criterios de la norma ACI318 (ACI, 1995; ACI, 2008), prescindiendo del notable requisito de refuerzo transversal en las zonas de borde de muro. Esto se debía al buen comportamiento de los muros antes del terremoto de 1985 en Chile, los cuales tenían espesores más conservadores y menos pisos, lo que ha ido evolucionando con el tiempo. Otra característica importante de los edificios chilenos es que presentan un efecto de acoplamiento entre los muros y las losas, proporcionándoles rigidez a las estructuras, lo que resulta, en pequeñas demandas de deriva lateral. En Ramos & Hube, (2021) comentan de los estudios de Zhang et al., (2017), “que la acción de acoplamiento entre losas y muros a lo largo del corredor central del edificio es una de las razones de la gran reserva de resistencia lateral” y que “la acción de acoplamiento entre muros y losas proporciona una resistencia adicional a costa de reducir la capacidad de deriva del edificio y de aumentar la demanda de cortante en algunos muros”. Sin embargo, la configuración de muros también se ha ido modificando, de tal forma que las fachadas tienen menos estructuras, dejando terrazas y ventanales por el perímetro y quedando como estructura resistente, muros de pasillos conectados perpendicularmente con muros que separan departamentos y recintos, formado muros con sección tipo T que son más propensos a tener daños por flexo-compresión.

Después del terremoto del 2010, se hicieron modificaciones a las normativas sísmicas. Las modificaciones de la norma NCh433:1996 Mod 2009 (INN, 2009) de Diseño sísmico de edificios, mediante el decreto DS61 (D.S. N°61 MINVU, 2011), introdujo:

- una nueva clasificación de suelos y cambios de requisitos para determinarlos,
- agrega un factor dependiente del tipo de suelo al espectro de pseudo aceleraciones,
- a los suelos clasificados como tipo F se les pide una evaluación de riesgo sísmico,
- introduce el espectro de respuesta de desplazamiento elástico  $S_{de}$ ,
- se define el desplazamiento lateral de diseño en el techo máximo  $\delta_{ti}$ , que depende de un periodo agrietado, considerando así en el diseño, la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, es decir, que existe la no linealidad del hormigón.
- modificación en la máxima distancia de un edificio al medianero.

El decreto DS60 (D.S. N°60 MINVU, 2011) modifica la norma NCh430:2008 (INN – Chile, 2008) de Requisitos de diseño y cálculo, debiéndose considerar:

- todo el ancho del ala para secciones de muros compuestas evaluando la resistencia a la flexión debido a las cargas combinadas de flexión y axiales,
- un límite sobre la sección transversal para cargas axial ( $0.35 f'_c A_g$ ) en todos sus niveles;
- diseño de sección compuesta,
- que en los muros de relación de aspecto  $H_t/l_w$  mayor o igual a 3 en la sección crítica:
  - la capacidad de curvatura  $\phi$  debe ser mayor que la demanda de curvatura  $\phi_u$ ,
  - la deformación de acortamiento  $\epsilon_c$  en la fibra más comprimida debe ser menor o igual a 0.008,
- en los muros, cambio en el límite de dimensionamiento del espesor que considera esbeltez,  $l_u/16$ , donde  $l_u$  es la longitud sin soporte lateral de un muro en compresión,
- requisitos para los elementos de borde y separación máxima que consideran la flexión de las barras.
- que si se requiere confinamiento en los bordes de muro, el espesor debe ser de al menos 30 cm.
- limitaciones para dimensiones de armaduras en el borde de muro y la separación de las barras verticales.
- que estribos y trabas y mallas deben tener extremos doblados en ángulo de  $135^\circ$ .

El edificio a estudiar fue diseñado y construido entre el 2005 y 2006, por lo que no fue diseñado con estas consideraciones. Varias de ellas, se puede suponer que habrían posiblemente ayudado a evitar o a minimizar los daños, como por ejemplo, el dimensionamiento de espesores de muro por concepto de esbeltez o el confinamiento de los bordes de muro. No obstante, así como el edificio cumplía perfecto la normativa vigente de la época, también podríamos suponer que la actual normativa no necesariamente lo salvaría. La demanda sísmica a la que estuvo sometido juega un rol importante. El diseño sísmico establece un factor de reducción de las aceleraciones espectrales, que depende del periodo del modo principal en la dirección de análisis, permitiendo realizar un análisis dinámico lineal para esa demanda. Pero como afirma Lagos et al., (2012), la reducción de la demanda tiene que ser probada para grandes terremotos, con el fin de confirmar, que la capacidad y ductilidad proporcionadas son adecuadas. Para esto, aconseja, utilizar un método de respuesta no lineal más riguroso, como los métodos estáticos no lineales.

Con el paso del tiempo, hoy en día es posible ir más allá de las simplificaciones del análisis lineal, debido a que se disponen de espacios de almacenamiento ilimitados y procesadores y software que han mejorado casi exponencialmente la velocidad de los análisis. Esto facilita los análisis no lineales, como por ejemplo, determinar los desplazamientos de fluencia de techo en un edificio o un diseño por desempeño, por lo cual se podrá ir incorporando en los códigos de diseño sísmico, en un corto y mediano plazo.

## 2.3 MODELOS DE DISEÑO

Al encontrar daños en los elementos de un edificio después de un terremoto, se puede determinar que fueron produciéndose durante el tiempo que este duró, porque los materiales fueron sobrepasando los límites del comportamiento elásticos. El diseño de los edificios no considera estos efectos. Por otro lado, el desempeño de un edificio se rige por la demanda de desplazamiento más que por la resistencia. Es posible encontrar en la práctica chilena que la deriva de la mayoría de los edificios diseñados es inferior al 0,5%, (Lagos et al., 2012), por lo que se puede decir, que su buen comportamiento se debe a que las deformaciones a las que han sido sometidas, permiten que los materiales se comporten en un rango elástico ante la mayoría de los eventos. Con el terremoto de magnitud Mw 8.8 quedaron muchos edificios dañados, ya comentado en la [sección 2.1](#), que para estudiar el comportamiento que tuvieron estos edificios, es necesario incursionar en el rango no lineal.

Dado un fenómeno que se requiere representar, la modelación no lineal, como herramienta de modelación matemática, permite ir incorporando efectos, permitiendo una mejor comprensión del comportamiento de la estructura. En este caso de estudio, se quiere ver el efecto de no linealidad debido al cambio que ocurre en los materiales y en sus propiedades.

La modelación analítica de la respuesta no lineal de los muros estructurales se hace utilizando modelos microscópicos o macroscópicos (Koložvari et al., 2018). Los procedimientos de análisis estructural no lineal, sometidos a historias de aceleración del terreno, permite una evaluación fiable de las demandas de las estructuras y de sus elementos (por ejemplo, las derivas entre pisos, las rotaciones plásticas en las regiones de rótulas, las deformaciones en el hormigón y en el acero de refuerzo, las fuerzas de corte de los muros) y que luego se comparan con los límites definidos o criterios adoptados, para evaluar si se alcanza un rendimiento aceptable de desempeño estructural. Este enfoque, de diseño basado en el desempeño, se está tratando de incorporar en los códigos en la actualidad.

Koložvari et al., (2019), dice que “es esencial que se disponga de modelos analíticos capaces de capturar sus características de respuesta más destacadas, tanto para el diseño basado en el desempeño de las nuevas estructuras, como para la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras existentes.”

Los tipos de modelos de análisis estructural de componentes no lineales pueden diferenciarse por la forma en que se distribuye la plasticidad a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. Existen los modelos macroscópicos y microscópicos.

### 2.3.1 MODELOS MACROSCÓPICOS

Los modelos macroscópicos, ocupan “elementos completos” para representar la respuesta global del edificio y se basan en el comportamiento sísmico observado en los muros y supuestos simplificados (hipótesis). Los modelos más sencillos concentran las deformaciones no lineales en los extremos de los elementos, como, por ejemplo, en rotulas plásticas o resortes no lineales con propiedades histeréticas. No obstante, existen variados enfoques de modelos analíticos macroscópicos.

Explica Kolozvari et al., (2018) que los modelos macroscópicos son relativamente fáciles de implementar, son eficaces computacionalmente, razonablemente precisos y eficientes en la predicción histerética de los muros de hormigón armado, la fisuración y la resistencia de fluencia de los muros. No obstante, explica, “hay que elegir cuidadosamente los parámetros del modelo y del material dentro del rango de interés para una aplicación determinada, evaluar la sensibilidad de los resultados a las variaciones en los parámetros del material y del modelo, y comprender las suposiciones y limitaciones del modelo”.

Los enfoques más utilizados simulan el comportamiento a flexión del muro, pero el comportamiento de corte está desacoplado del comportamiento axial-flexional. La hipótesis de que las secciones planas permanecen planas, proporciona una buena aproximación de las distribuciones de las deformaciones a niveles bajos de deriva, antes de la fluencia del refuerzo de las cabezas de muro. En los niveles de deriva posteriores a la fluencia, los modelos macroscópicos de muros pueden sobreestimar las deformaciones por tracción hasta en un factor de 2,0. Las deformaciones de compresión son generalmente subestimadas entre 2,0 y 3,0 veces. Además, la hipótesis no representa las respuestas locales de deformación con precisión especialmente en muros de sección planas complejas.

Adicionalmente, es un punto importante, los modos de fallo observados en experimentos y lo visto en terremotos, como lo es la inestabilidad fuera del plano en las cabezas de muro de compresión, no queda capturado en los modelos macros. En Kolozvari et al., (2018) y Kolozvari et al., (2019) afirma, que se “requiere una comprensión profunda de las suposiciones y limitaciones involucradas en su formulación”.

### 2.3.2 MODELOS MICROSCÓPICOS

Los modelos microscópicos utilizan diversas formulaciones de modelos de elementos finitos y modelos constitutivos, lo que permiten proporcionar una estimación refinada y detallada de las respuestas estructurales, para variadas configuraciones y características de comportamiento, pero requieren un esfuerzo significativo para desarrollar el modelo, para realizar el análisis (esfuerzo computacional), aunque ha ido disminuyendo, e interpretar los resultados (Kolozvari et al., 2018). Los modelos más complejos discretizan

el elemento a lo largo de su longitud y a través de secciones histeréticas no lineales. En el desarrollo de estos modelos, es importante definir bien la discretización, definir las dimensiones de los elementos, para poder determinar las deformaciones unitarias, por ejemplo, o definir los elementos con distintas fibras o capas. Entonces es necesario decidir lo que se quiere representar y de acuerdo a eso, refinar según sea requerido.

En el estudio comparativo de modelos analíticos, en distintas plataformas computacionales de modelos microscópicos, Kolozvari et al., (2019) concluye entre las características más destacables, que este tipo de modelo: predice bien la respuesta histerética, la fisuración, la fluencia y la resistencia final de los muros; sobre la rigidez, hay una dispersión de resultados, donde la rigidez inicial es típicamente sobre estimada por los modelos hasta 3 veces; los modelos predicen con exactitud el inicio de los mecanismos de fallo controlados por flexión y los que se manejan por interacción flexión-corte; con respecto al nivel de deriva hay una variación considerable en los modelos, por sus diferentes resultados en cuanto a deformaciones o simulación de pérdida de rigidez; con respecto a las deformaciones se predicen muy bien hasta un rango de ductilidad de 2; todos los modelos pueden capturar razonablemente las orientaciones y distribuciones de las grietas obtenidas durante los ensayos. Y similarmente a los modelos macros, los modelos micros no han sido capaz de predecir con exactitud el modo de fallo observado experimentalmente y la capacidad de deformación medida en las muestras ensayadas.

Finalmente, es posible afirmar, que de acuerdo al fenómeno que se necesite estudiar, se puede definir qué tipo de modelación es la que se requiere. Para ello es necesario comprender el comportamiento esperado, teniendo claras las distintas suposiciones y aproximaciones del modelo propuesto.

### 2.3.3 ANALISIS NO LINEAL

Los procedimientos de análisis se pueden clasificar en los lineales y no lineales.

#### *Análisis Lineal:*

Donde sus respuestas se encuentren dentro del rango elástico.

- Análisis Estático Lineal (solo recomendado para edificios de forma regular en su altura).
- Análisis Dinámico Lineal (típicamente usado para diseñar).

#### *Análisis No lineal:*

- Análisis Estático No Lineal (o Análisis Pushover). Usa técnicas simplificadas para estimar deformaciones.

– Análisis Dinámico No Lineal (o Análisis Tiempo - Historia no lineal). Procedimiento más completo que requiere mucho juicio crítico y experiencia entre otros.

### 2.3.3.1 PUSHOVER

Para estudiar y tener un mejor entendimiento de la respuesta y el comportamiento de un edificio ante las posibles demandas sísmicas, a la cual estará sometido a lo largo de su vida útil y sus posibles daños, se puede usar un modelo no lineal del tipo microscópico, que permite una mejor comprensión de ello. Este modelo se realiza usando elementos finitos mediante un software específico para tal uso, donde la discretización de los elementos influye, por lo cual, se discretizan los elementos de acuerdo a lo que uno quiera representar y se definen sus propiedades tal que consideren la no linealidad de los materiales.

Se comienza con un modelo de elementos finitos simple, al que se le aplica un análisis lineal elástico y se analizan las respuestas obtenidas. Luego se va refinando. Se ven los elementos que sobrepasan los niveles de rango elástico y se le va agregando la no linealidad.

A este modelo se le efectúa un análisis estático no lineal monotónico con control de fuerzas o desplazamiento, o llamado también Pushover. Este análisis consiste en empujar la estructura, ya sea con fuerzas o desplazamientos laterales con un patrón definido previamente, de manera monotónica bajo una carga gravitacional permanente, e ir encontrando la curva de capacidad resistente de la estructura (Figura 2-1 (a)). El procedimiento es iterativo, gradualmente. El modelo se va modificando para reflejar la resistencia reducida de los elementos. Luego, se repite el proceso que puede ser hasta un límite predeterminado o hasta que la estructura llegue a ser inestable, llegando a su capacidad máxima. (Suquillo, 2017).

Por lo anterior, los conceptos importantes que se usan son la *demanda* y la *capacidad*.

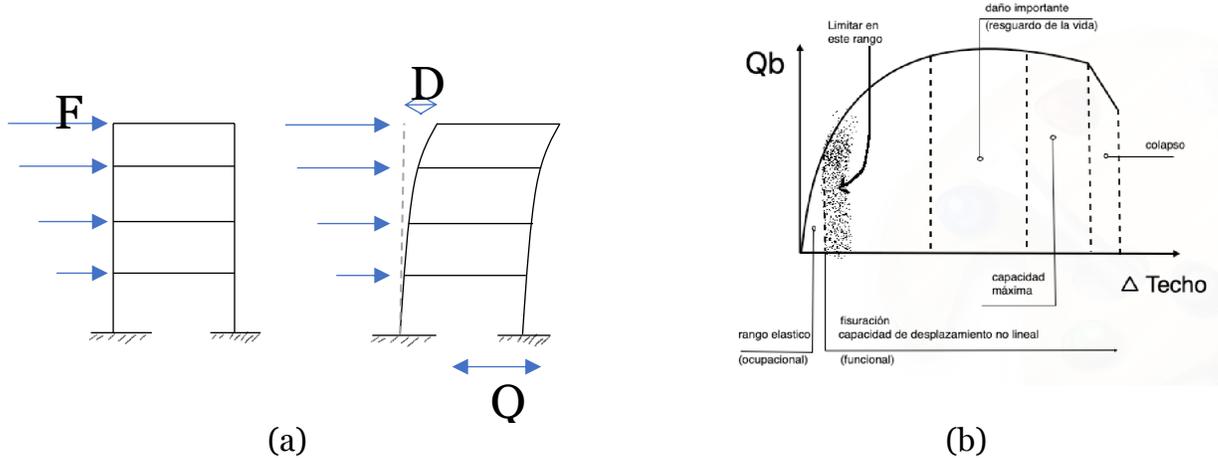
La *demanda* sísmica sería la representación del movimiento sísmico a la que podemos someter un edificio. Esta representación del movimiento se puede hacer mediante fuerzas o desplazamientos.

La *capacidad* se define tal cual como la capacidad que tiene la estructura para resistir la demanda sísmica. Esta capacidad depende de los propiedades y capacidades de los materiales.

De los resultados de este tipo de análisis se puede obtener una relación entre el corte basal y los desplazamientos en el nivel de techo de la estructura, que es llamada *curva de capacidad* (Figura 2-1 (b)). A mayor desplazamiento de techo, más fisuraciones y daños. En el caso de un edificio dañado, podemos estudiar la demanda a la que estuvo sometido el edificio comparando con los daños observados. Así mismo, también podemos encontrar o definir un límite aceptable para el cual no hubiese habido fallas.

Entre los resultados que se obtienen de la modelación, resume Suquillo (2017), están el perfil de desplazamientos, perfil de deformaciones basales, curva de capacidad y curva momento-rotación.

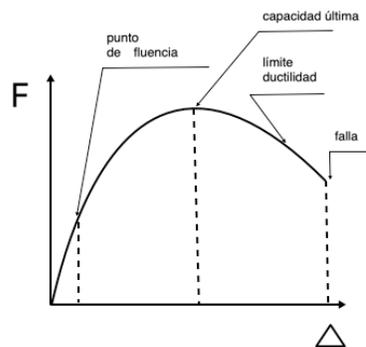
La curva de capacidad se realiza generalmente para el primer modo de la estructura suponiendo que ese es el modo predominante, si no, hay que revisar la tendencia que muestren sus modos.



**Figura 2-1** (a) Esquema de procedimiento Pushover. (b) Curva de Capacidad.  
*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.3.3.2 DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

Todos los materiales tienen un comportamiento de tipo similar. Dada la aplicación de una fuerza en un elemento, se producen deformaciones. Al ir incrementando la fuerza, las deformaciones inicialmente tienen un comportamiento lineal hasta llegar a un límite elástico. Luego hay un punto donde empieza a fluir el material y comienza un endurecimiento, hasta llegar a una resistencia última, después de la cual le sigue una pérdida de su capacidad de resistencia degradándose hasta llegar a la falla. (Figura 2-2)

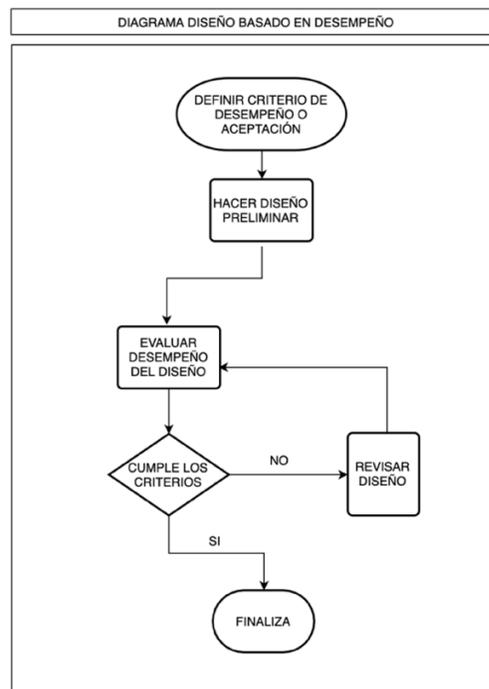


**Figura 2-2.** Curva carga – desplazamiento.  
*Fuente: Elaboración propia.*

Al incursionar fuera del rango elástico, se puede tener estructuras de diferentes ductilidades, en que esa capacidad sea poca o más extensa, hasta llegar a su capacidad última. Permitir ductilidad, logra mayor capacidad, pero implica disipar energía, fisurándose. La incursión no lineal a la que debemos llegar está limitada a definir qué nivel de fisuración (y daños) se le permitirá a la estructura y esto se consigue mediante la modelación no lineal de sus elementos estructurales. La modelación no lineal permite captar la respuesta inelástica y así obtener los desplazamientos de techo y las demandas locales de deformación.

El diseño basado en el desempeño es una forma de relacionar el nivel de desempeño de una estructura con el nivel de daño admitido. Para esto se definen criterios de aceptación. Estos criterios de aceptación conciben diferentes estados límites de desempeño, que van de un estado completamente operativo, pasando por: daños poco importantes, daños menores, daños reparables, daños grandes pero que permiten evacuar, hasta llegar al límite del colapso. (Suquillo, 2017). Estos estados límites están a su vez relacionados a que se comporten de esa manera, para distintos niveles de sismos.

El esquema de la Figura 2-3 explica, a modo general, el procedimiento de este diseño.



**Figura 2-3.** Diagrama de Diseño Basado en Desempeño.

*Fuente: Basado en curso dictado por AICE, elaborado con GitMind.*

Al revisar los criterios y encontrar que algunos elementos superan los límites, implica que esos elementos están trabajando en un rango no lineal. Se espera que la mayoría de los elementos resistentes tengan mayor capacidad que la demanda evaluada, basado en los principios del diseño por capacidad. De acuerdo al no cumplimiento de criterios, el diseño se revisa, se modifica el modelo y se itera. Es un procedimiento que requiere de un entendimiento del comportamiento de la estructura. Se debe definir qué efectos ir incorporando, como la no linealidad de los materiales, entender el modo de falla de los elementos de los cuales se espera que suceda, donde se forman rótulas plásticas, etc.

En Chile se ha estado estudiando la incorporación de esta metodología a la normativa chilena. El año 2017, ACHISINA, elaboró un procedimiento alternativo para el análisis y diseño de edificios, donde definió dos criterios de aceptación para dos niveles de sismos. (ACHISINA, 2017).

#### Criterios de Aceptación:

- Criterio de aceptación para el estado límite de ocupación inmediata:

El objetivo de esta evaluación es verificar que los sistemas estructurales y los componentes y fijaciones no estructurales del edificio conservarán su funcionalidad general durante y después de un sismo. En caso necesario, se espera que las reparaciones sean menores y se puedan realizar sin afectar sustancialmente el uso normal y la funcionalidad de la edificación.

- Criterio de aceptación para el estado límite de capacidad de deformación adicional:

El objetivo de esta evaluación es verificar que la estructura tiene una capacidad de deformación adicional si es sometida a una demanda de deformación superior a la calculada con el sismo de diseño.

#### Niveles de sismos (Demanda):

- SD, Sismo de Diseño: Queda definido por un sismo conocido, registrado en 1985 en la zona central, en el 2010 en la zona centro y sur del país, en el 2014 en Iquique y en el 2015 en Coquimbo, caracterizado por el espectro elástico de desplazamientos indicado en el artículo 13 del DS61 (2011). Alternativamente se puede obtener a partir de un estudio de riesgo sísmico específico para el proyecto considerando un periodo de retorno de 475 años no siendo menor a un 80% de la especificada en el DS61.
- SMC, Sismo máximo considerado: Queda definido con 1.3 veces el Sismo de Diseño. Alternativamente, puede provenir de un estudio de riesgo sísmico específico para el proyecto, para un retorno de 950 años o un desplazamiento de techo un 40% mayor que el desplazamiento de techo obtenido para el Sismo de Diseño, obtenido de un análisis *pushover*.

Se presenta, de la tesis de Suquillo (2017), un resumen de los requerimientos básicos. (Tabla 2-1).

**Tabla 2-1.** Resumen de Requerimientos Básicos.

*Fuente: Suquillo (2017), elaborado con Gitmind.*

| Niveles de Desempeño               | Nivel de Sismo           | Tipo de Análisis                        | Tipo Modelo Matematico | Resistencia de Materiales |
|------------------------------------|--------------------------|---|------------------------|---------------------------|
| Ocupación Inmediata                | Sismo de Diseño          | No lineal dinámico                      | 3D                     | Propiedades Esperadas     |
| Capacidad de Deformación Adicional | Sismo máximo considerado | No lineal dinámico / Estático no lineal | 3D                     | Propiedades Esperadas     |

En este capítulo queda definido el marco teórico. No se pretende ir más allá que una descripción de lo que es la modelación no lineal. Por lo tanto, se ha planteado el por qué de su uso, ventajas y metodologías dejado mencionados los procedimientos, variables y atributos necesarios para realizar la modelación y análisis con el fin de probar la predicción del modelo.

### 3 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

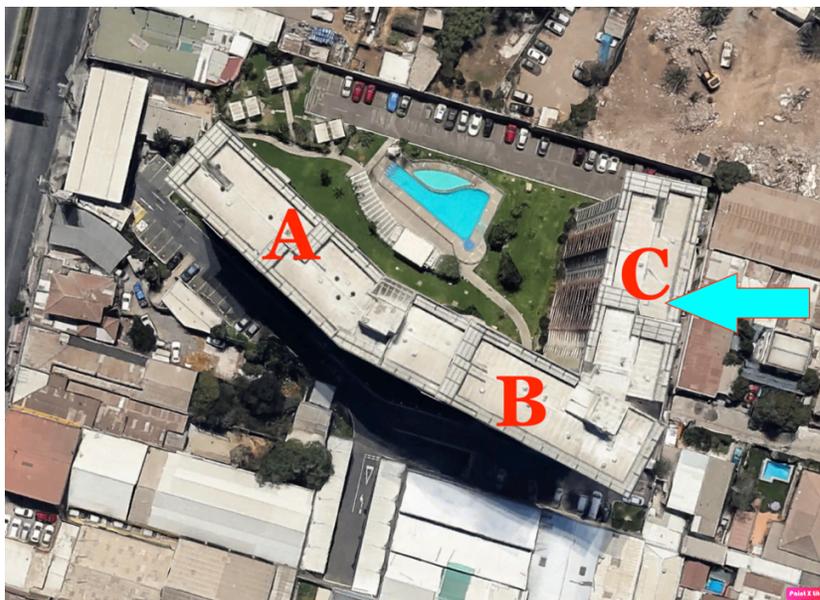
#### 3.1 ANTECEDENTES DEL EDIFICIO Y DEL DISEÑO ORIGINAL

Los antecedentes del edificio consultados son:

- Planos del proyecto original de estructura, diseñados y emitidos por oficina de cálculo Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores
- Informe de mecánica de suelos del proyecto realizado por oficina Geofun
- Bases de cálculo del proyecto original proporcionadas por oficina de cálculo Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores

El edificio a estudiar en esta memoria se encuentra ubicado en la comuna de San Miguel, en la ciudad de Santiago. Es un edificio construido el año 2008, de hormigón armado, de uso habitacional, que pertenece a un condominio conformado por tres edificios similares alineados, uno al lado del otro. En la Figura 3-1, se indica con la letra C.

El Edificio C, tiene 18 pisos de departamentos habitacionales y dos niveles de subterráneos donde están ubicados los estacionamientos y las bodegas. Está emplazado en un suelo del tipo grava densa, correspondiente a la unidad denominada “ripio de Santiago”. La clasificación sísmica según la norma NCH 433.Of96 “Diseño sísmico de edificios” (INN, 1996), corresponde a Tipo de Suelo II. Comparado con la normativa vigente (D.S.61 MINVU, 2011), corresponde a un suelo tipo B. El suelo B de la nueva normativa y el suelo II de la antigua, tienen los mismos valores de parámetros, por lo que el espectro de diseño es el mismo. Ver Tabla 3-3.



**Figura 3-1.** Imagen de vista en planta de los 3 edificios del condominio. (Fuente: Google Earth)

El edificio se definió y construyó con un hormigón H30-90 de resistencia especificada a la compresión del hormigón de  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y la calidad de acero definida es A63-42H,  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .

El proyecto fue diseñado bajo criterios del código ACI318 del año 1995 (ACI, 1995) tomando algunas consideraciones del ACI del año 2002 y 2005.

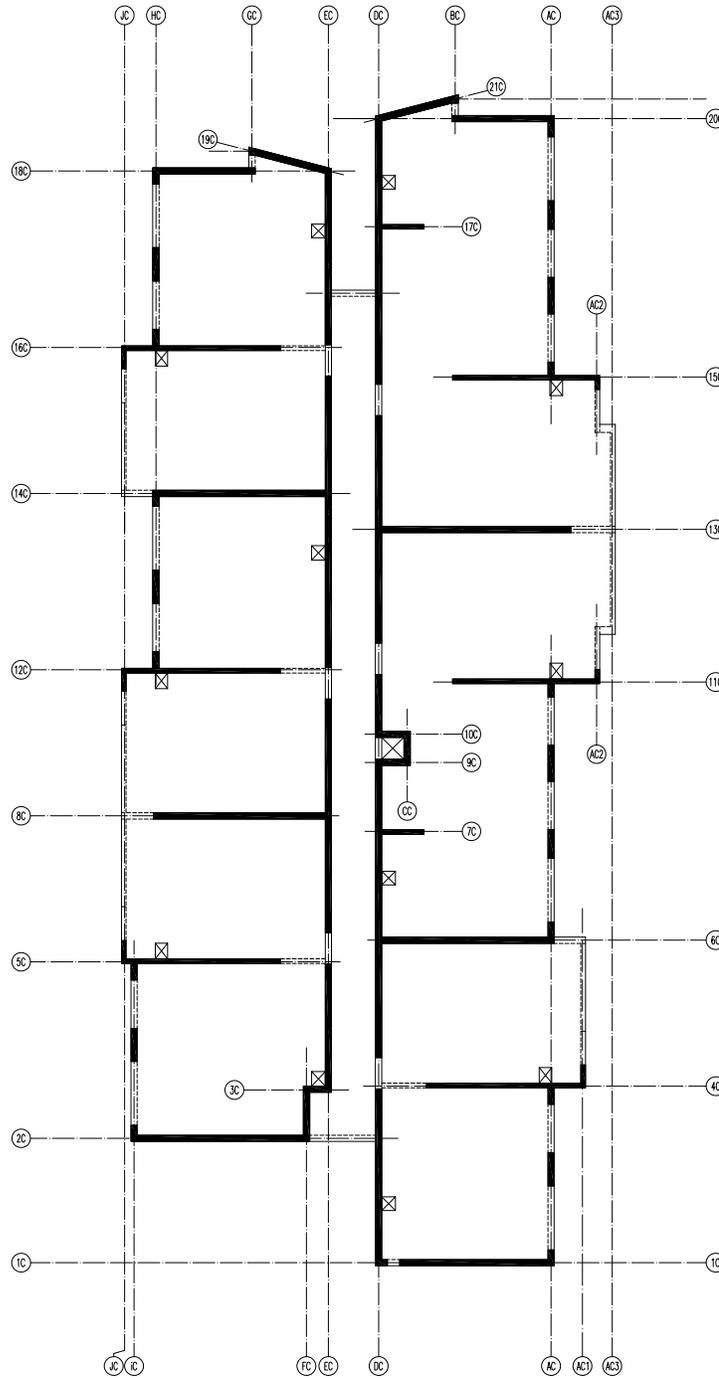
El edificio está estructurado en base a muros de rigidez al corte y flexión en ambas direcciones principales. En el sentido longitudinal tiene dos ejes resistentes en el centro de la estructura y 14 ejes resistentes en el sentido transversal distribuidos regularmente. Los elementos resistentes verticales están unidos en cada nivel por losas, que frente a sollicitaciones horizontales actúan como diafragma rígido en su plano. Sobre su geometría, se resume en la Tabla 3-1.

**Tabla 3-1.** Resumen de geometría del edificio.

| <b>CARACTERÍSTICAS EDIFICIO C EN SAN MIGUEL</b> |       |                |
|---|-------|----------------|
| Número de pisos                                 | 18    |                |
| Numero de subterráneos                          | 2     |                |
| Altura Total Ht                                 | 52.2  | m              |
| Altura sobre cota 0                             | 45    | m              |
| Longitud piso tipo L                            | 37.14 | m              |
| Ancho piso tipo B                               | 15.55 | m              |
| Relación de aspecto L/B                         | 2.39  |                |
| Área planta de piso típica                      | 455   | m <sup>2</sup> |
| Área de muros en X                              | 16.1  | m <sup>2</sup> |
| Área de muros en Y                              | 14.6  | m <sup>2</sup> |
| Densidad de muros en X                          | 3.5   | %              |
| Densidad de muros en Y                          | 3.2   | %              |
| Altura de piso típica                           | 2.5   | m              |
| Altura promedio piso s1                         | 3.5   | m              |
| Altura promedio piso s2                         | 2.8   | m              |
| Espesor losa departamentos                      | 15    | cm             |
| Espesor losa pasillos                           | 12    | cm             |

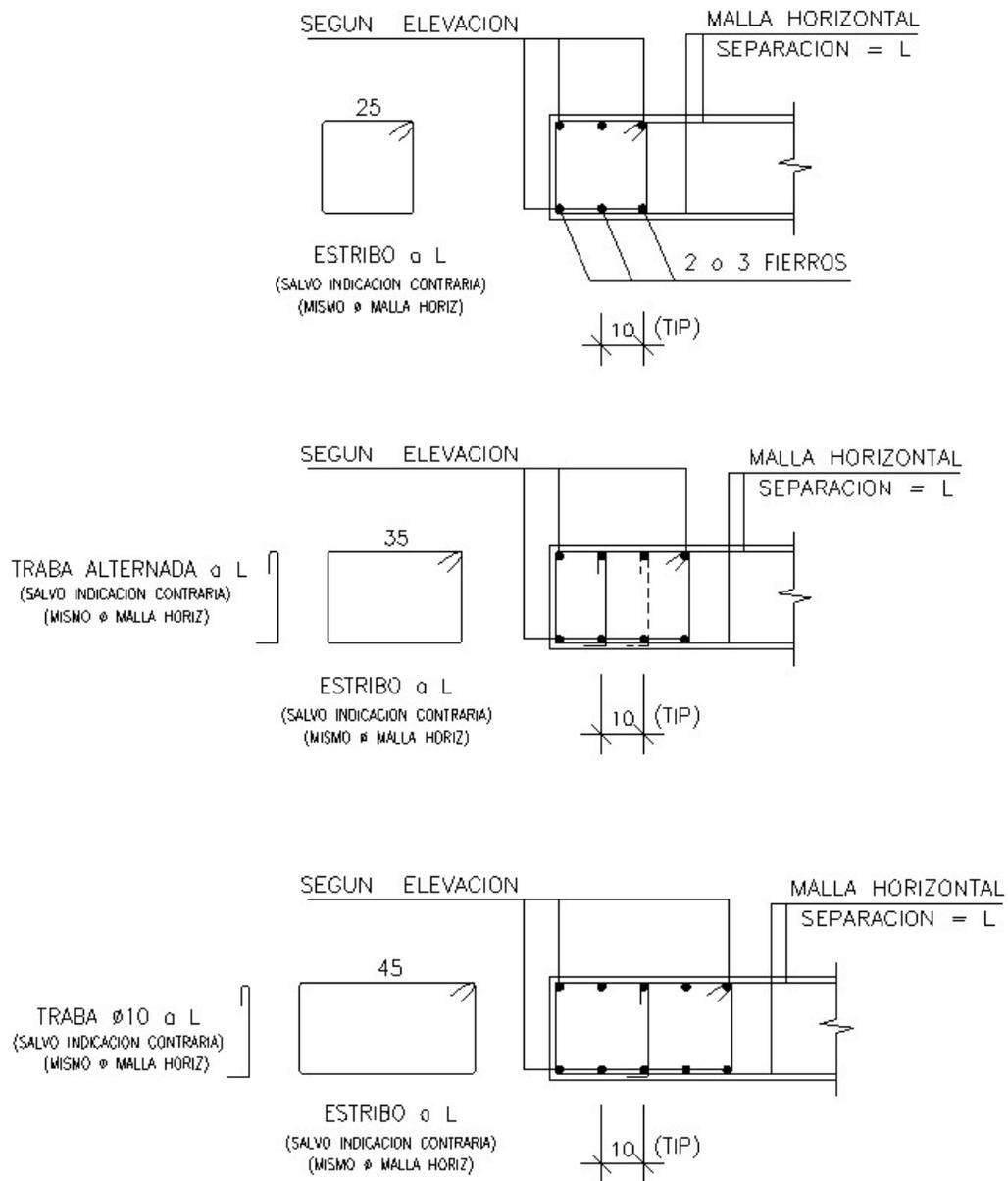
En la Figura 3-2, se muestra la planta de un piso tipo. El edificio es regular desde el piso 2 hacia arriba. En esta figura se puede ver la distribución de los muros en la planta, donde se aprecia la disposición de los muros del pasillo en el sentido longitudinal (dirección Y) en el centro de la planta, como también, los muros transversales (dirección X) que en algunos casos, se unen a los muros de pasillo formando una sección compuesta con forma de T. Los espesores de muro son de 20 cm salvo algunos de menor importancia sísmica

que son de 15 cm. La mayoría de las vigas tienen 76 cm de altura y su espesor de 15 o 20 cm.



**Figura 3-2.** Planta de estructura del cielo piso 2 al cielo piso 16.

Sobre los antecedentes del diseño original, es importante mencionar, así como se explicó, que fue diseñado con la normativa vigente en el año 2006, que las cabezas de los muros no fueron confinadas. El detalle incluido en los planos indicaba que si el diámetro de las armaduras de la cabeza de un muro es mayores o iguales a  $\phi 22$ , la cabeza de éste, debiese ser armada según el detalle de la Figura 3.3.



**Figura 3-3.** Detalle para cabezas de muro del Edificio en San Miguel.

*Fuente: Oficina Santolaya.*

Por otra parte, la torsión accidental no fue aplicada como dice la normativa (INN, NCh433:1996), sino que se aplicó una excentricidad de 5% constante.

El módulo de elasticidad usado fue  $E = 3.300.000 \text{ t/m}^2$ , donde  $E = 19000\sqrt{(R28)} \text{ kg/cm}^2$  de la NCh433:1972.

La normativa actual impone un límite para control de esbeltez para la altura de muro de  $h/16$ . En este edificio, en el nivel de subterráneo, los muros están en torno a un  $h/17.4$  aproximadamente a diferencia de las otras dos torres.

Para las losas se consideró en el modelo una reducción en las rigideces a flexión al 1% de su valor original y se les asignó un diafragma rígido.

Las solicitaciones gravitacionales del proyecto consideradas en el análisis son las que se muestran en la Tabla 3-2 y los parámetros de diseño se muestran en la Tabla 3-3.

**Tabla 3-2.** Cargas usadas en el proyecto.

| <b>CARGAS PISO TIPO</b>     |      |                   |
|-----------------------------|------|-------------------|
| CM adicional                | 50   | kg/m <sup>2</sup> |
| SC uso                      | 200  | kg/m <sup>2</sup> |
| <b>CARGAS SUBTERRÁNEO 1</b> |      |                   |
| CM adicional                | 50   | kg/m <sup>2</sup> |
| CM adicional jardines       | 1000 | kg/m <sup>2</sup> |
| SC uso                      | 200  | kg/m <sup>2</sup> |
| <b>CARGAS SUBTERRÁNEO 2</b> |      |                   |
| CM adicional                | 0    | kg/m <sup>2</sup> |
| SC uso                      | 500  | kg/m <sup>2</sup> |

**Tabla 3-3.** Parámetros de diseño Edificio C en San Miguel.

| <b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b> | <b>NCH433.OF96</b> |    |      | <b>DS61(2011)</b> |
|-----------------------------|--------------------|----|------|-------------------|
| Categoría Edificio          | C                  | I  | 1    | II                |
| Zona sísmica                | 2                  | Ao | 0.3g | 2                 |
| Tipo de suelo               | II                 | To | 0.3  | B                 |
|                             |                    | S  | 1    |                   |

El modelo fue realizado con modelación lineal en el Software ETABS versión 8 al cual se aplicó un análisis modal espectral. Del resultado del análisis sísmico del diseño original se obtuvieron los datos que se resumen en las Tablas 3-4 y 3-5.

**Tabla 3-4.** Parámetros sísmicos del modelo original.

| <b>ANÁLISIS SÍSMICO</b>    |               |                             |                             |   |
|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|---|
| <b>Parámetros sísmicos</b> | <b>Unidad</b> | <b>Análisis dirección X</b> | <b>Análisis dirección Y</b> | <b>Comentario</b>                               |
| Periodo predominante Tn    | s             | 1.06                        | 0.46                        |   |
| Peso sísmico total Pt      | t             | 10806                       | 10806                       | Peso propio + Carga muerta + 25% Sobre Carga    |
| Pt/Área total              | t/m2          | 1                           | 1                           |   |
| R*                         |               | 9.39                        | 7.43                        | Factor de reducción de la aceleración espectral |
| R**                        |               | 4.16                        | 6.89                        | Factor para alcanzar corte mínimo               |
| Corte Basal Mínimo         | t             | 540.3                       | 540.3                       |   |
| Corte Basal Máximo         | t             | 1134.7                      | 1134.7                      |   |
| Corte elástico Qe          | t             | 2247.2                      | 3723.6                      |   |
| Corte basal efectivo Qbe   | t             | 540.3                       | 540.3                       | Adoptando el corte mínimo, 5% del peso          |
| Momento volcante Mb        | t*m           | 10696                       | 17853                       |   |
| Brazo palanca Mb/Qbe       | m             | 19.8                        | 33.0                        |   |
| % de brazo palanca de Ht   | %             | 37.9                        | 63.3                        |   |

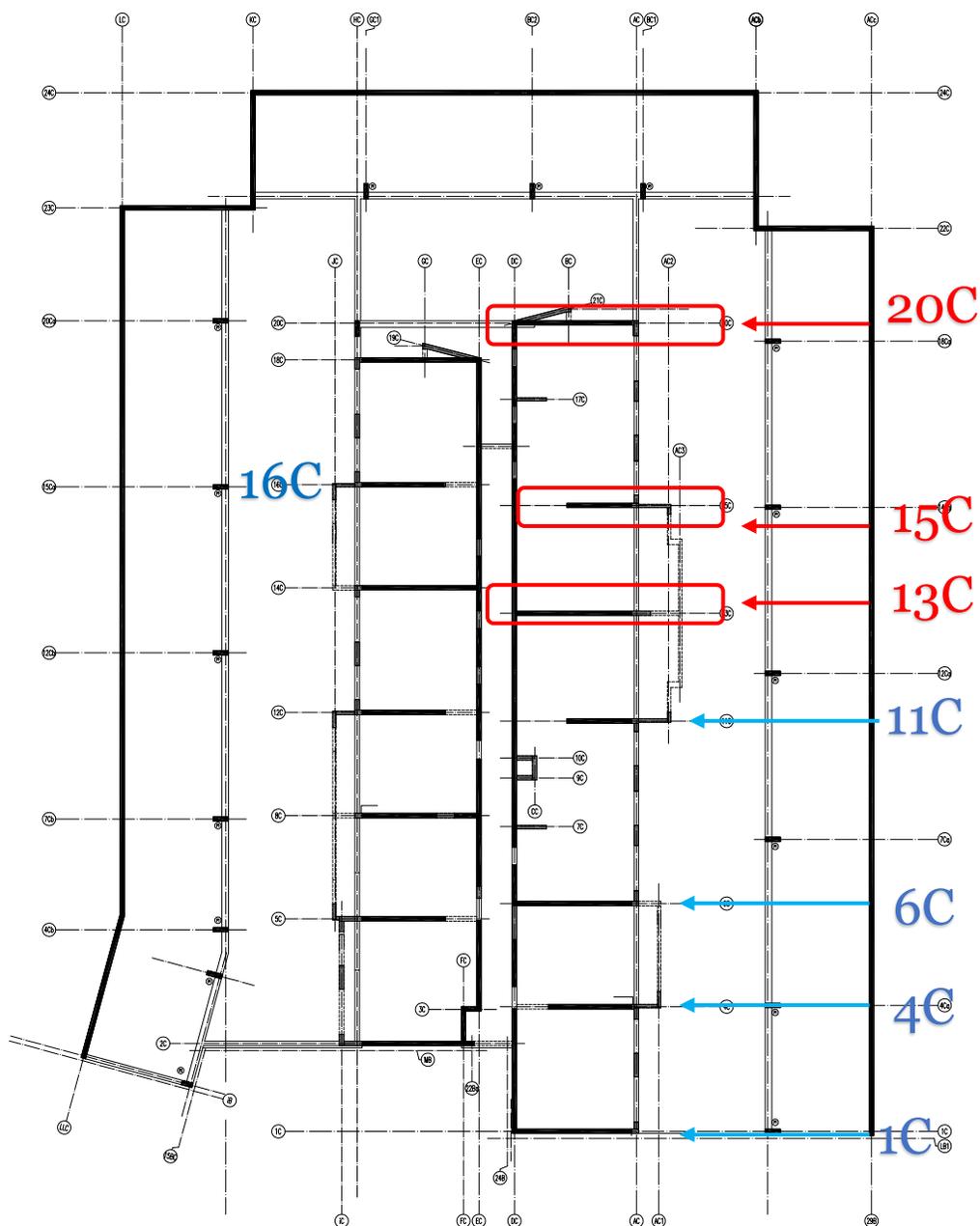
**Tabla 3-5.** Porcentaje de masa asociada a los 3 primeros modos del edificio.

| <b>PORCENTAJE DE MASA ASOCIADA A LOS MODOS</b> |             |          |          |          |
|--|-------------|----------|----------|----------|
| Modo   | Periodo [s] | % Masa X | % Masa Y | % Masa Z |
| 1  | 1.12        | 57.92    | 0.00     | 2.55     |
| 2  | 0.67        | 0.83     | 0.19     | 40.64    |
| 3  | 0.48        | 0.01     | 59.00    | 0.04     |

### **3.2 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS EN EL EDIFICIO**

Tras el terremoto Mw 8.8, se encontraron daños distribuidos en los tres edificios del condominio en San Miguel, en los que hubo múltiples fisuras en losas y muros y

desprendimientos de recubrimientos en muros y vigas. Pero adicionalmente, el edificio C se vio afectado con daños que redujeron su capacidad resistente, produciéndose deformaciones permanentes en su estructura.



**Figura 3-4.** Planta de Estructura. Subterráneo -1. Ejes dañados en rojo.

De los informes y fotos (fuentes SIC (2010) e IDIEM- SEI(2010)) que se registraron posterior al evento, se puede revisar la magnitud del daño ocurrido. Tres muros del edificio, en el subterráneo -1, se deformaron producto de la pérdida de hormigón, que fue

aplastado durante el sismo. El tipo de falla observado corresponde a una falla por aplastamiento del hormigón y pandeo de armadura vertical, asociada a una demanda de flexo-compresión sobre el elemento.

Los muros que tuvieron falla, son paralelos entre sí, ubicados en el sentido transversal del edificio (sentido X), estando los tres, en el extremo derecho de la planta del edificio. Ver Figura 3-4. Los ejes están identificados con los nombres 13C, 15C y 20C y se encuentran en el extremo del edificio en que tiene 17 pisos, de los 18 totales.

El muro del eje 13C en el subterráneo -1, tiene una sección compuesta del tipo T. En él se pudo apreciar una grieta que cruzaba el muro de un lado a otro en el alma, quedando las armaduras a la vista. Es posible notar en las Figuras 3-5 a 3-7 el hormigón triturado y desprendido de la cabeza de muro, pandeo de barras y desconche del hormigón a lo largo de todo el paño. Debido al daño, el muro quedó con una deformación permanente vertical de 24 mm.



**Figura 3-5.** Muro Eje 13 C.  
*Fuente: Oficina Santolaya*



**Figura 3-6.** Muro Eje 13 C, vista de cerca por el lado norte.  
*Fuente: IDIEM (2010), Anexo A de Informe.*



**Figura 3-7.** Muro Eje 13C, vista frontal.  
*Fuente: IDIEM (2010), Anexo A.*

El daño encontrado en el muro del eje 15C es similar al del eje 13C. Aplastamiento a lo largo de todo el paño de muro, pérdida importante de hormigón, pandeo y corte de barras. Ver Figuras 3-8 a 3-11. Este muro, en el subterráneo -1, tiene una sección rectangular, la que se vio comprometida en su totalidad. Sus armaduras quedaron expuestas, así como también es posible notar el hormigón triturado. Producto del daño, el muro quedó con una deformación vertical permanente de 75 mm.



**Figura 3-8.** Muro Eje 15C.  
*Fuente: Oficina Santolaya.*

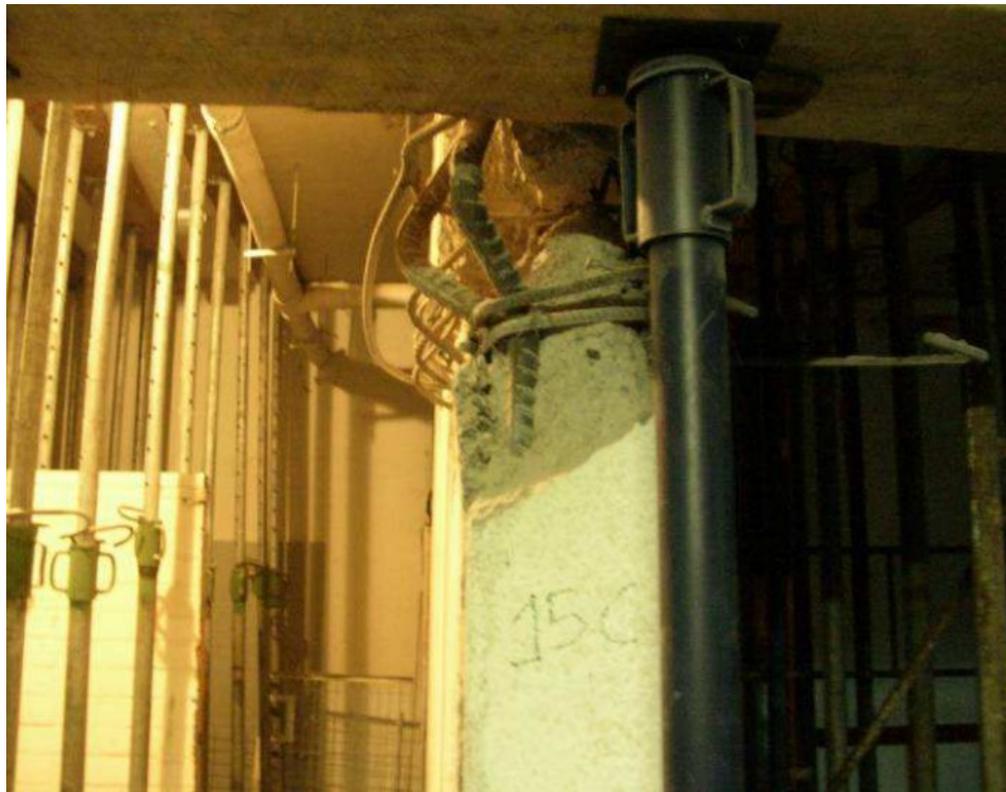


**Figura 3-9.** Muro Eje 15C, vista de cerca.  
*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*



**Figura 3-10.** Muro Eje 15C, vista del otro costado.

*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*



**Figura 3-11.** Muro eje 15C. Vista de frente.

*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*

El muro del eje 20C, en el subterráneo 1, tiene una sección compuesta de tipo L. Los daños también se concentran en el alma de la sección en todo su largo. Se halló aplastamiento de la cabeza de compresión, pandeo de barras, desconche del hormigón de todo el paño del muro. Debido al daño, el muro quedó con una deformación vertical permanente de 58 mm. Ver Figuras 3-12 a 3-15.



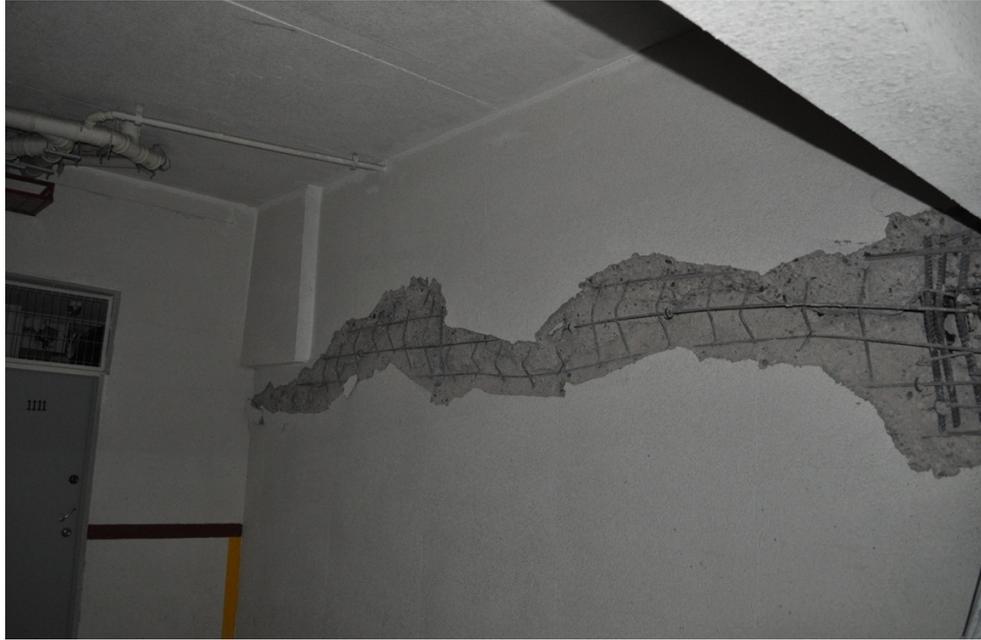
**Figura 3-12.** Muro Eje 20 C.

*Fuente: Oficina Santolaya.*



**Figura 3-13.** Muro Eje 20C, vista de cerca.

*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*

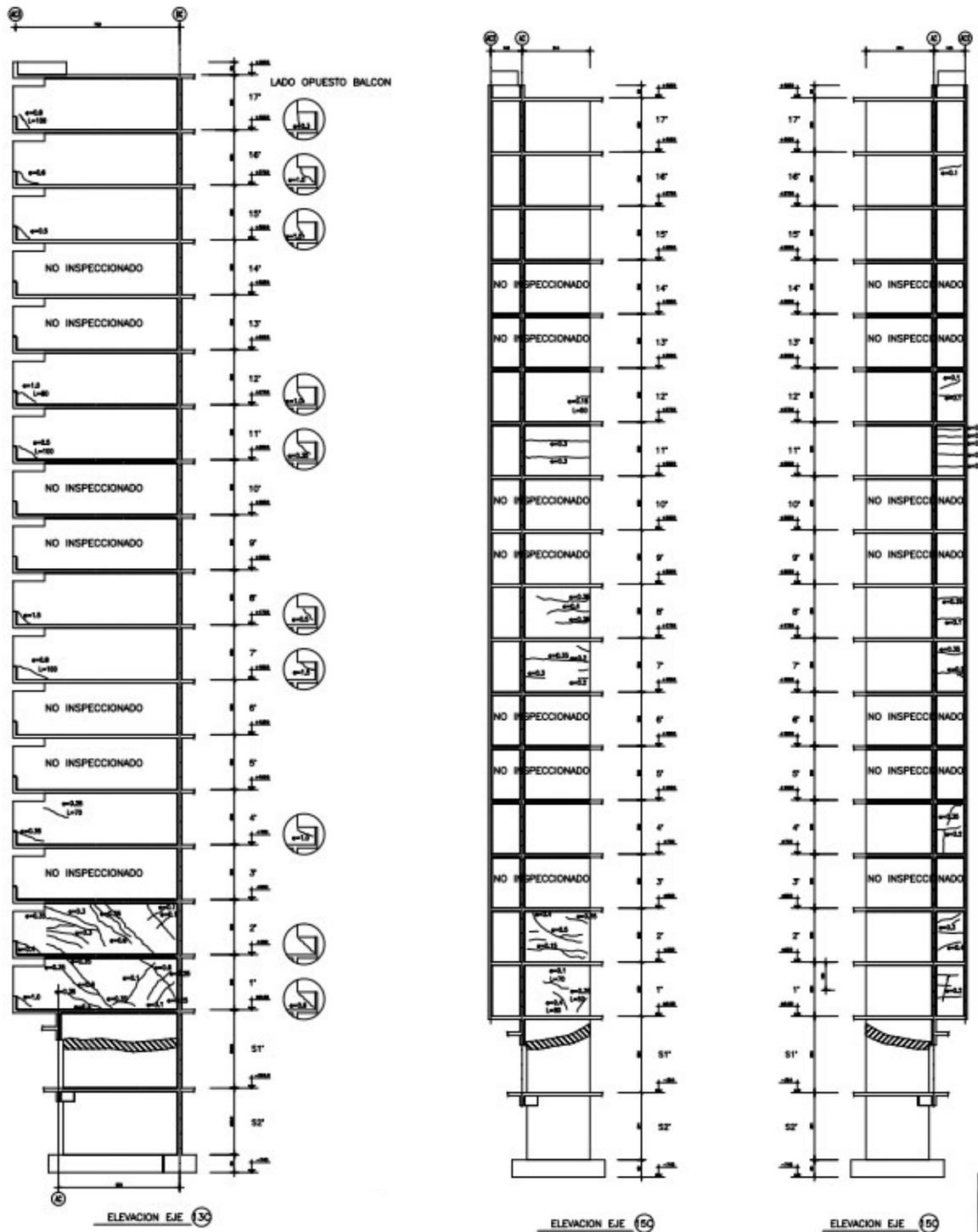


**Figura 3-14.** Muro eje 20C, vista desde el otro lado.  
*Fuente: Oficina Santolaya.*

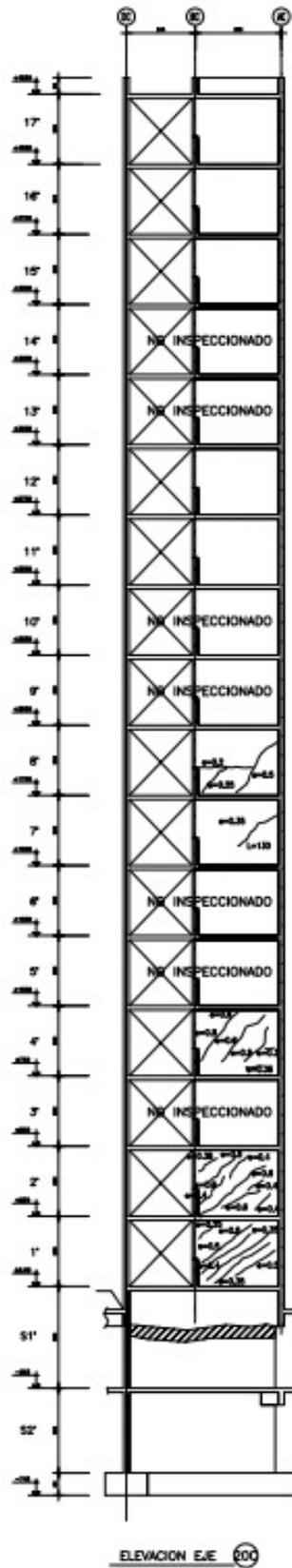


**Figura 3-15.** Muro Eje 20C, vista de frente.  
*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*

Del informes de daños que realizó el IDIEM (IDIEM SEI(2010)), se obtuvo el levantamiento de daños, que se expone en las imágenes siguientes, de los ejes 13C, 15C y 20C. (Figuras 3-16 y 3-17).



**Figura 3-16.** Levantamiento de daños ejes 13C y 15C. Fuente: Informe de IDIEM (2010)



**Figura 3-17.** Levantamiento de daños eje 20C.  
*Fuente: Informe de IDIEM (2010).*

Los ejes 11 C y 6C, ejes del costado derecho de la planta, también presentan daños en el subterráneo 1, pero son bastante más leves. Se observa una pérdida de recubrimientos dejando armadura a la vista, solo en la punta en unos 40 a 60 cm aproximadamente. Figuras 3-18 y 3-19.



**Figura 3-18.** Muro eje 11C. Vista de frente y lateral del muro.

*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*



**Figura 3-19.** Muro eje 6C. Vistas de ambos lados.

*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*

Por el otro costado del edificio, el izquierdo, solo el eje 16C, de sección rectangular en el subterráneo -1, presentó aplastamiento de la cabeza de compresión del muro, con desconche de recubrimientos y pandeo de barras, en unos 50 cm aproximadamente, tramo mucho menor comparado con los otros ejes que fallaron en todo su largo. Figura 3-20 y 3-21.



**Figura 3-20.** Muro eje 16C. Vista lateral.

*Fuente: Oficina Santolaya.*



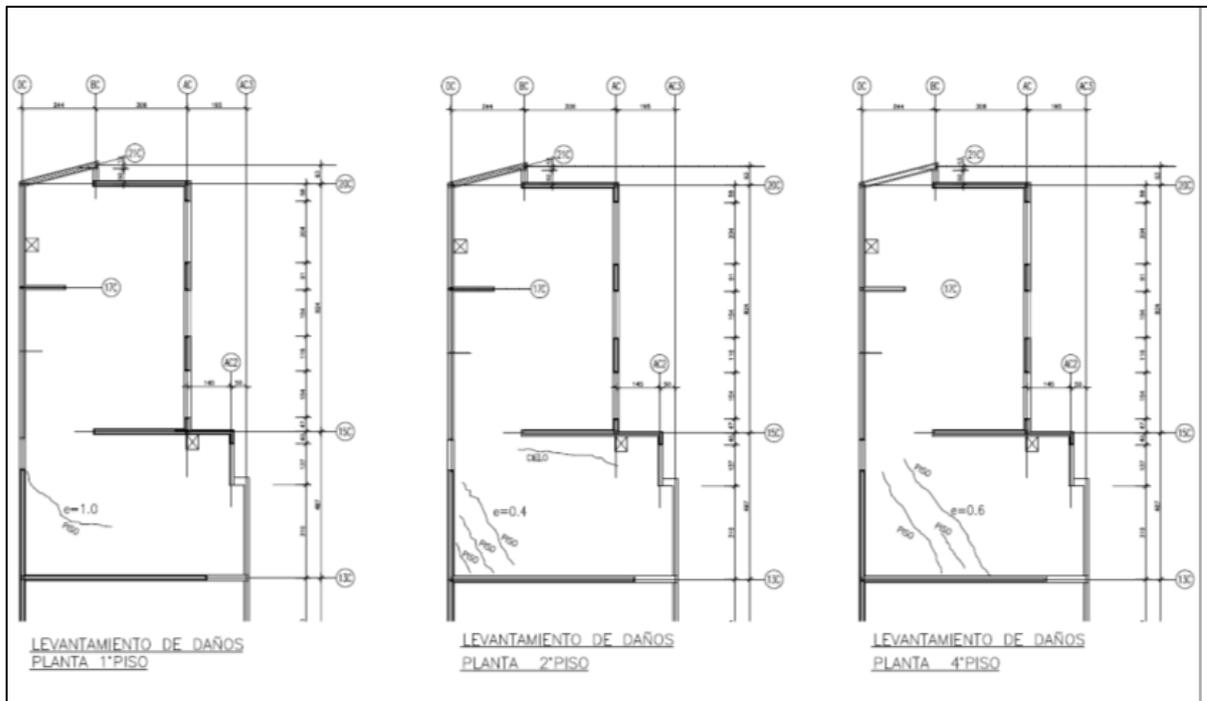
**Figura 3-21.** Muro eje 16C. Vista de frente.

*Fuente: IDIEM (2010) Anexo A*

Y el resto de ejes en el sentido transversal del edificio, presentan desconche del hormigón de recubrimiento en las cabezas de muro, dejando armaduras expuestas levemente. En otros sectores del edificio, se presentan pequeñas fisuras de menos de 0,5 mm de espesor, en vigas y muros, concentradas en los pisos 1 al 3.

En las imágenes, se puede observar que no solo no hay trabas en las cabezas de muro sino que además, el cierre de las mallas horizontales, es con ganchos a 90°, como era la práctica habitual en las construcciones hasta esa entonces, salvo algunos proyectos en que ya se había empezado a realizar y detallar con ganchos cerrados.

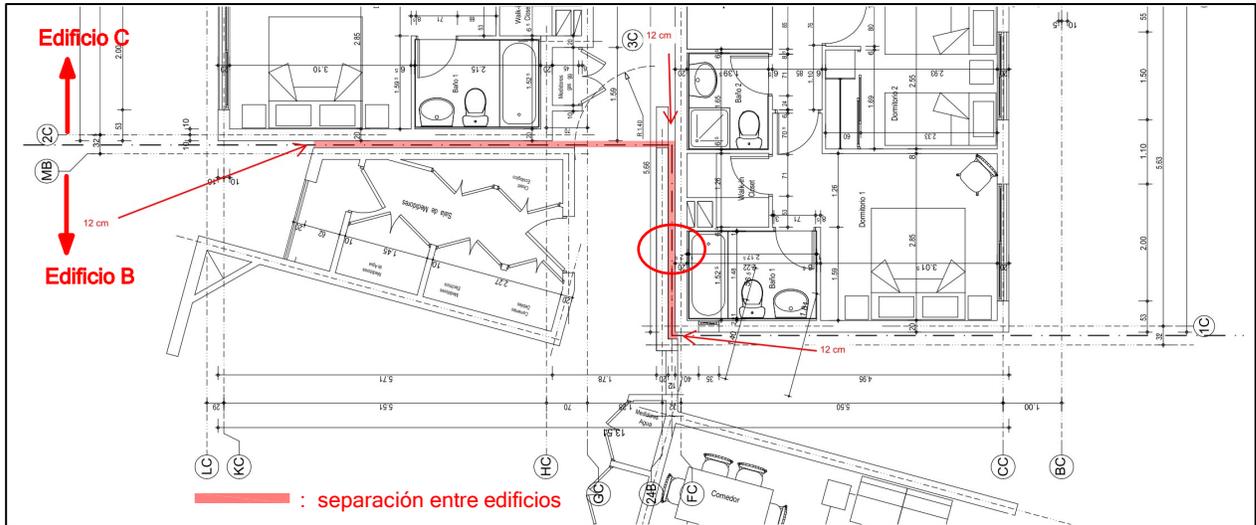
En el sector ubicado entre los ejes 13C y 15C, se encontró en las losas, una concentración de fisuras que puede estar relacionadas con la deformación vertical que tuvo en ese sector el edificio. Ver Figura 3-22.



**Figura 3-22.** Levantamiento de fisuras en losas. Fuente: informe del IDIEM.

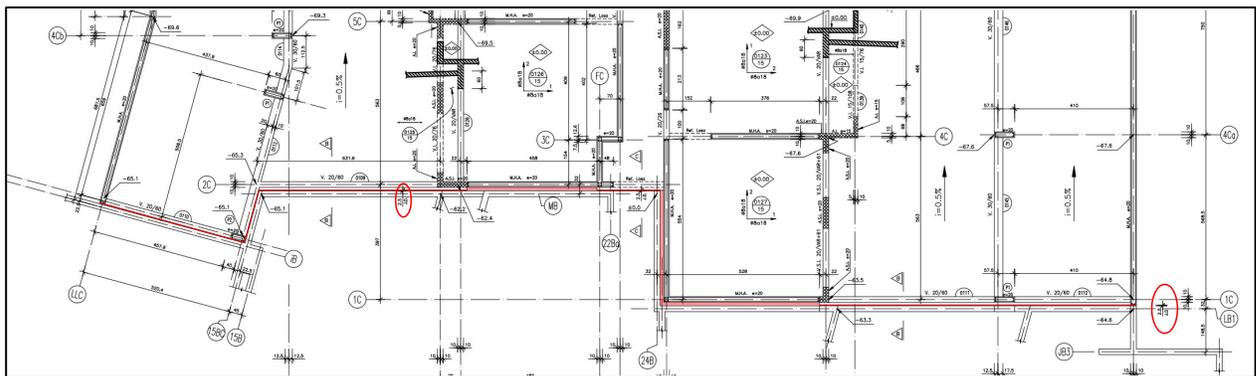
Otro hecho relevante que se produjo durante el evento Mw 8.8, y que se encontró en la inspección visual, es que se encontró un daño local por el lado del muro del edificio “B”, por el pasillo en que se conectan los edificios. Se señala con un círculo rojo en la Figura 3-23. Esto se explica, porque el último edificio en construirse fue el “C” y constructivamente para hormigonarlo se hace uno contra otro usando típicamente planchas de Aislapol. Este material difícilmente es retirado piso a piso pero, que de igual manera, si este no es retirado bien, igual permitiría el desplazamiento y no acoplar estructuras diferentes. Como el daño encontrado fue en un solo piso, se presume que en ese piso, entre muros, quedó material más rígido que el Aislapol, como por ejemplo material de la obra, restos de hormigón, que al juntarse los edificios durante el evento sísmico, quedó como un golpe en mitad del muro produciendo un daño. De los planos de arquitectura y cálculo se tiene

que la separación entre estos dos edificios es de 12 cm. Esa separación correspondería un poco más de la que un solo edificio necesita normativamente para evitar estos choques.



**Figura 3-23.** Planta de arquitectura de un piso tipo. Separación entre edificios B y C. Fuente: Leyton Arquitectos (2005)

A nivel de subterráneos, la dilatación se hace más estrecha, permitiéndose por el bajo desplazamiento a ese nivel de los edificios. Esta dilatación es a lo largo de toda la placa de subterráneo. Figura 3-24.



**Figura 3-24.** Planta de estructura del subterráneo 1. Separación entre edificios B y C. Fuente: Santolaya Ing. (2005).

### 3.3 OTROS DATOS DEL EDIFICIO

Posterior al terremoto, se realizó una extracción de muestras. Se tomaron testigos de hormigón y muestras de barras de acero, con el fin de determinar sus características y resistencias. También se realizaron ensayos esclerométricos en el hormigón. Además, se cuenta con los resultados de las muestras de control de hormigón tomadas durante la ejecución de la obra. En la Tabla 3-6 se presenta una recopilación de las resistencias obtenidas para el hormigón.

**Tabla 3-6.** Resultados de ensayos de resistencia a la compresión del hormigón.

| HORMIGÓN                         |  |   |
|----------------------------------|--|---|
| Hormigón                         | Resistencia a la compresión cúbica (kg/cm <sup>2</sup> ) | Comentario                                |
| Especificado H30-90              | 300  | equivalente a G25-90                      |
| Ensayos de muestras del proyecto | 294  | muestra individual menor                  |
| Ensayos de muestras del proyecto | 359  | media del lote (58 muestras)              |
| Ensayo esclerométrico            | sobre 300  | las máximas son de 600 kg/cm <sup>2</sup> |
| Ensayo testigos                  | 265  | muestra individual menor                  |
| Ensayo testigos                  | 419  | media del lote (16 testigos)              |

De los resultados de los testigos, se aprecia unos resultados muy dispersos, independiente de que se consideran todos aceptables según las normativas. Si bien, la media es bastante alta, el número de probetas con muestras en el rango más bajo es importante. Considerando además, los otros datos ensayados y sus resultados, se decide usar la resistencia especificada para la modelación del edificio.

Los resultados de los ensayos a tracción de las muestras de barras de acero de refuerzo perteneciente a la armadura horizontal extraída de los muros dañados 15C y 20 C en el subterráneo 1, se tiene que cumplen los requisitos para el acero especificado. En la Tabla 3-7 se muestran los resultados obtenidos. Los resultados son muy similares a lo esperado, por lo cual se considera usar la resistencia especificada

Como información adicional, se muestra en la Figura 3-25, el desplome en planta debido a las deformaciones verticales de los muros dañados.

**Tabla 3-7.** Resultados de ensayos de resistencia a la tracción.

| ACERO                  |   |            |
|------------------------|---|------------|
| Acero                  | Resistencia tracción $f_y$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Comentario |
| Especificado A630-420H | 4200  |            |
| Ensayos de testigo     | 4230  | muestra 1  |
| Ensayos de testigo     | 4930  | muestra 2  |



**Figura 3-25.** Desplome medido en la planta de techo del piso 17. Fuente: Informe AUSENCO.

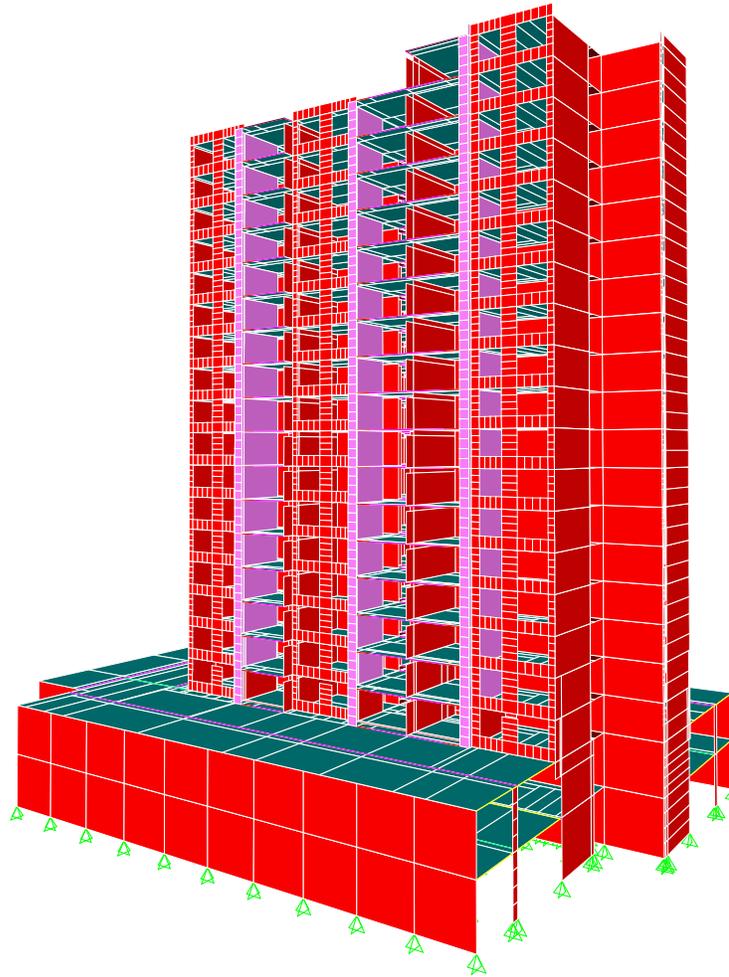
### 3.4 DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO CON ANÁLISIS ELÁSTICO MODAL-ESPECTRAL.

Para el estudio de la respuesta no lineal del edificio, primero se realiza un análisis elástico modal espectral de acuerdo a la norma NCh433 vigente más el decreto DS61, con el uso del programa ETABS v.9.7.2 mediante modelamiento tridimensional. Esto permite tener la primera relación de comparación con los daños.

Se considera las propiedades de los materiales, hormigón y acero, de acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto original, descritas en la sección 3.1.

Los muros, losas y vigas de acople se modelan con elementos “*shell*” de 4 nodos y a nivel basal se asume que está restringida la estructura, modelándose con apoyos fijos. Las vigas que no se consideran de acople se modelan con elementos “*frame*” de 2 nodos. A los

elementos “*shell*” se les hace un mallado similar al criterio que se usó también en el modelo con que se diseñó el edificio, el que permite asegurar una conectividad y correcta deformación de sus elementos. Para las losas se considera que trabajan como diafragma semi rígido y su rigideces se reducen a flexión a un 25%, con el fin de que puedan simular un efecto de acoplamiento de los muros. Ver Figura 3-26.



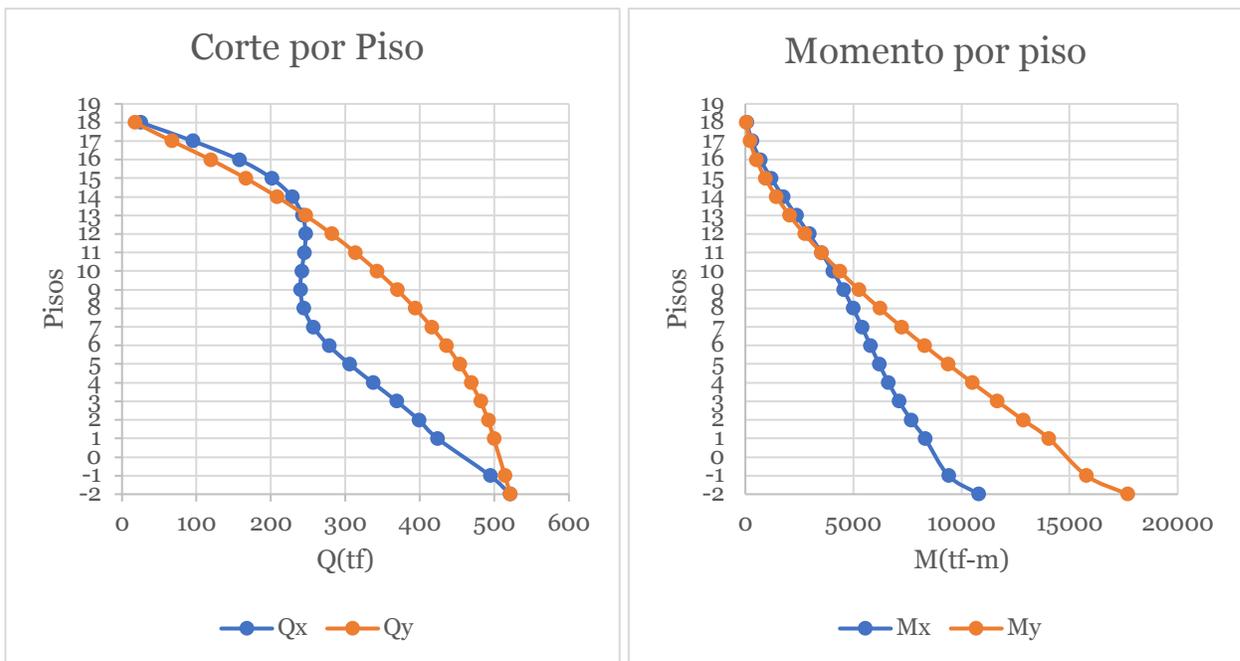
**Figura 3-26.** Vista 3D modelo ETABS del Edificio.

Algunas de sus cargas se ajustan con respecto al modelo sísmico original. Las cargas muertas que se asignan a las losas de los departamentos se aumentan de 50 a 80 kg/m<sup>2</sup> y se diferencia la sobre carga de las terrazas y zonas comunes según la norma NCh 1537:2009 (INN, 2009a).

La comparación del análisis modal espectral de este modelo con respecto al original se encuentra en la Tabla 3-8. La diferencia de los parámetros sísmicas es baja, menor a un 10%, encontrándose en un rango aceptable.

**Tabla 3-8.** Tabla comparativa análisis sísmico modal espectral modelo original vs modelo inicial generado para esta memoria.

| COMPARATIVA ANÁLISIS SÍSMICO |                           |            |                       |            |             |             |
|------------------------------|---------------------------|------------|-----------------------|------------|-------------|-------------|
| Parámetros sísmicos          | Modelo original de diseño |            | Modelo inicial lineal |            | Comparación |             |
|                              | Análisis X                | Análisis Y | Análisis X            | Análisis Y | Dirección X | Dirección Y |
| Periodo (s)                  | 1.06                      | 0.46       | 1.12                  | 0.48       | 5.7%        | 4.3%        |
| Peso sísmico (t)             | 10806                     | 10806      | 10418                 | 10418      | 3.6%        | 3.6%        |
| Corte basal efectivo(t)      | 540.3                     | 540.3      | 520.92                | 520.92     | 3.6%        | 3.6%        |
| Momento volcane (t*m)        | 10696                     | 17853      | 10791.59              | 17675.64   | 0.9%        | 1.0%        |
| Desplazamiento de techo (cm) | 18.87                     | 7.12       | 20.06                 | 7.38       | 6.3%        | 3.7%        |
| $\delta u/Ht$ (%)            | 0.361                     | 0.136      | 0.383                 | 0.141      | 6.0%        | 3.4%        |

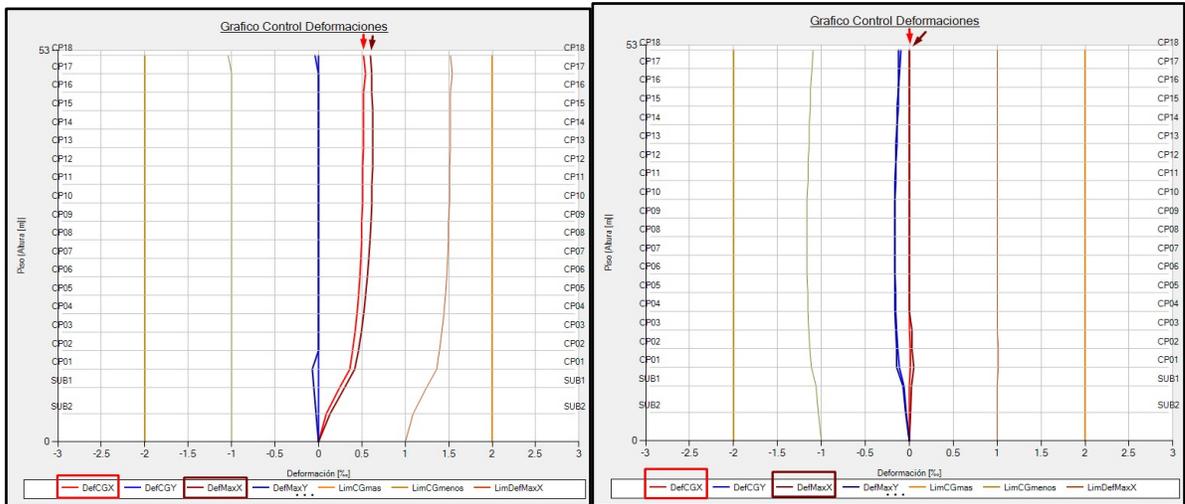


**Figura 3-27.** Grafico Corte por piso (izq.) y Momento por piso (der.).

*Fuente: Elaboración propia.*

En la Figura 3-27 se muestra la distribución del corte y el momento en la altura del edificio. Las deformaciones sísmicas a nivel global del edificio para el sismo X y sismo Y, cumplen las exigencias de la NCh433.Of1996, mod.2009 (INN, 2009). La Figura 3-28 muestra los

resultados de las derivas de entre pisos del análisis modal espectral. Se verifica que estas derivas no superan el valor de 0.002 medidas en el centro de masa, ni las derivas máximas en cualquier punto de cada piso superan el valor de 0.001 a la deriva del centro de masa del piso respectivo.



**Figura 3-28.** Gráfico de derivas de entre piso para Sismo X e Y.

Normativamente, la separación a medianeros, en cualquier nivel, no debe ser menor a:  $R^*/3$  veces el desplazamiento calculado ( $2R_1/3$ , en la normativa actual, DS61), ni a un 0.2% de la altura de ese nivel, ni a 1.5 cm. Y si hay otro edificio colindante se debe considerar el doble de las exigencias mencionadas. En este caso, el edificio C, colinda con el B en toda su altura. El requisito de distancia al medianero en el piso 18 es de 10,47 cm, por lo que los edificios debieran haber estado separados a 21 cm. A ese nivel, los edificios están juntos en dos zonas ortogonalmente, como se muestran en la Figura 3-29, pero la separación indicada en planos entre edificios es de 12 cm entre sus plomos de muros.



**Figura 3-29.** Vista superior de edificios. En acercamiento de imagen, muestra cercanía.

*Fuente: Google Earth.*

### 3.4.1 ESFUERZOS EN LOS MUROS

Del análisis modal-espectral se obtienen los esfuerzos de diseño elástico. En las Figuras 3-16 y 3-17 se pudieron apreciar las zonas más dañadas en los subterráneos de los ejes 13C, 15C y 20C. Los daños más severos ocurrieron en el subterráneo 1. En este nivel, los esfuerzos de carga vertical obtenidos para estos muros, son los mostrados en la Tabla 3-9. En la tabla se puede observar que el eje 15C estaría más solicitado axialmente que los otros dos ejes que se dañaron. Esto coincide con el elemento que tuvo más deformación vertical después del terremoto. El corte no es preponderante para el daño que tuvieron estos elementos. Para el diseño, que trabaja dentro del rango elástico, los esfuerzos y su diseño están dentro del cumplimiento de la normativa vigente a la época, basada principalmente en su resistencia.

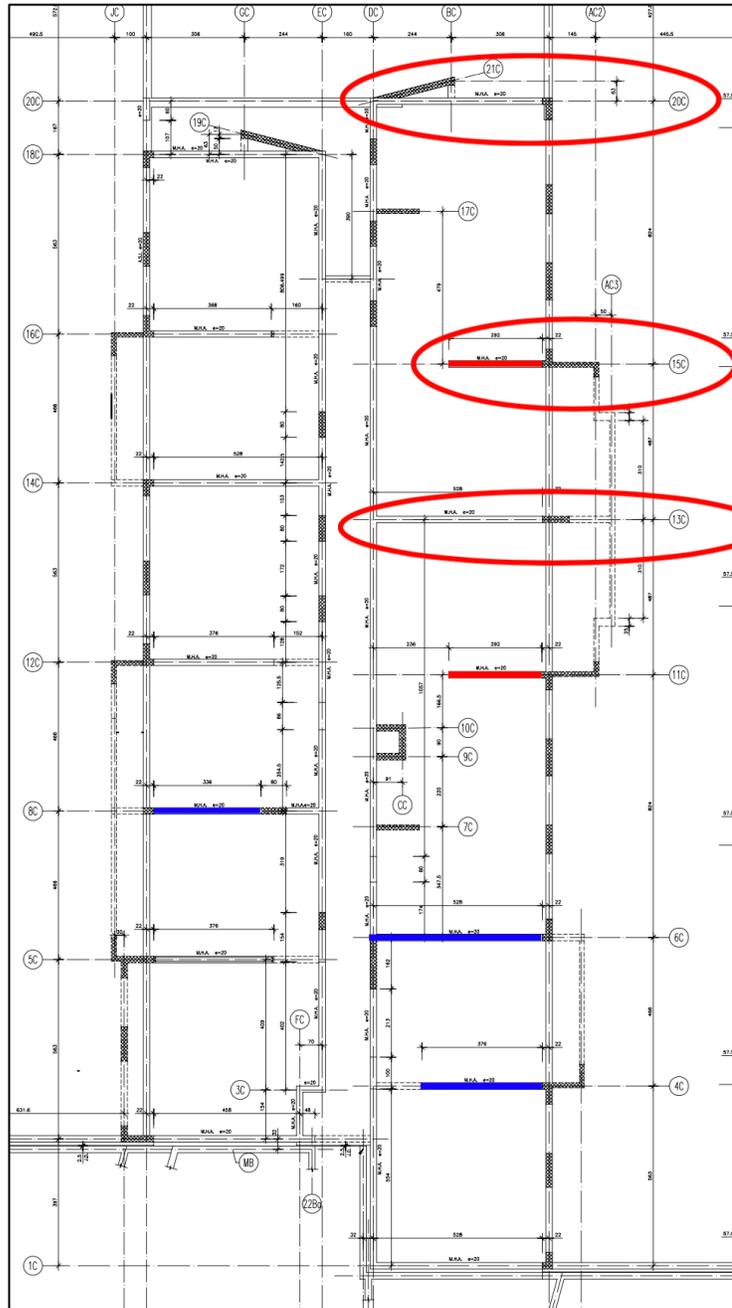
**Tabla 3-9.** Esfuerzo axial y corte de diseño de los ejes dañados.

| ESFUERZO   | EJE  |      |      |
|--|------|------|------|
|  | 13C  | 15C  | 20C  |
| N [t]  | 715  | 512  | 691  |
| $N/(A \cdot f'c')$                                 | 0.27 | 0.35 | 0.26 |
| $(Q/(e \cdot d)) / (\phi \cdot \text{raiz}(f'c'))$ | 0.32 | 0.41 | 0.22 |

Al comparar los esfuerzos con los otros elementos en el sentido X que son similares, que no tuvieron el mismo nivel de daños, alguno de estos superan la sollicitación vertical de los ejes en estudio. Ver la Tabla 3-10 y la Figura 3-30. En la tabla y en la figura, en color rojo se destacan los muros que superan  $0.35 f'c$  para la tensión axial y en azul los que están sobre  $0.30 f'c$ . Y en un óvalo los dañados.

**Tabla 3-10.** Esfuerzo axial de ejes en sentido X.

| ESFUERZO           | EJES SUBTERRÁNEO 1 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|--------------------|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                    | 13C                | 15C  | 20C  | 11C  | 6C   | 4C   | 1C   | 18C  | 16C  | 14C  | 12C  | 8C   | 5C   | 2C   |
| $N/(A \cdot f'c')$ | 0.27               | 0.35 | 0.26 | 0.40 | 0.30 | 0.31 | 0.23 | 0.20 | 0.27 | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.28 | 0.23 |



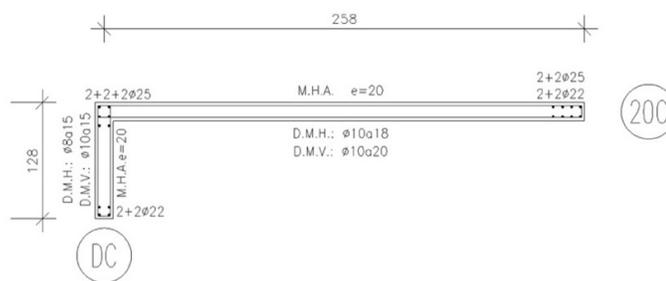
**Figura 3-30.** Subterráneo 1. Muros con mayor esfuerzo axial.

### 3.4.2 REVISION DISEÑO MUROS

Con los resultados obtenidos se analiza las secciones de los muros que tuvieron fallas, 20C, 15C y 13C, para determinar su capacidad nominal y de los eje 11C y 6C con el fin de compararlos con los ejes dañados. A continuación se muestra un análisis a cada uno de ellos, de acuerdo con sus capacidades dadas en el diseño.

### 3.4.2.1 DESCRIPCIÓN EJE 20C

En la Figura 3-31, se muestra en planta la disposición de armaduras y geometría de la sección a la que pertenece el eje 20C en el primer subterráneo. Si bien, se indicaba en los planos trabas alternadas junto a las mallas para barras de diámetro 22 y de diámetro superior, no se consideran como confinamiento en ninguno caso (Figura 3-3), dado los espaciamientos, tipos de gancho y no encontrarse en los registros fotográficos de las armadura expuestas, nada similar. Esto es válido para todos los elementos.



**Figura 3-31.** Armadura eje 20C en el subterráneo 1.

Realizando un análisis seccional para la dirección X, se encuentra que para la carga máxima que toma la sección, el muro requería en la punta libre del eje 20C, un largo de confinamiento de 48 cm. Con la normativa actual esto hubiera requerido al menos aumentar el espesor para poder tener una sección que cumpla los requisitos.

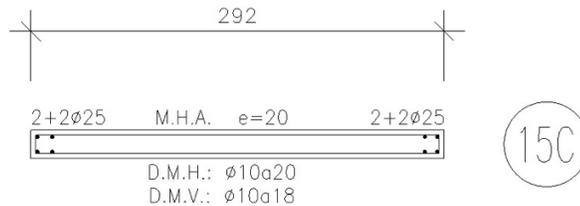
**Tabla 3-11.** Datos de análisis seccional eje 20C.

| Eje 20C                                      |               |   |
|--|---------------|---|
| Nu max X [t]                                 | <b>-860</b>   | Para combinación máxima de sección compuesta dirección X                    |
| T [s]  | 1.12          |   |
| T agrietado [s]                              | 1.68          |   |
| H total [m]                                  | 52.2          |   |
| H sobre cota o [m]                           | 45            | Se considera desde cotas cero, donde se encuentra la zona critica que falló |
| $\delta u$ [cm]                              | 20.1          |   |
| deriva $\delta u / H$                        | 0.004         | > 3%  |
| <b>Largo de confinamiento requerido [cm]</b> | <b>48.4</b>   |   |
| $\phi u$ [1/m]                               | 0.00165       |   |
| $\epsilon c$                                 | no equilibrio | $\phi$ supera capacidad de materiales                                       |

En la Tabla 3-11, se muestran los parámetros de este análisis. Dada la curvatura, en función de la deriva de techo última, no logra el equilibrio indicando esto, que se supera la capacidad de sus materiales.

### 3.4.2.2 DESCRIPCIÓN EJE 15C

La armadura de este muro en el subterráneo se muestra en la Figura 3.32. Se realiza un análisis seccional, igual que al eje 20C, arrojando resultados similares en cuanto requerimiento de confinamiento y no convergencia por superar capacidad de materiales. Ver Tabla 3-12.



**Figura 3-32.** Armadura eje 15C en el subterráneo 1.

**Tabla 3-12.** Datos de análisis seccional eje 15C.

| Eje 15C                                      |               |   |
|--|---------------|---|
| Nu max X [t]                                 | <b>-517</b>   | Para combinación máxima de sección compuesta dirección X                    |
| T [s]  | 1.12          |   |
| T agrietado [s]                              | 1.68          |   |
| H total [m]                                  | 52.2          |   |
| H sobre cota 0 [m]                           | 45            | Se considera desde cotas cero, donde se encuentra la zona crítica que falló |
| $\delta u$ [cm]                              | 20.1          |   |
| deriva $\delta u / H$                        | 0.004         | > 3%  |
| <b>Largo de confinamiento requerido [cm]</b> | <b>29.5</b>   |   |
| $\phi u$ [1/m]                               | 0.00304       |   |
| $\epsilon c$                                 | no equilibrio | $\phi$ supera capacidad de materiales                                       |

### 3.4.2.3 DESCRIPCIÓN EJE 11C

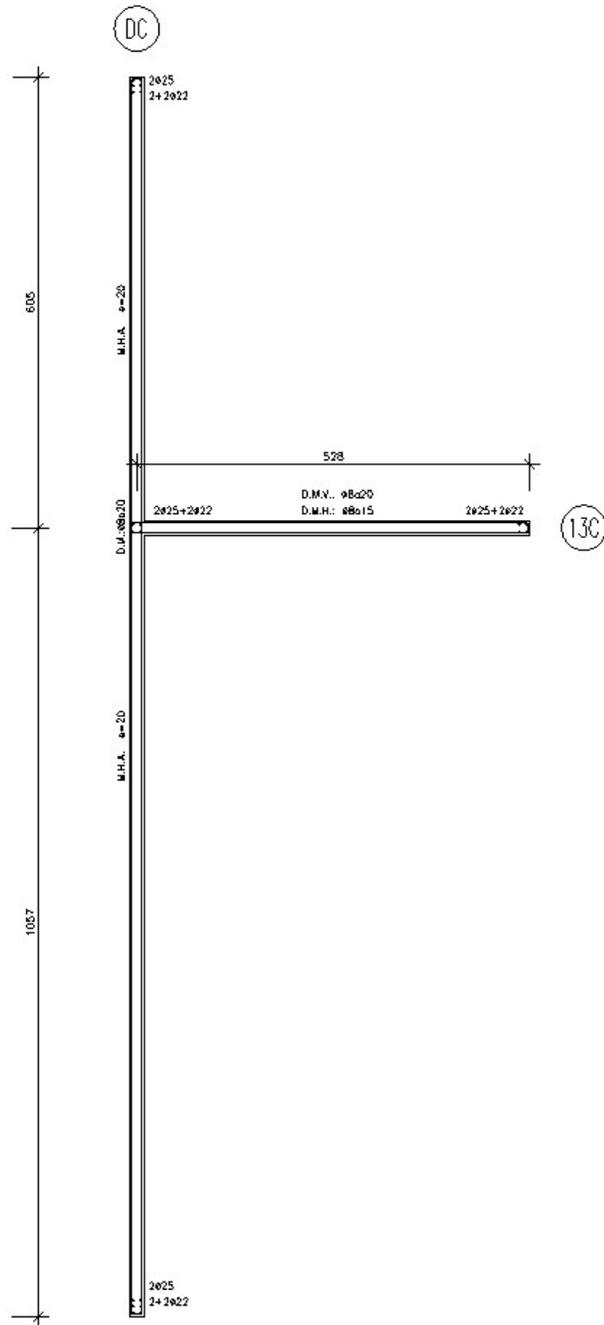
Este muro tuvo daños menores en la punta de muro, como desconche de hormigón de recubrimiento, pero no llegaron a pandearse las barras. Tiene las mismas dimensiones y armaduras que el eje 15 C (Figura 3-32) pero tiene más carga vertical, por lo cual requería más longitud de confinamiento que su similar. Ver Tabla 3-13.

**Tabla 3-13.** Datos de análisis seccional eje 11C.

| Eje 11C                                      |               |   |
|--|---------------|---|
| <b>Nu max X [t]</b>                          | <b>-576</b>   | Para combinación máxima de sección compuesta dirección X                    |
| T [s]  | 1.12          |   |
| T agrietado [s]                              | 1.68          |   |
| H total [m]                                  | 52.2          |   |
| H sobre cota o [m]                           | 45            | Se considera desde cotas cero, donde se encuentra la zona critica que falló |
| $\delta u$ [cm]                              | 20.1          |   |
| deriva $\delta u / H$                        | 0.004         | > 3%  |
| <b>Largo de confinamiento requerido [cm]</b> | <b>42.5</b>   |   |
| $\phi u$ [1/m]                               | 0.00304       |   |
| $\epsilon c$                                 | no equilibrio | $\phi$ supera capacidad de materiales                                       |

### 3.4.2.4 DESCRIPCIÓN EJE 13C

El eje 13C conforma una sección de tipo T con el eje de pasillo. Ver Figura 3-33. Del análisis seccional se tiene que la longitud de confinamiento requerida es de 279 cm. Ver la Tabla 3-14. Al igual que todos los otros ejes descritos, con la normativa actual, se habrían diseñado con otro espesor y condiciones en sus armaduras.



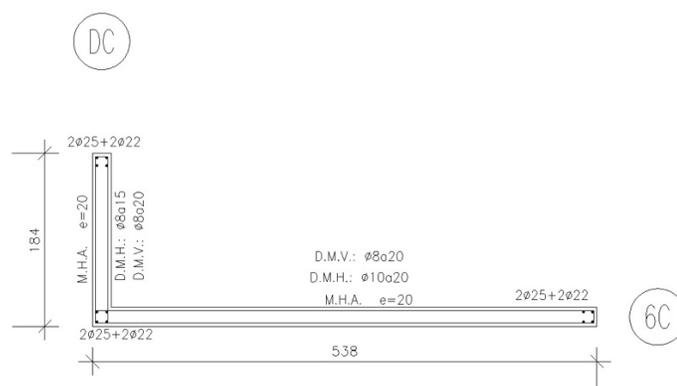
**Figura 3-33.** Armadura eje 13C en el subterráneo 1.

**Tabla 3-14.** Datos de análisis seccional eje 13C.

| Eje 13C                                      |               |   |
|--|---------------|---|
| Nu max X [t]                                 | <b>-1874</b>  | Para combinación máxima de sección compuesta dirección X                    |
| T [s]  | 1.12          |   |
| T agrietado [s]                              | 1.68          |   |
| H total [m]                                  | 52.2          |   |
| H sobre cota o [m]                           | 45            | Se considera desde cotas cero, donde se encuentra la zona crítica que falló |
| $\delta u$ [cm]                              | 20.1          |   |
| deriva $\delta u / H$                        | 0.004         | > 0,3%  |
| <b>Largo de confinamiento requerido [cm]</b> | <b>279.5</b>  |   |
| $\phi u$ [1/m]                               | 0.00165       |   |
| $\epsilon c$                                 | no equilibrio | $\phi$ supera capacidad de materiales                                       |

#### 3.4.2.5 DESCRIPCIÓN EJE 6C

El eje 6 conforma una sección de tipo L junto al eje del pasillo. Ver Figura 3-34.



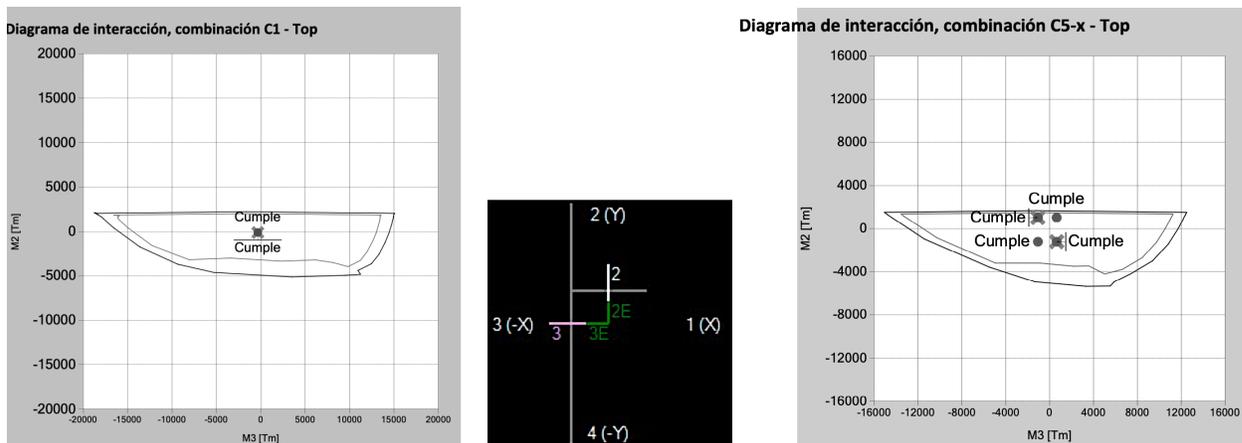
**Figura 3-34.** Armadura eje 6C en el subterráneo 1.

Del análisis seccional se obtiene que la longitud de confinamiento requerida es de 63.2 cm. Si situación es similar a los muros antes mencionados. Ver la Tabla 3-15.

**Tabla 3-15.** Datos de análisis seccional eje 6C.

| Eje 6C                                       |               |   |
|--|---------------|---|
| Nu max X [t]                                 | -887          | Para combinación máxima de sección compuesta dirección X                    |
| T [s]  | 1.12          |   |
| T agrietado [s]                              | 1.68          |   |
| H total [m]                                  | 52.2          |   |
| H sobre cota o [m]                           | 45            | Se considera desde cotas cero, donde se encuentra la zona critica que falló |
| $\delta u$ [cm]                              | 20.1          |   |
| deriva $\delta u / H$                        | 0.004         | > 3%  |
| <b>Largo de confinamiento requerido [cm]</b> | <b>63.2</b>   |   |
| $\phi u$ [1/m]                               | 0.00165       |   |
| $\varepsilon c$                              | no equilibrio | $\phi$ supera capacidad de materiales                                       |

Por otro lado, los diagramas de interacción P-M2-M3, donde P es la carga de compresión, y M2 y M3 los momentos en las direcciones ortogonales de cada uno de estos casos, muestran que las secciones tienen una resistencia mayor a la solicitada para cada combinación de carga. En la Figura 3-35 se muestra el diagrama de interacción del eje 13C para una combinación estática y una de las sísmicas, a modo de ejemplo.



**Figura 3-35.** Diagrama de interacción P-M2-M3 de eje 13C para dos combinaciones.

## 4 MODELACIÓN Y ANÁLISIS

En la sección 2.3 de este estudio, se señala que se quiere encontrar el efecto de no linealidad que tuvo el edificio debido al cambio que ocurre en sus materiales y sus propiedades, producto de la demanda sísmica del terremoto del 2010. Para esto se hace una modelación no lineal de la estructura en el software ETABS 2017 (CSI, 2017), de modelamiento matemático tridimensional basado en elementos finitos. En el presente capítulo se describe y explican las consideraciones tomadas.

### 4.1 TIPO DE ANÁLISIS Y METODOLOGÍA

Para la modelación no linealidad, se ocupó el software ETABS 2017 (CSI, 2017), de uso comercial, de fácil manejo y que tiene herramientas avanzadas para el análisis no lineal de estructuras, donde se usó las propiedades de los elementos “*Layered Shell*”, que es un elemento (objeto de área) al cual se le pueden estratificar o definir capas, con distintas propiedades no lineales. El definir las propiedades de cada uno de los elementos, hace que el tiempo de modelación aumente considerablemente.

Otra de las complejidades de la modelación no lineal es definir un buen mallado de los elementos finitos a usar pero a la vez, que sea lo más simplificado posible para no incurrir en tiempos de proceso computacional demasiado extensos.

Una vez definidas todas las propiedades y realizada la modelación del edificio, se le aplicó un análisis estático no lineal (*Pushover*) que, de manera simplificada, permite estudiar el comportamiento cuando las estructuras están sujetas a una sollicitación que excede su capacidad elástica. Según la literatura, este procedimiento funciona bien para estructuras cuya respuesta dinámica se rige por los movimientos del primer modo, como ocurre en este edificio.

El procedimiento entrega, como parte de los resultados, un diagrama fuerza-desplazamiento de la estructura o también llamada curva de capacidad del edificio. La curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga incremental predefinida que representa la demanda de desplazamiento que los movimientos sísmicos le proporcionan, en el tanto que los elementos van perdiendo rigidez o llegando a su fluencia hasta alcanzar un valor máximo pre establecido de desplazamiento en el último piso o también puede ser al colapso. Para esto, se define un punto de control de desplazamiento en un nivel superior del edificio.

Además de la curva de capacidad que nos permite evaluar el desempeño global, se obtienen los esfuerzos y desplazamientos de entre pisos, desplazamientos absolutos por

piso y resultados de capacidad–resistencia para examinar el rendimiento de la estructura, como también los esfuerzos y deformaciones locales de cada objeto y compararlos con criterios de aceptación que se definan.

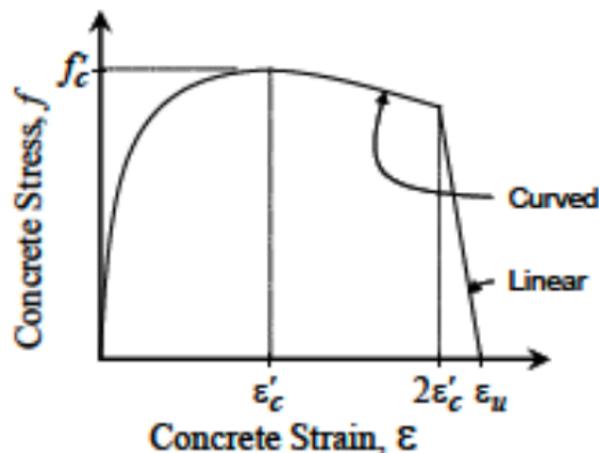
## 4.2 DEFINICION DE MATERIALES

La definición de las propiedades de los materiales que se usaron en el modelo, en este caso hormigón y acero, es importante porque impactan directamente en el comportamiento y los resultados. A continuación se describen las leyes constitutivas usadas.

### 4.2.1 CONSTITUTIVAS DEL HORMIGÓN

#### 4.2.1.1 COMPRESIÓN

Como se ha mencionado en distintas secciones de la memoria, el edificio de San Miguel no tiene elementos en sus muros que puedan considerarse que confinan al hormigón. Es por esto que se ocupa una constitutiva para hormigón no confinado. La ley constitutiva para hormigón no confinado a compresión utilizado corresponde al propuesto por Mander et al. (1984), ( Figura 4-1).



**Figura 4-1.** Curva esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984). Fuente: CSI (2008)

La función está definida en dos tramos en la ecuación 4.1, que consiste en una parte lineal y en una curva.

$$f_c(\varepsilon) = \begin{cases} f = \frac{f'c * x * r}{r - 1 + x^r}, & \varepsilon \leq 2 * \varepsilon'c \\ f = \left(\frac{2 * f'c * r}{r - 1 + x^r}\right) * \left(\frac{\varepsilon u - \varepsilon}{\varepsilon u - 2 * \varepsilon'c}\right), & 2 * \varepsilon'c < \varepsilon \leq \varepsilon u \end{cases} \quad (\text{ec. 4-1})$$

donde

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'c} \quad (\text{ec. 4-2})$$

$$r = \frac{Ec}{Ec - \frac{f'c}{\varepsilon'c}} \quad (\text{ec. 4-3})$$

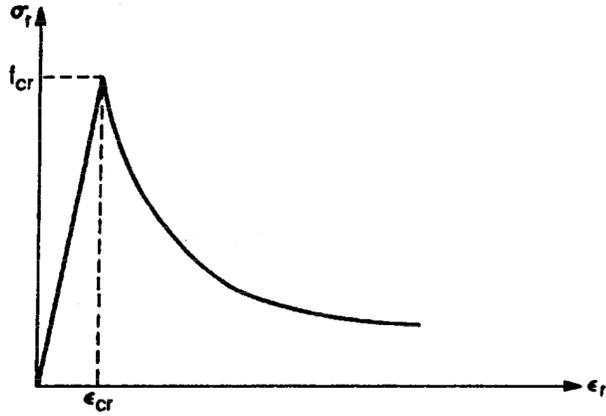
Los parámetros usados están en la Tabla 4-1.

**Tabla 4-1.** Datos de la calidad del hormigón y sus propiedades.

| DATOS               |         |   |
|---------------------|---------|---|
| $f'c$ (MPa)         | 25      | Resistencia a la compresión del hormigón                  |
| $Ec$ (MPa)          | 27669.9 | Módulo de elasticidad del hormigón                        |
| $\varepsilon'c$     | 0.002   | Deformación unitaria a compresión máx. del hormigón NC    |
| $2 * \varepsilon'c$ | 0.004   |   |
| $\varepsilon u$     | 0.005   | Deformación unitaria a la capacidad de resistencia última |
| $r$                 | 1.8240  |   |

#### 4.2.1.2 TRACCIÓN

Para el hormigón trabajando a la tracción se usa la curva de Belarbi y Hsu (1995). (Figura 4-2). Esta curva también queda definida por dos ecuaciones. Una lineal hasta la fisuración y después, de decaimiento de su resistencia.



**Figura 4-2.** Curva esfuerzo – deformación del modelo constitutivo del hormigón a tracción, de Belarbi y Hsu (1995). Fuente: Belarbi et al. (1996)

$$f_t(\epsilon_t) = \begin{cases} \frac{f_{cr}}{\epsilon_{cr}} * \epsilon_t, & \epsilon \leq \epsilon_{cr} \\ f_{cr} * \left(\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_t}\right)^b, & \epsilon > \epsilon_{cr} \end{cases} \quad (\text{ec. 4-4})$$

La función está definida en la ecuación 4-4, donde  $f_{cr}$  es la resistencia a la tracción del hormigón, definida en función de la de la resistencia a la compresión (Belarbi & Hsu, 1995), dada en la ecuación 4-5.

$$f_{cr} = 0,31 * \sqrt{f'_c} \quad \text{con } f'_c \text{ en MPa} \quad (\text{ec. 4-5})$$

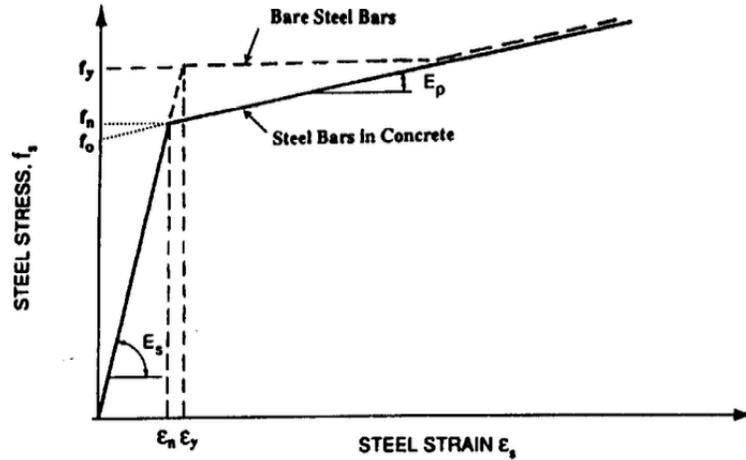
Los parámetros usados están expuestos en la Tabla 4-2.

**Tabla 4-2.** Valores del hormigón para ecuaciones 4-4 y 4-5.

| DATOS                        |         |  |
|------------------------------|---------|--|
| $f'_c$ (MPa)                 | 250     | Resistencia a la compresión del hormigón                           |
| $E_c$ (MPa)                  | 27669.9 | Módulo de elasticidad del hormigón                                 |
| $f_{cr}$ (t/m <sup>2</sup> ) | 155     | Resistencia a la tracción del hormigón                             |
| $\epsilon_{cr}$              | 0.00008 | Deformación unitaria promedio de fisuración. (Belarbi y Hsu, 1995) |
| $b$                          | 0.6     | Valor hormigón No Conf. (Belarbi y Hsu, 1995 y Rojas, 2012)        |

#### 4.2.2 CONSTITUTIVA DEL ACERO

Para el acero se usa el modelo constitutivo de Belarbi y Hsu (1994), que simula el comportamiento de las barras embebidas (adheridas) en el hormigón. En este modelo, la tensión media en la primera fluencia, denominada "tensión de fluencia aparente" y la tensión media en el intervalo posterior a la fluencia, resultan ser inferiores a las de una barra desnuda. Esta curva también está representada con un rango elástico y luego por otra ecuación para representar el rango plástico. (Figura 4-3).



**Figura 4-3.** Curva esfuerzo – deformación del modelo constitutivo para el acero embebido en hormigón, de Belarbi y Hsu (1994).

*Fuente: Elsevier Science (1996)*

Las ecuaciones que la definen son:

$$f(\epsilon_s) = \begin{cases} E_s * \epsilon_s, & \epsilon_s \leq \epsilon_n \\ (0.93 - 2 * B) * f_y + (0.8 * b + 0.25 * B) * E_s * (\epsilon_s - \epsilon_n), & \epsilon_s > \epsilon_n \end{cases} \quad (\text{ec. 4-6})$$

donde

$$f_n = (0.93 - 2 * B) * f_y \quad (\text{ec. 4-7})$$

$$\epsilon_n = \frac{(0.93 - 2B) * f_y}{E_s} \quad (\text{ec. 4-8})$$

$$B = \left(\frac{1}{\rho l}\right) * \left(\frac{f_{cr}}{f_y}\right)^{1.5} \quad (\text{ec. 4-9})$$

y en la Tabla 4-3, se presentan los parámetros para la curva de la Figura 4-3.

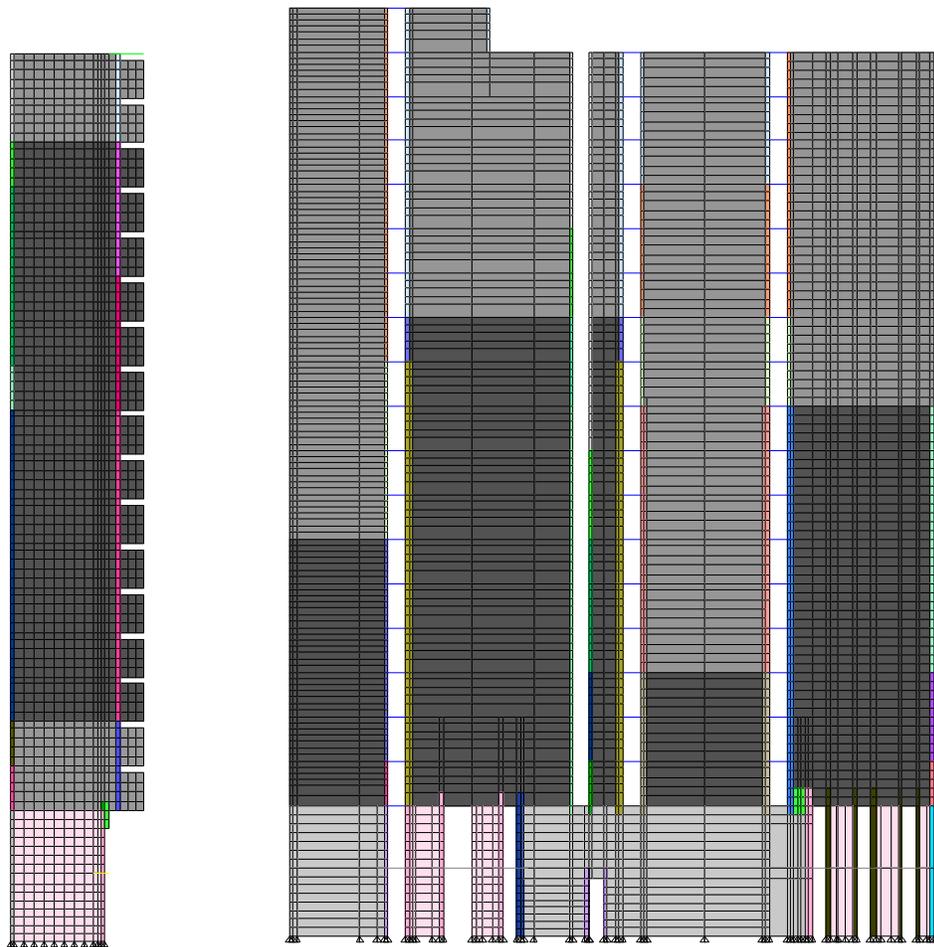
**Tabla 4-3.** Valores para ecuación 4-6. Constitutiva del acero Belarbi y Hsu (1994).

| DATOS          |                                    |        |        |        |        |        |        |   |
|----------------|------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
|                | Diámetro barra acero refuerzo (mm) |        |        |        |        |        |        |   |
|                | 8                                  | 10     | 12     | 16     | 18     | 22     | 25     |   |
| $f_y$ (MPa)    | 420                                | 420    | 420    | 420    | 420    | 420    | 420    | Resistencia a la fluencia de la barra de acero A630-420H del proyecto     |
| $f_{cr}$ (MPa) | 1.55                               | 1.55   | 1.55   | 1.55   | 1.55   | 1.55   | 1.55   | Resistencia a la tracción del hormigón<br>$f_{cr} = 0.31\sqrt{f'_c(MPa)}$ |
| $E_s$ (MPa)    | 2E+05                              | 2E+05  | 2E+05  | 2E+05  | 2E+05  | 2E+05  | 2E+05  | Módulo de elasticidad del acero   |
| $\epsilon_u$   | 0.0537                             | 0.0531 | 0.0524 | 0.0506 | 0.0495 | 0.0469 | 0.0446 | Deformación unitaria última de barra acero gráfico Gerdau AZA             |
| $\rho$         | 0.0025                             | 0.0040 | 0.0108 | 0.0182 | 0.0203 | 0.0304 | 0.0392 | Cuantía de acero de refuerzo  |
| $B$            | 0.0897                             | 0.0568 | 0.0208 | 0.0123 | 0.0110 | 0.0074 | 0.0057 | ec. 4-9   |
| $f_n$ (MPa)    | 315.27                             | 342.92 | 373.10 | 380.24 | 381.33 | 384.41 | 385.80 | ec. 4-7   |
| $b$            | 0.0250                             | 0.0250 | 0.0250 | 0.0250 | 0.0250 | 0.0250 | 0.0250 | relación deformación-endurecimiento                                       |
| $\epsilon_n$   | 0.0015                             | 0.0016 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | ec. 4-8   |
| $f_y/f_n$      | 1.3322                             | 1.2248 | 1.1257 | 1.1046 | 1.1014 | 1.0926 | 1.0887 |   |

## 4.3 MODELACIÓN PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL

### 4.3.1 DEFINICIÓN DE ELEMENTOS

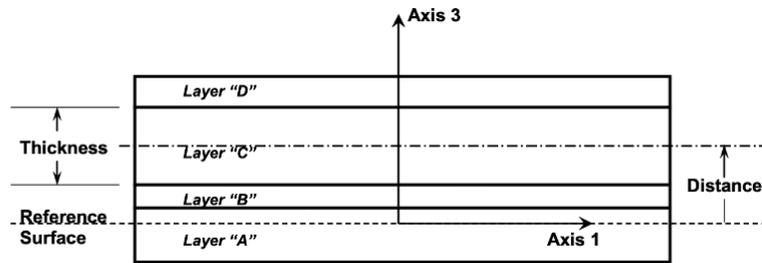
La modelación requiere un mallado de elementos finitos con un discretizado que pueda representar las armaduras. Se definieron elementos verticales de dimensiones tales que representen lo mejor posible la distribución de armaduras de punta y la de los cruces con sus largos respectivos. El mallado en la altura del piso, se dividió horizontalmente en partes que logren representar una deformación correcta. Ver ejemplo en Figura 4-4.



**Figura 4-4.** Izq. Elevación eje 13C. Der. Elevación eje DC. Mallado de elementos.

A cada elemento “*shell*” se le asignaron propiedades por capas para modelar el comportamiento no lineal de sus materiales, de acuerdo con las leyes constitutivas que se le asignaron al material. Este procedimiento de definición y asignación se realizó según los criterios definidos y ocupados por Suquillo (Suquillo, 2017) y según las indicaciones del manual de referencias de análisis de CSI (CSI, 2013).

Los elementos “*layered shell*” se definen con capas de materiales como se muestran en la Figura 4-5, y quedan definidas por distancias de un punto de referencia al centro de la capa.



**Figura 4-5.** Ejemplo de elemento con 4 capas. Fuente: CSI, 2013.

Las capas que se definieron en este modelo son 9:

1. Recubrimiento de hormigón no confinado 1 (espesor 2.5 cm)
2. Malla o barras verticales 1 (espesor equivalente según áreas de acero especificada)
3. Malla o barras horizontales 1 (espesor equivalente según áreas de acero especificada)
4. Núcleo de hormigón no confinado 1 (espesor 5 cm para muros de e=20 y 3.3 cm para los de 15 cm)
5. Núcleo de hormigón no confinado 2 (espesor 5 cm para muros de e=20 y 3.3 cm para los de 15 cm)
6. Núcleo de hormigón no confinado 3 (espesor 5 cm para muros de e=20 y 3.3 cm para los de 15 cm)
7. Malla o barras horizontales 2 (espesor equivalente según áreas de acero especificada)
8. Malla o barras verticales 2 (espesor equivalente según áreas de acero especificada)
9. Recubrimiento de hormigón no confinado 2 (espesor 2.5 cm)

y los elementos se definieron ya sea para puntas de muros, zonas donde hay mallas (almas de muros) e intersección de muros.

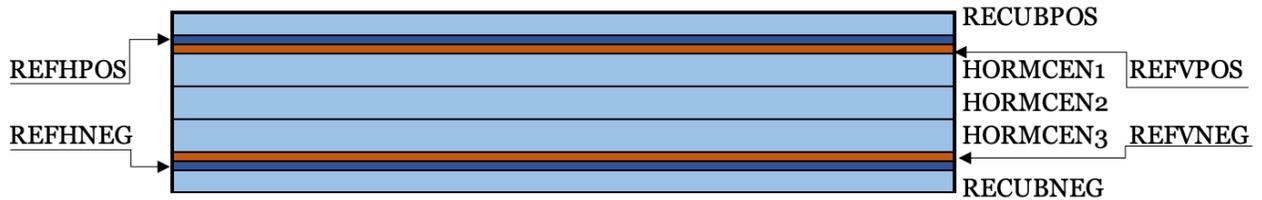
Cada capa tiene un espesor único, medido en la dirección 3-3 del elemento, según la Figura 4-5. Para las barras de refuerzo de acero se puede especificar una capa muy delgada que tenga un área de sección transversal equivalente. A cada capa se le asigna un material y se le puede definir propiedades según sea su tipo de comportamiento en cuanto a deformaciones y tensiones.

Para cada uno de los tres componentes de tensión de los elementos ( $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$ ,  $\sigma_{12}$ ) se puede elegir si su comportamiento es lineal, no lineal o inactivo. Por ejemplo, para un material uniaxial, como lo son las barras de acero, solo dos componentes de tensiones ( $\sigma_{11}$  y  $\sigma_{12}$ ) son significativos.

Un ejemplo de definición de un elemento "layered shell" se puede ver en la Tabla 4-4 y Figura 4-6.

**Tabla 4-4.** Ejemplo de datos para definir capas de elemento layered shell de un elemento de borde del modelo de esta memoria.

| Datos de definición de capas: |               |         | Punta            | MHA e=20                    | 4φ22           | Doble Malla Horizontal |                             | φ10a18           |                  |                  |
|-------------------------------|---------------|---------|------------------|-----------------------------|----------------|------------------------|-----------------------------|------------------|------------------|------------------|
| Nombre de capa                | Distancia (m) | Espesor | Tipo de modelado | Nº de puntos de integración | Material       | Ángulo del material    | Comportamiento del material | σ11 del material | σ22 del material | σ12 del material |
| RECUBPOS                      | 0.0875        | 0.025   | Membrana         | 1                           | H25noconfinado | 0                      | Acoplado                    | No Lineal        | No Lineal        | No Lineal        |
| REFHPOS                       | 0.075         | 0.00044 | Membrana         | 1                           | Barrafi10      | 0                      | Direccional                 | No Lineal        | Inactivo         | No Lineal        |
| REFVPOS                       | 0.075         | 0.00447 | Membrana         | 1                           | Barrafi22      | 90                     | Direccional                 | No Lineal        | Inactivo         | No Lineal        |
| HORMCEN1                      | 0.05          | 0.05    | Cascara          | 5                           | H25noconfinado | 0                      | Acoplado                    | No Lineal        | No Lineal        | No Lineal        |
| HORMCEN2                      | 0             | 0.05    | Cascara          | 5                           | H25noconfinado | 0                      | Acoplado                    | No Lineal        | No Lineal        | No Lineal        |
| HORMCEN3                      | -0.05         | 0.05    | Cascara          | 5                           | H25noconfinado | 0                      | Acoplado                    | No Lineal        | No Lineal        | No Lineal        |
| REFVNEG                       | -0.075        | 0.00447 | Membrana         | 1                           | Barrafi22      | 90                     | Direccional                 | No Lineal        | Inactivo         | No Lineal        |
| REFHNEG                       | -0.075        | 0.00044 | Membrana         | 1                           | Barrafi10      | 0                      | Direccional                 | No Lineal        | Inactivo         | No Lineal        |
| RECUBNEG                      | -0.0875       | 0.025   | Membrana         | 1                           | H25noconfinado | 0                      | Acoplado                    | No Lineal        | No Lineal        | No Lineal        |



**Figura 4-6.** Ejemplo de distribución de capas.  
Fuente: Elaboración Propia.

Según expresa el manual de CSI (CSI, 2013), las capas están conectadas cinemáticamente por la suposición Mindlin/Reissner, de que las normales a la superficie de referencia permanecen rectas después de la deformación. Esto es equivalente a la suposición que en los elementos shell, las secciones planas en una viga permanecen planas. También menciona que se debe utilizar el modelo más sencillo que cumpla con los objetivos de ingeniería.

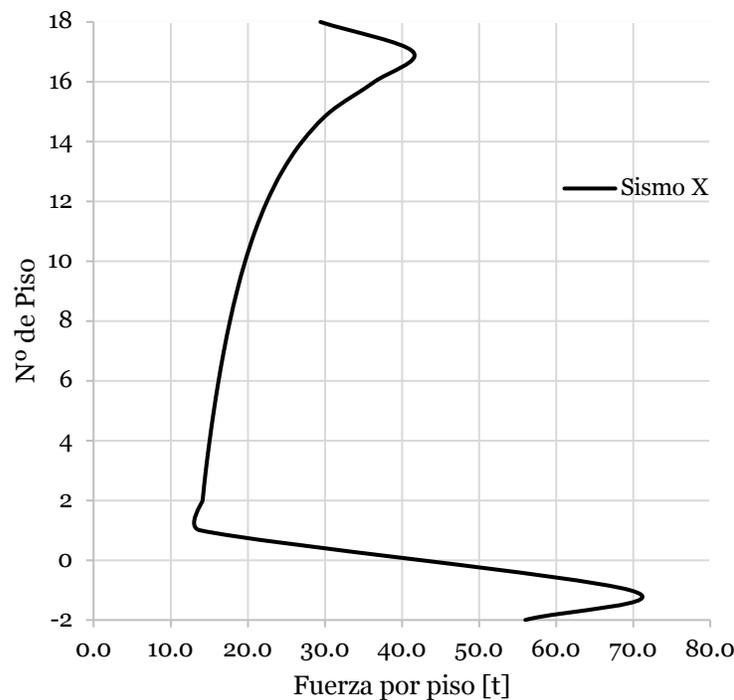
En la modelación, las losas mantienen las consideraciones que se usaron para el modelo elástico. Se modelaron con diafragma semi rígido, con una rigidez a la flexión de 25% y con elementos de propiedades de materiales elásticas en todos sus niveles. Esto está acorde con lo mencionada en el documento de ACHISINA (ACHISINA, 2017), que dice que “en el caso de no considerar la no linealidad en diafragmas de piso fuera del plano, se debe reducir la rigidez fuera del plano para reproducir resultados concordantes con la capacidad del diafragma”.

Las vigas de comportamiento estático, modeladas con elemento “*frame*”, se definieron con propiedades elásticas y las vigas de relación de aspecto entre 2 y 2.7, modeladas con elemento “*shell*”, también se definieron con propiedades elásticas a modo de

simplificación, considerando que su comportamiento no lineal no sería relevante ya que no trabajan acoplando los muros que se dañaron, que se encuentran en el sentido X del edificio.

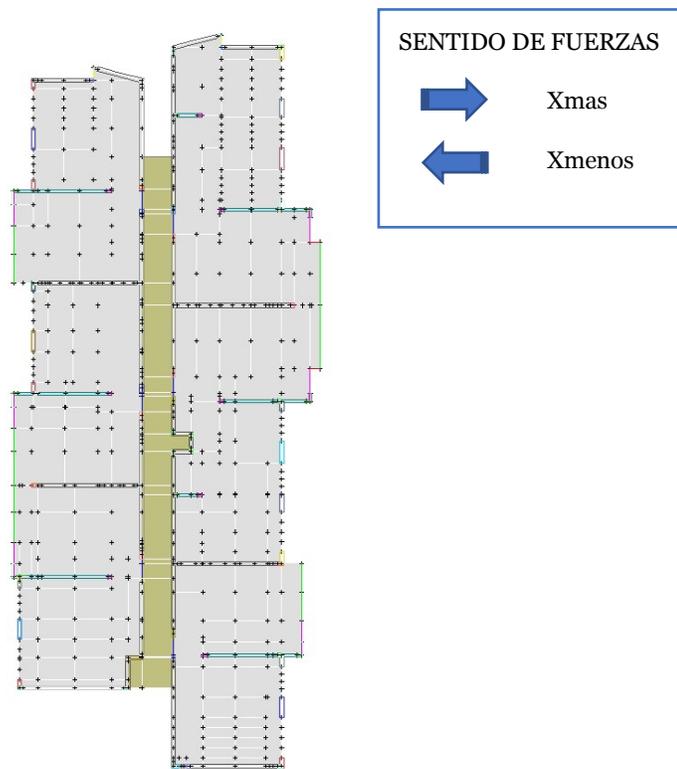
#### 4.3.2 DEFINICIÓN DE CARGAS

En este edificio el análisis pushover se realizó en la dirección transversal que es la dirección del sismo de interés, donde los estados de carga se llamaron *Xmas*, cuando empujan hacia la derecha y *Xmenos*, cuando lo hace hacia la izquierda (ver recuadro de Figura 4-8). Los estados de carga se definieron con un patrón de distribución lateral obtenida a partir de una distribución de triángulo invertido, proporcional al peso de cada piso (Figura 4-7). Se asignó a cada piso la carga horizontal del piso, repartida a cada nodo de las losas. Los nodos se generaron con un mallado lo más homogéneo posible para distribuir adecuadamente las fuerzas (Figura 4-8).



**Figura 4-7.** Patrón de carga lateral para sismo X.

Previamente, con las cargas estáticas se define un estado de carga inicial gravitacional para el análisis como punto de partida: 1.0 • PP+1.0 • CM+0.25 • SC.

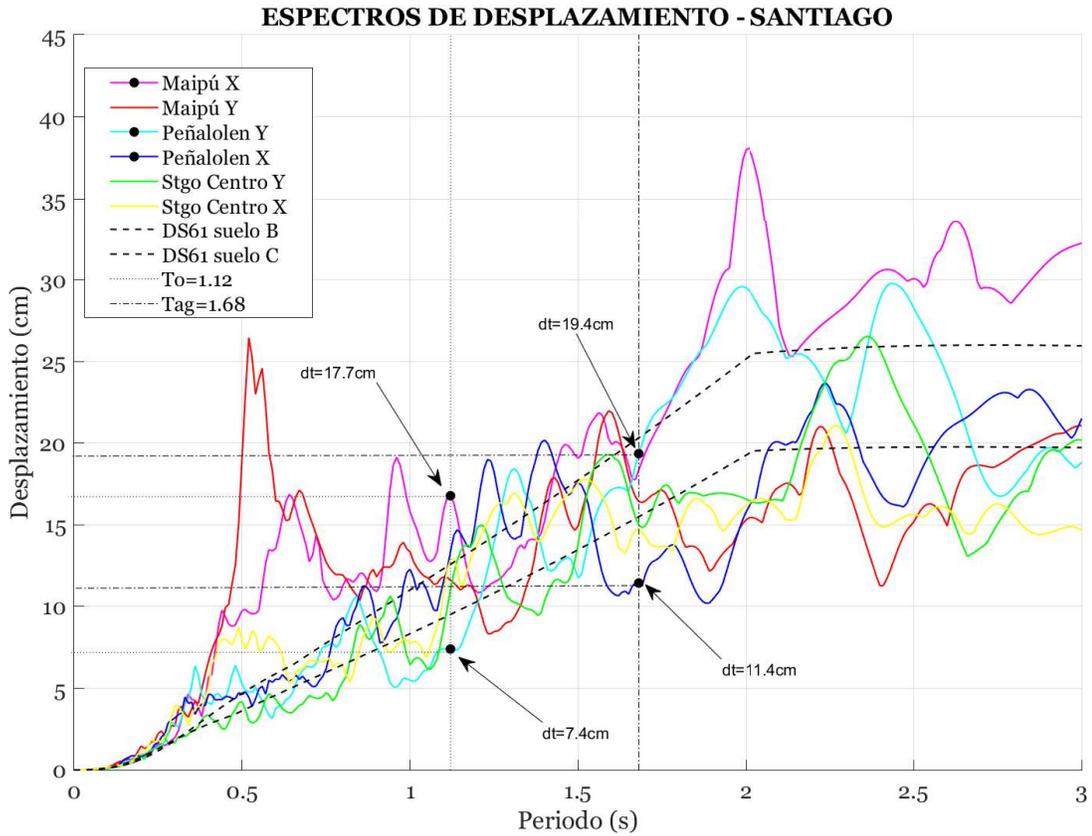


**Figura 4-8.** Mallado y nodos donde se asinan fuerzas para análisis pushover.

#### 4.3.3 DEMANDA SÍSMICA

Para definir la demanda sísmica a la que pudo estar afectado el edificio se revisaron los espectros de desplazamientos, para un amortiguamiento del 2.5%, obtenidos de los registros sísmicos del terremoto Mw 8.8 de febrero del 2010 de la ciudad de Santiago, donde se encuentra emplazado. Los datos de los espectros son los mismos usados en Massone et al. (2021). Para el periodo de 1.12 segundos del modo principal para el sismo de interés (dirección X del edificio), la demanda de desplazamiento de techo estuvo en el rango entre 7.4 y 17,7 cm (Figura 4-9), lo que es equivalente a una deriva de techo entre 0.0014 y 0.0034 (Tabla 4-5). Si consideramos el periodo agrietado, el desplazamiento máximo es de 19.4 cm que corresponde al registro de “Peñalolen Y”. Del trabajo de Guendelman et al. (2010), Lagos et al. (2012) dice de los estudios estadísticos, que los edificios de deriva por debajo de 0.005 representan un comportamiento “operativo” y menos de 0.002 representa un comportamiento “totalmente operativo”. Claramente, este edificio no siguió esa estadística.

Del modelo elástico modal espectral (ver sección 3-4), se obtuvo el desplazamiento de techo de diseño, definido en el DS N°61 (2011), de 20 cm, el cual es muy similar a la demanda sísmica máxima de los registros de Santiago obtenida del terremoto de Mw 8.8 (Tabla 4-5).



**Figura 4-9.** Espectros de desplazamiento del terremoto Mw 8.8 2010, en Santiago.  
*Fuente: Datos obtenidos Masone et al. (2021). Gráfico elaboración propia elaborado en Matlab.*

**Tabla 4-5.** Resumen de desplazamientos de techo.

| Descripción                           |    | Dirección X |
|---------------------------------------|----|-------------|
| Periodo $T_0$                         | s  | 1.12        |
| Tagrietado = $T_0 * 1.5$              | s  | 1.68        |
| Desplazamiento de techo $\delta u$    | cm | <b>20.1</b> |
| Altura edificio                       | m  | 52.4        |
| Despl. máx. del gráfico ( $T_{0x}$ )  | cm | <b>17.7</b> |
| Despl. mín. del gráfico ( $T_{0x}$ )  | cm | 7.4         |
| Deriva máx. $\delta u/H$              |    | 0.0034      |
| Deriva mín. $\delta u/H$              |    | 0.0014      |
| Despl. máx. del gráfico ( $T_{agr}$ ) | cm | <b>19.4</b> |
| Despl. mín. del gráfico ( $T_{agr}$ ) | cm | 11.4        |
| Deriva máx. $\delta u/H$              |    | 0.0037      |
| Deriva mín. $\delta u/H$              |    | 0.0022      |
| ACHISINA $1.4 * \delta u$             | cm | <b>28.1</b> |

Para el estudio del edificio se definió los desplazamientos objetivos en base a lo descrito en los párrafos anteriores y al documento de ACHISINA (2017), que permite considerar para el nivel de sismo máximo considerado, un 40% más del desplazamiento de diseño. Ver resumen en la Tabla 4-6.

También se considera, para el análisis de los resultados, lo indicado en el documento de ACHISINA (2017), sobre los límites indicados para control por deformación de elementos. (Tabla 4-7).

**Tabla 4-6.** Desplazamientos objetivos.

| <b>Nivel de Desempeño</b>          | <b>Nivel de Sismo</b>          | <b>Desplazamiento [cm]</b> |
|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| Ocupación Inmediata                | Sismo de diseño (SD)           | 20                         |
| Capacidad de Deformación Adicional | Sismo Máximo Considerado (SMC) | 28                         |

**Tabla 4-7.** Criterios de Aceptación de elementos.

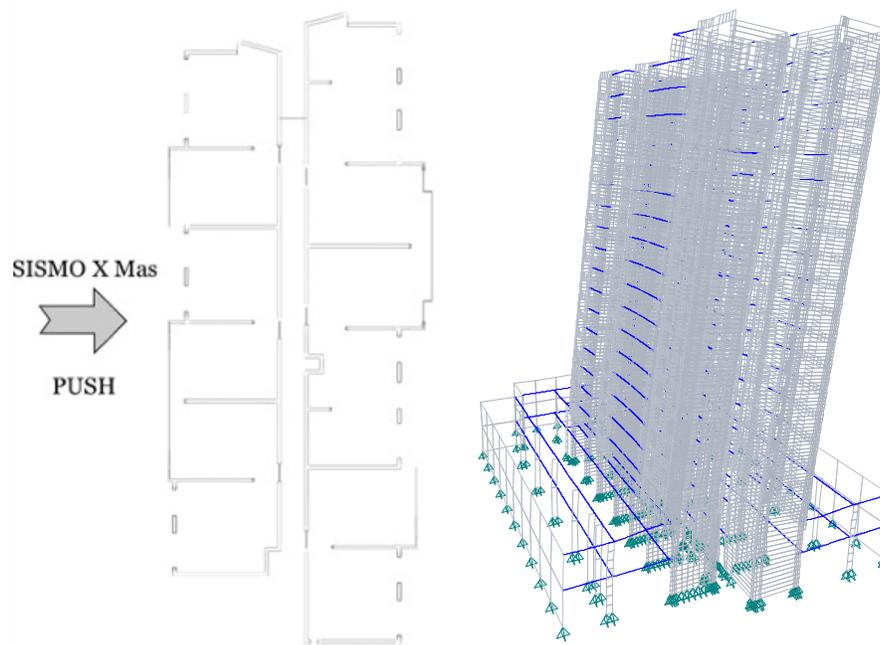
| <b>Elemento</b>       | <b>Deformación unitaria SD</b> | <b>Deformación unitaria SMC</b> |
|-----------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Hormigón No Confinado | 0.003                          | 0.003                           |
| Acero de refuerzo     | 0.03                           | 0.05                            |

## 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los resultados del análisis pushover, se estudia el comportamiento que tiene el edificio. En particular, se analizaron algunos muros y sus respuestas para compararlos con los daños encontrados.

Los muros analizados son los que están en la orientación X. Para el caso de análisis pushover, definido como Xmas (Figura 5-1), en primer lugar se analizó la respuesta global que tuvo el edificio a través de la curva de capacidad, derivas, esfuerzos y deformaciones, para posteriormente hacer un análisis local.

El modelo no lineal no logró mostrar resultados más allá de una deriva de 0.0038. Esto se debe a que todos los muros no están confinados y su capacidad de resistencia y ductilidad se sobrepasó tempranamente.

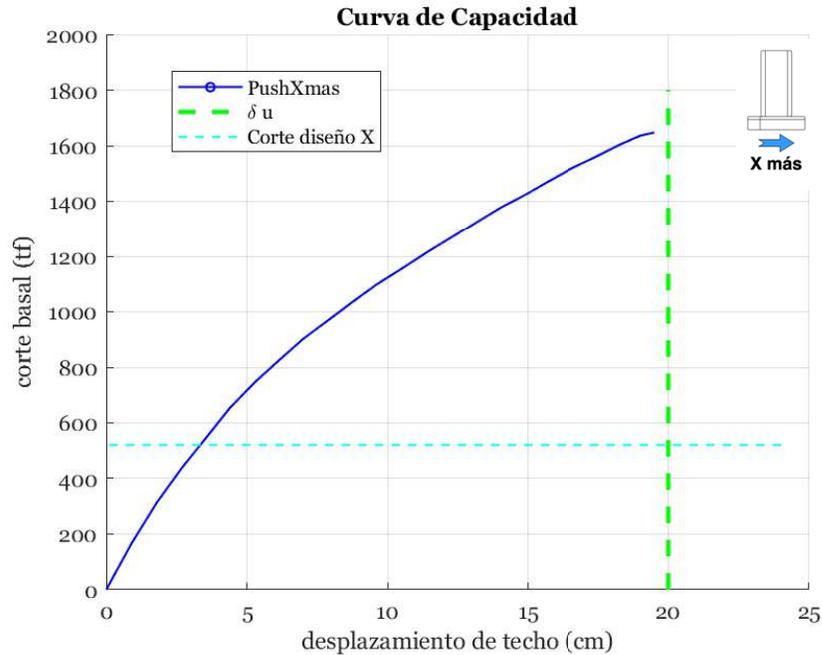


**Figura 5-1.** Análisis pushover en el modelo. Sentido X más.

## 5.1 ANALISIS DE RESPUESTA GLOBAL

### 5.1.1 CURVA DE CAPACIDAD

La Figura 5-2, presenta la relación entre la variación del corte basal y el aumento del desplazamiento de techo, la llamada curva de capacidad, para el análisis pushover Xmas.

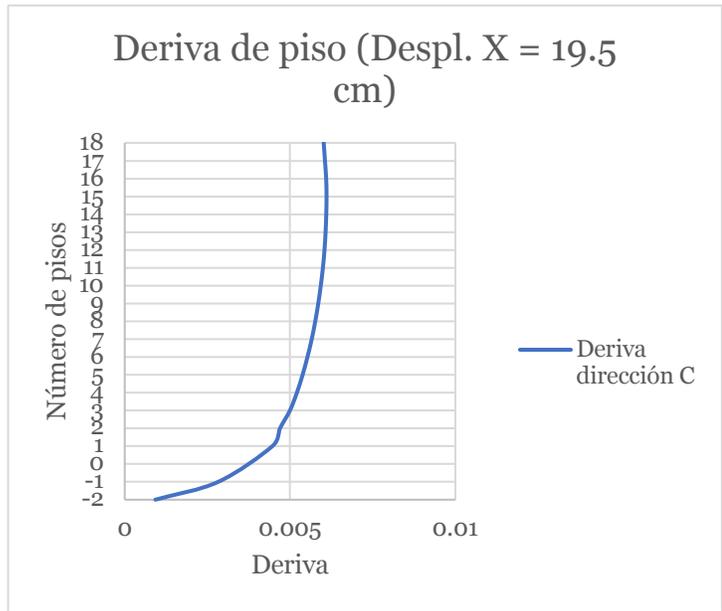


**Figura 5-2.** Curva de capacidad – Corte basal vs. desplazamiento de techo.

En línea verde segmentada se destaca el desplazamiento objetivo de 20 cm. En la figura se puede ver que el desplazamiento máximo de techo al que se llegó es de 19.5 cm (deriva igual a 0.37%), alcanzando un corte de 1647 t, es decir, un poco más de 3 veces el corte basal de diseño que corresponde a un 14.8% del peso sísmico total. En línea segmentada celeste se señala el corte basal de diseño. El cambio de rigidez producto del agrietamiento progresivo de los muros comienza alrededor de los 5 cm.

### 5.1.2 DERIVAS DE ENTREPISO

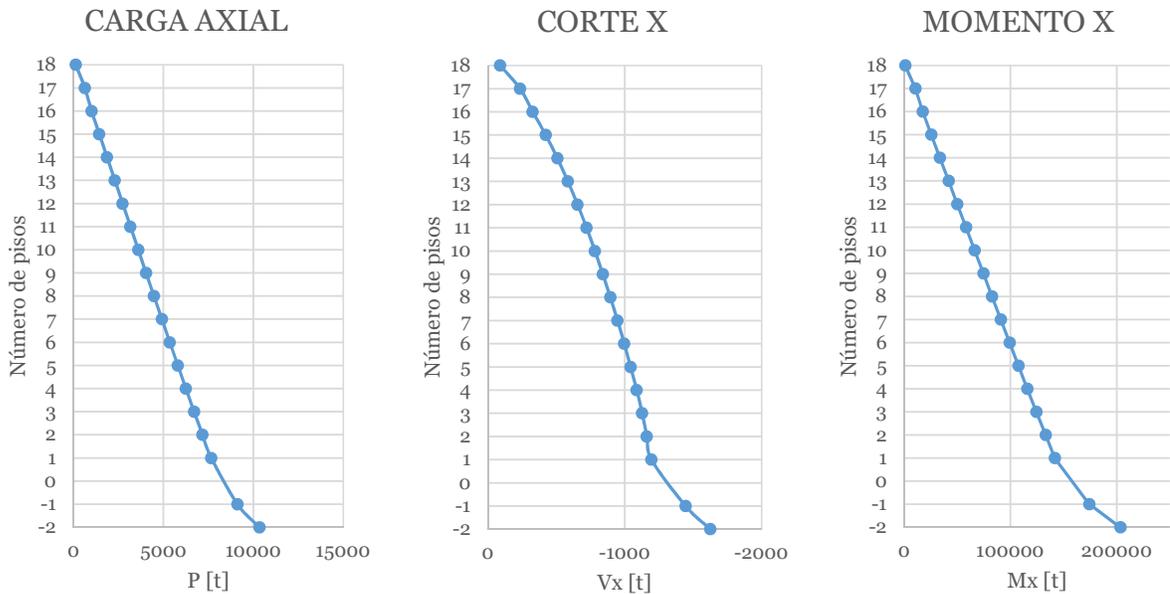
La Figura 5-3 presenta la deriva de entrepisos máxima del edificio para un desplazamiento de 19.5 cm. para el caso Xmas. Si se compara con el criterio de aceptación del documento de ACHISINA (2017), que dice que la deriva de entrepiso máxima en cualquier punto de la planta para un estado límite debe ser inferior a 0.005, para este desplazamiento objetivo, se supera en un 20%.



**Figura 5-3.** Derivas de entre piso para dirección X más.

### 5.1.3 ESFUERZOS POR PISO

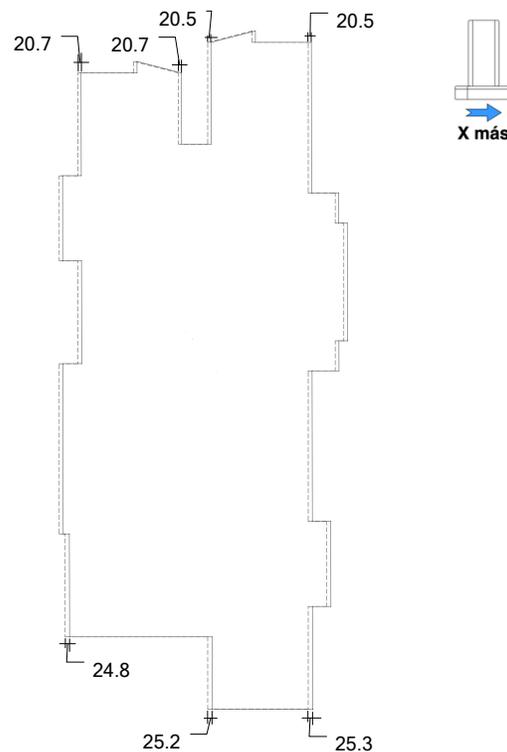
En la Figura 5.4 se presentan las cargas axiales, de cortes y momentos por pisos para el desplazamiento máximo.



**Figura 5-4.** Diagramas de esfuerzos Axial, Corte y Momento.

#### 5.1.4 DEFORMACIÓN EN PLANTA

Es interesante comentar la deformación que muestra la planta a nivel de techo. En la Figura 5-5, se muestra el piso 17 dado que es el último piso de planta completa y se puede apreciar de mejor manera.



**Figura 5-5.** Planta cielo piso 17. Deformación en centímetros para análisis X más.

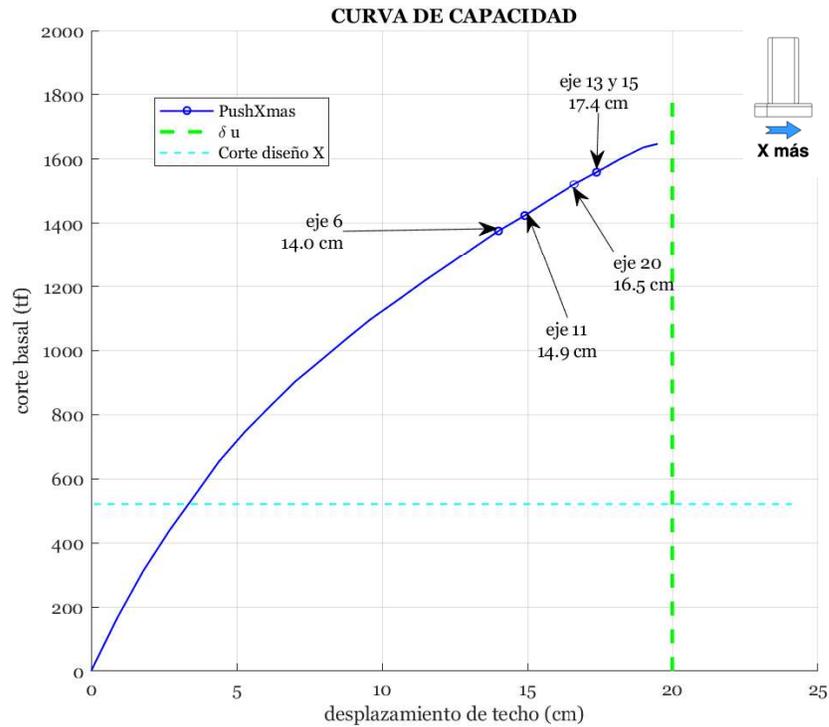
Para el análisis Xmas, la deformación en dirección X en el extremo inferior de la planta, es mayor que la del extremo superior. En la dirección Y el desplazamiento es bastante bajo, cercano a 1 cm en todos sus puntos.

#### 5.1.5 ANÁLISIS

De los muros que se encuentran en el sentido X en la planta, para el estado de carga Xmas, los primeros en llegar a una deformación unitaria de 0.003 para la compresión no son los muros dañados 13C, 15C o 20C del extremo superior de la planta si no los de la parte inferior. En la curva de capacidad de la Figura 5-6, se destacan los primeros ejes cuando alcanzan dicha acortamiento. El eje 6C alcanza 0.003 de deformación unitaria a los 13.8 cm de desplazamiento de techo y lo sigue el eje 11C, cuando el desplazamiento llega a 14.8 cm. Para cuando eje 13C llega a una deformación unitaria a 16.8 cm. de deformación de

techo, el eje 6C ya tiene una deformación unitaria, en su extremo más comprimido, de 0.005.

Del análisis modal espectral, en la sección 3.4.1, al analizar las cargas axiales, los ejes 6C y 11C tienen más esfuerzo de compresión que el eje 13C. (Tabla 3-9 y Figura 3-30).



**Figura 5-6.** Muros que alcanzan primero deformación unitaria 0.003.

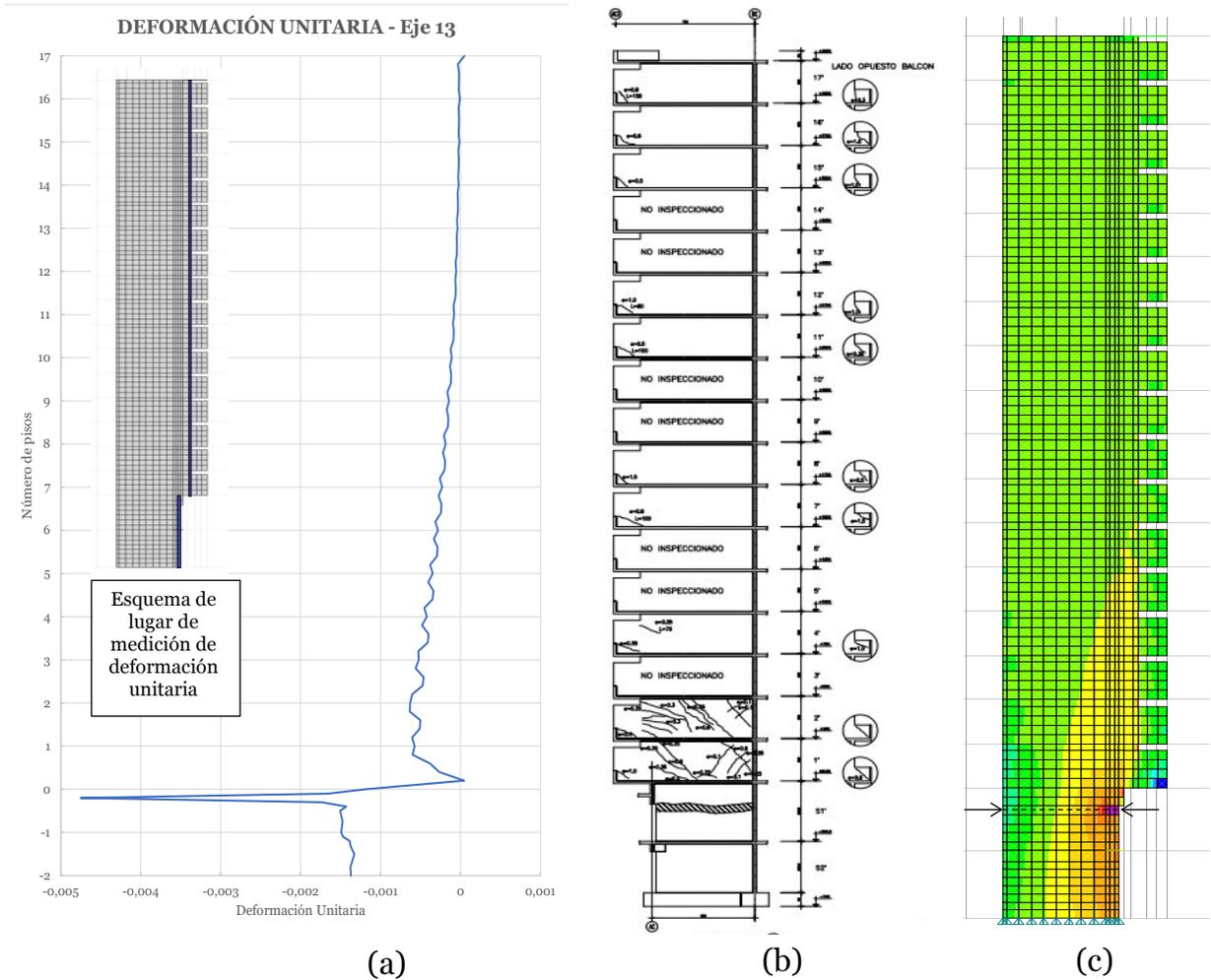
Esto tiene relación y hace sentido, con el mayor desplazamiento en la parte inferior de la planta del piso 17 del edificio con respecto a la del otro extremo.

## 5.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL

Se analizan los muros orientados en X en el sentido X más dado que son los elementos que reflejaron tener mayor daño ante la demanda sísmica.

### 5.2.1 PERFIL DE DEFORMACIONES

En todos los ejes analizados la deformación unitaria máxima de compresión se encuentra en el subterráneo 1, en la misma zona donde se vieron los daños. Para visualizar esto se toma como ejemplo el eje 13C. Se grafica el acortamiento del hormigón de los elementos que están en la punta del muro en toda la altura del eje (Figura 5-7 (a)) y se compara con el levantamiento de daños (Figura 5-7. (b))

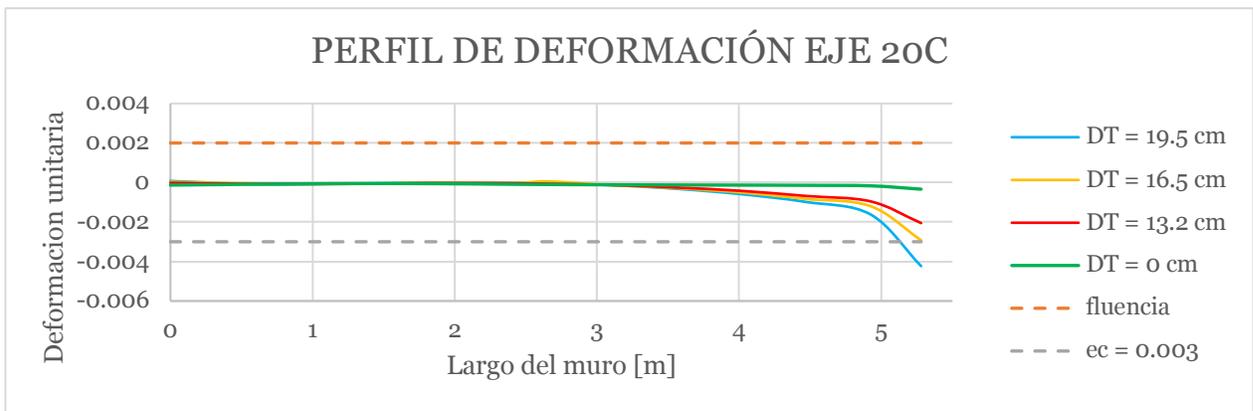


**Figura 5-7.** (a) Deformación unitaria en punta de muro de elevación eje 13C tomada donde indica esquema. (b) Levantamiento de daños. Fuente: IDIEM, 2010. (c) Elevación eje 13C del modelo, donde color magenta sobrepasa 0,003 de deformación unitaria.

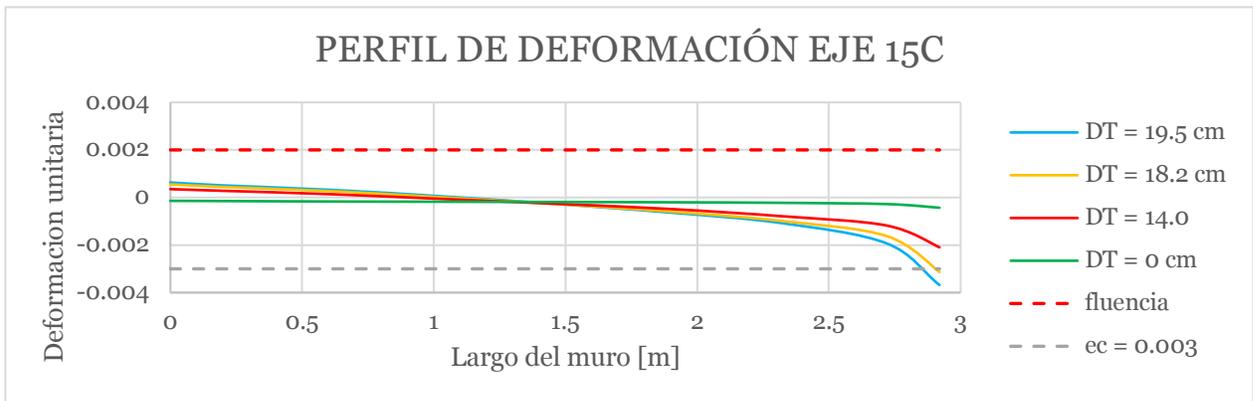
En las Figuras 5-8 a la 5-12, se presenta el perfil de deformaciones de los ejes 20C, 15C, 13C, 11C y 6C con respecto a distintos desplazamientos de techo, tomadas en el nivel subterráneo -1 donde se produce el mayor acortamiento. En la Figura 5-7 ( c ) se indica con línea segmentada el lugar del perfil.

Teniendo presente que los muros no están confinados, los 3 primeros perfiles parecieran ser consistentes con los daños del terremoto, ya que para una deformación de techo de 18.7 cm, los 3 sobrepasan el 0.003 de deformación unitaria, siendo el primero en llegar a ese límite el muro T del eje 13C. Pero al revisar los ejes 6C y 11C, estos alcanzan para el mismo desplazamiento de techo un mayor nivel de acortamiento, es decir, se dañaron antes.

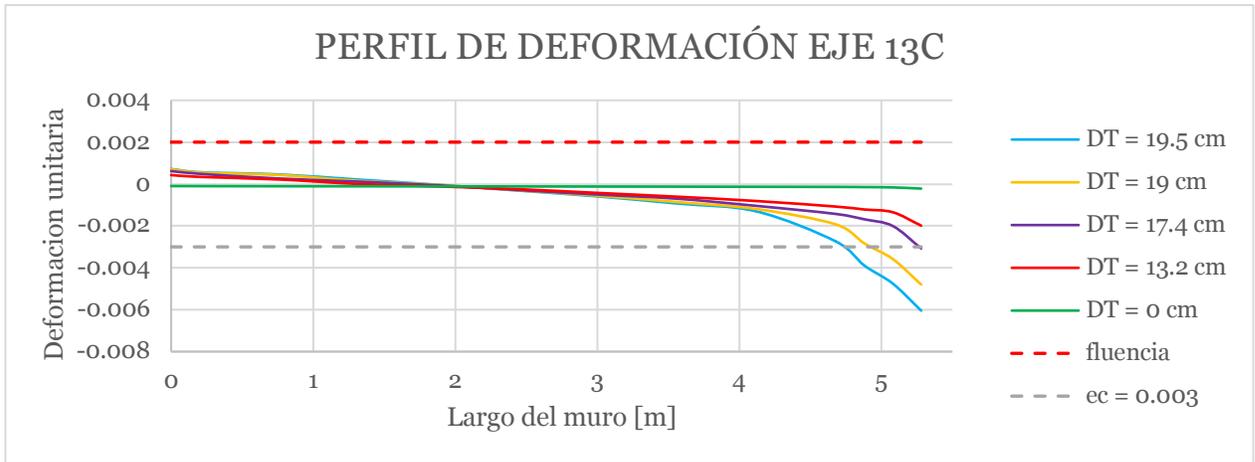
Se puede examinar de los gráficos que, en todos los casos, los muros se encuentran principalmente comprimidos y que para el análisis Xmás, ninguno llega a la fluencia en el extremo opuesto cuando se llega a al desplazamiento objetivo.



**Figura 5-8.** Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.

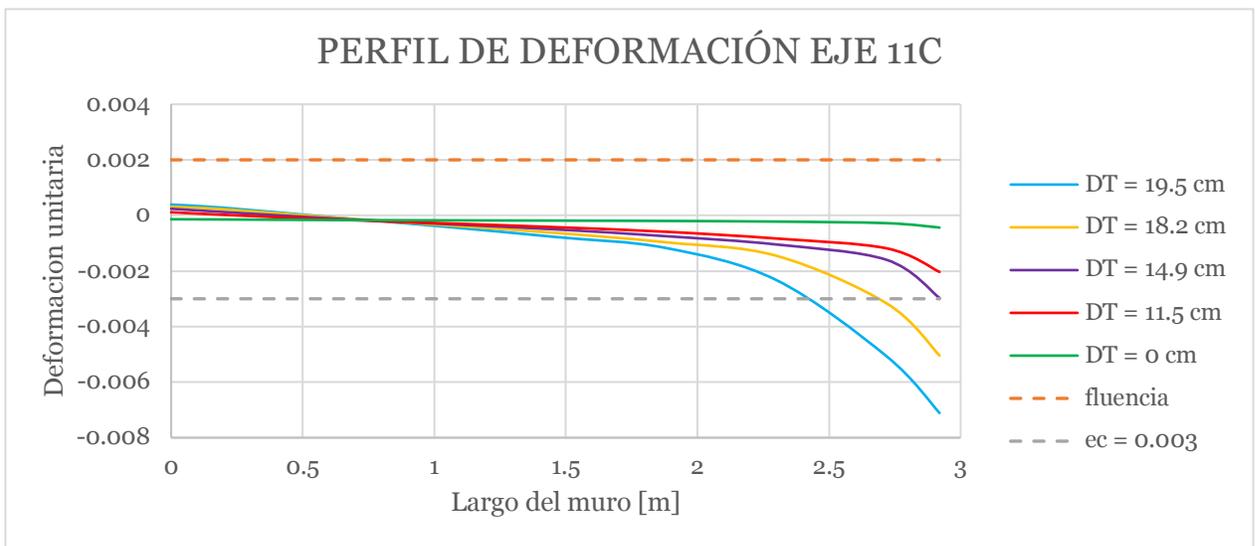


**Figura 5-9.** Perfil de deformaciones eje 15C en subterráneo 1.

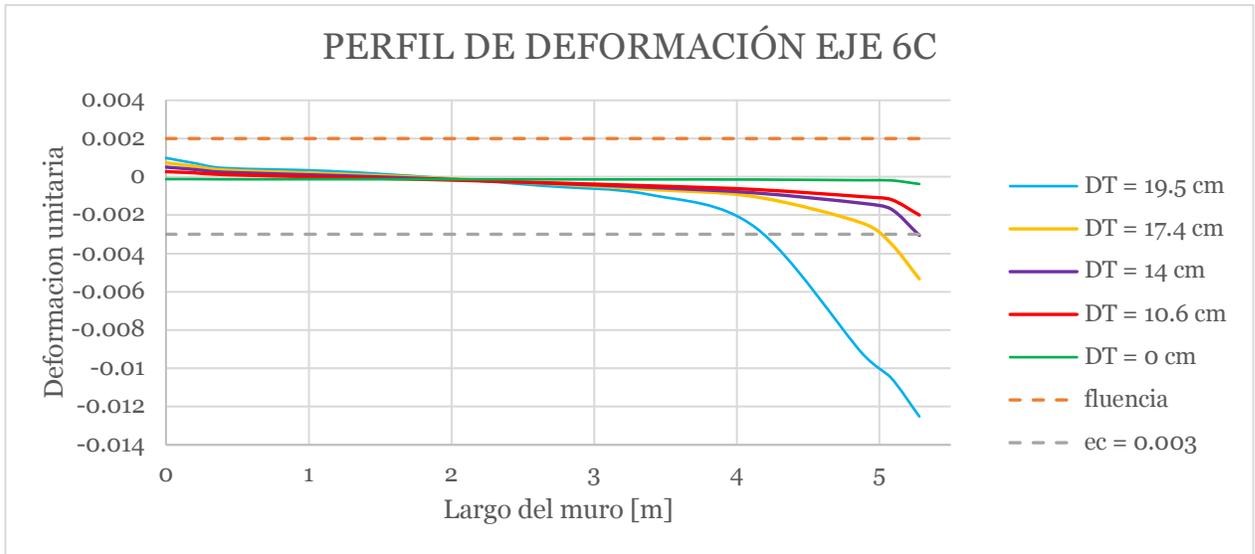


**Figura 5-10.** Perfil de deformaciones eje 13C en subterráneo 1.

Para el eje 13C, Figura 5-10, se puede apreciar que el acortamiento del hormigón del orden de 0.003 se alcanza en el extremo más comprimido cuando el desplazamiento de techo está en 17.4 cm que equivale a una deriva de 0.0033. Para el máximo desplazamiento de techo alcanzado, el largo medido de la punta más comprimida que supera el acortamiento de 0.003, es de aproximadamente 1 metro.



**Figura 5-11.** Perfil de deformaciones eje 11C en subterráneo 1.



**Figura 5-12.** Perfil de deformaciones eje 6C en subterráneo 1.

Lo que ocurre a los ejes 11C y 6C, no es lo esperado de acuerdo al daño observado, pero si es consistente con los análisis seccionales del modelo modal espectral en el sentido que si necesitaban un mayor largo de confinamiento por estar más sobre exigidos.

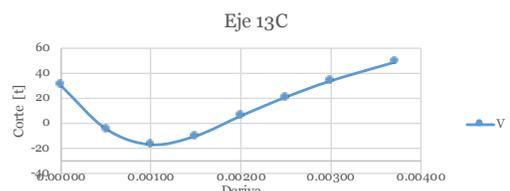
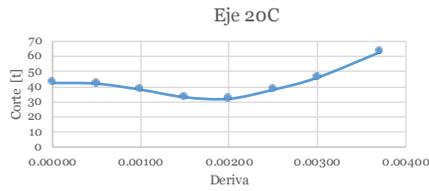
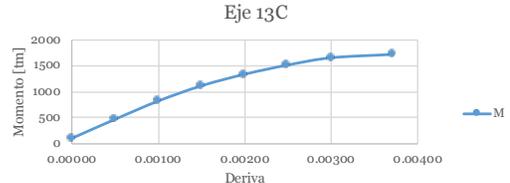
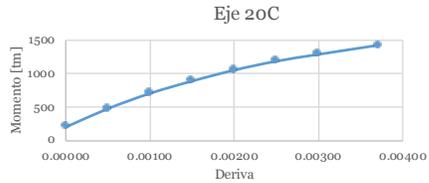
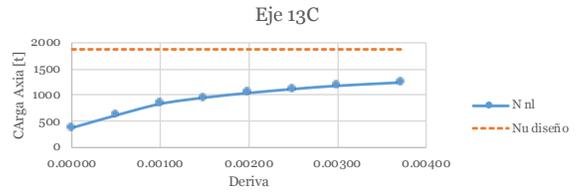
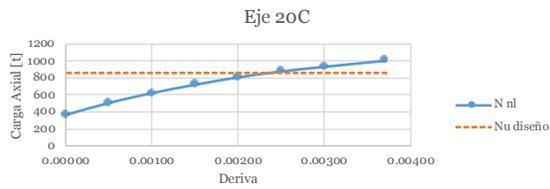
### 5.2.2 ANÁLISIS DE SOLICITACIONES

En las Figuras 5-13 a la 5-17 se muestran los esfuerzos axiales, de momento y corte en el subterráneo en la zona donde se encuentran los daños. Los datos fueron tomados en la línea roja demarcada en el esquema junto a los gráficos.

Para el caso axial, en todos los ejes se ve un aumento de la carga al ir aumentando la deriva de techo. Esto indica que de alguna manera los muros están acoplándose con otros, lo cual se produce por la configuración de la estructuración en planta ya que la losa de pasillo estaría cumpliendo esa función.

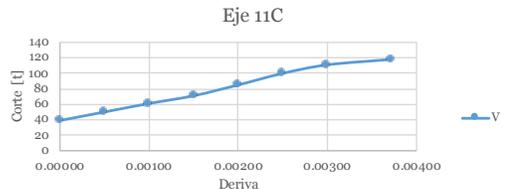
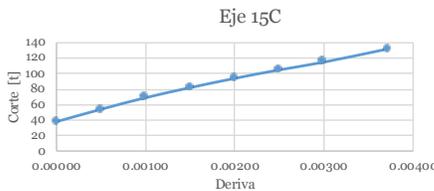
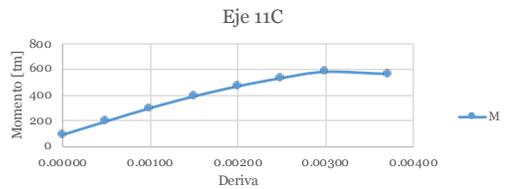
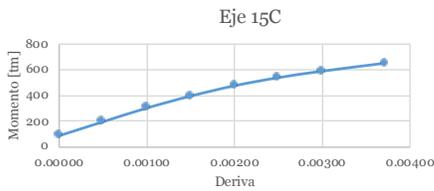
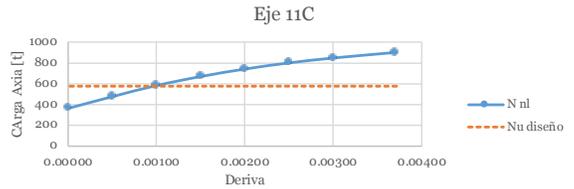
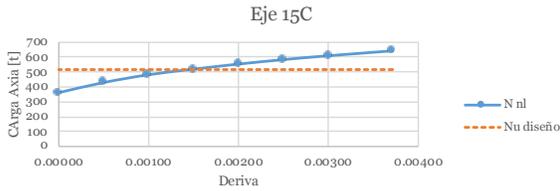
En los gráficos se destacó con línea roja segmentada el corte de diseño para sismo X de cada eje. Ese valor es superado en todos los ejes salvo en el eje 13C.

En el eje 6C en el último tramo la curva desciende. Esto se debería a que empezó a ceder carga dada su pérdida de resistencia por el daño en el hormigón. De igual manera pasa con los esfuerzos de momento y corte que van reflejando la pérdida de capacidad de los muros.



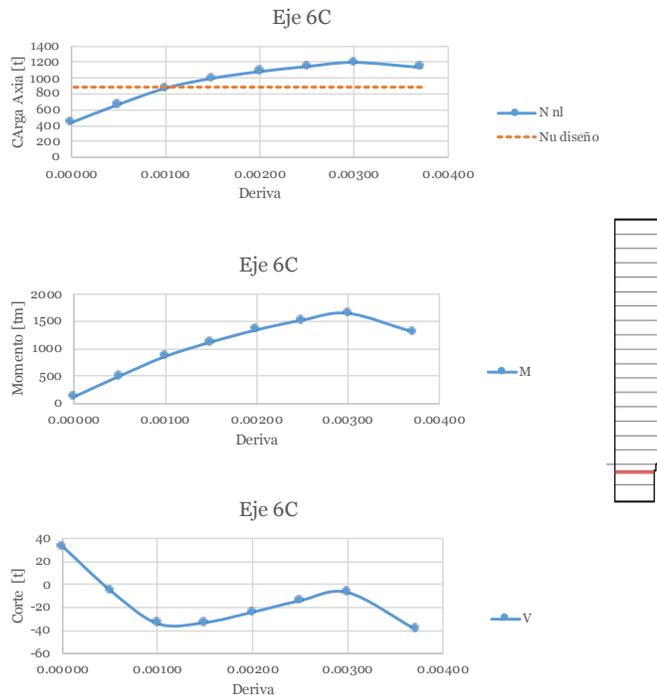
**Figura 5-13.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 20C.

**Figura 5-15.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 13C.



**Figura 5-14.** Esfuerzo en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 15.

**Figura 5-16.** Esfuerzo en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 11C.



**Figura 5-17.** Esfuerzo en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 6C.

### 5.2.3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL MODELO NO LINEAL

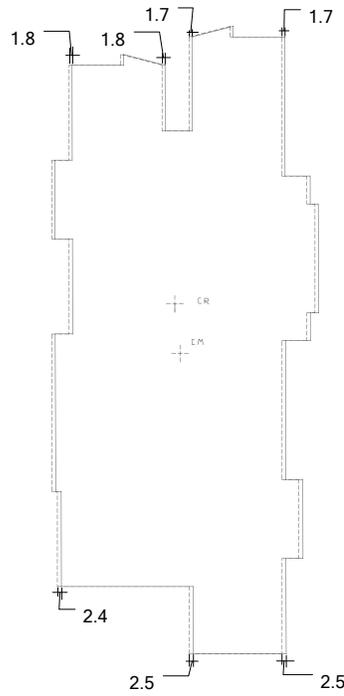
El modelo realizado es capaz de predecir que todos los elementos estudiados sobrepasan sus capacidades y también, de encontrar las zonas donde se dañan y el nivel de daño, sin embargo está indicando que los muros que pierden su capacidad primero debieran ser los del lado inferior de la planta, lo que no se condice con lo ocurrido.

Para entender esto se analiza la deformación que tiene la planta, ya mencionada en la sección 5.1.4. En el modelo elástico, si bien, las deformaciones a las que se llegan son bastante menores, de igual manera refleja la tendencia a deformarse más en la zona inferior (Figura 5.18). El punto con más desplazamiento se encuentra en el eje 1C. Cabe mencionar que en este modelo, los primeros modos de vibrar se encuentran muy desacoplados el uno de los otros, siendo el principal en X.

Esta tendencia a girar más en la parte inferior, es el estado natural del edificio ya que el centro de rigidez está desplazado más arriba con respecto al del centro de masa. Esto lleva a suponer que si el edificio rotara en el otro sentido, se dañarían primero los muros del extremo superior. Entonces, se puede inferir que algo pasó que produjo este efecto.

De los antecedentes del edificio, ya expuestos al final de la sección 3.2 y en la sección 3.4, se tiene que el edificio colinda con otro edificio del mismo condominio y que según los

planos de cálculo, tienen 12 cm de separación en los 18 pisos de altura, incluyendo subterráneos, y que no es la separación normativa.



**Figura 5.18.** Planta cielo piso 17. Deformación en centímetros modelo elástico.

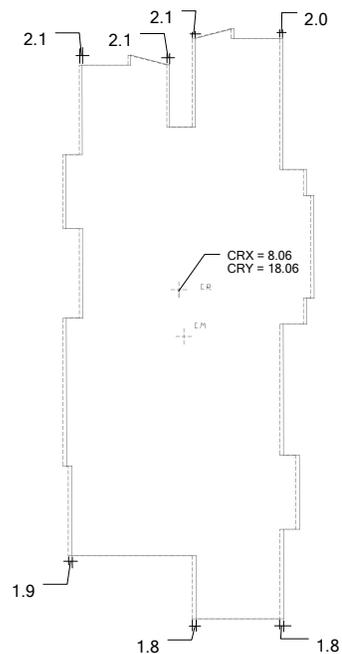
Además, por la inspección visual post terremoto, se encontró un daño local en los muros paralelos ubicados en la junta de los edificios, que indican que hubo un choque entre ellos porque en zonas puntuales quedaron restos de material de construcción y se notó el impacto. No es posible establecer con exactitud dado que no se tiene registros del proceso constructivo, sin embargo algo impidió que se moviera el edificio libremente y que alteró su forma de girar y que le pudo generar un roce en los pisos inferiores que no se ha considerado hasta el momento. Los edificios están de manera perpendicular, por lo cual también pudieron trabarse entre ellos al tratar de moverse ambos libremente en distintas direcciones.

Para comprobar este supuesto, de que el edificio giró hacia el otro lado, se efectuó primero una prueba simple para ver si tiene sentido el que haya cambiado su forma de moverse en la realidad y posteriormente se realizó un modelo no lineal donde ficticiamente se le indujo el cambio de giro, para ver el comportamiento ante este efecto y luego analizarlo.

### 5.2.3.1 *MODELO ELASTICO CON TOPE*

Al modelo elástico se le agregaron unos topes, limitando el giro en dirección X en los dos subterráneos y piso 1, a nivel de la losa, en los ejes 1C y 2C, de modo de suponer que hay un efecto de restricción de movimiento. No es la idea hacer algo más elaborado dado que solo se quiere ver la repercusión.

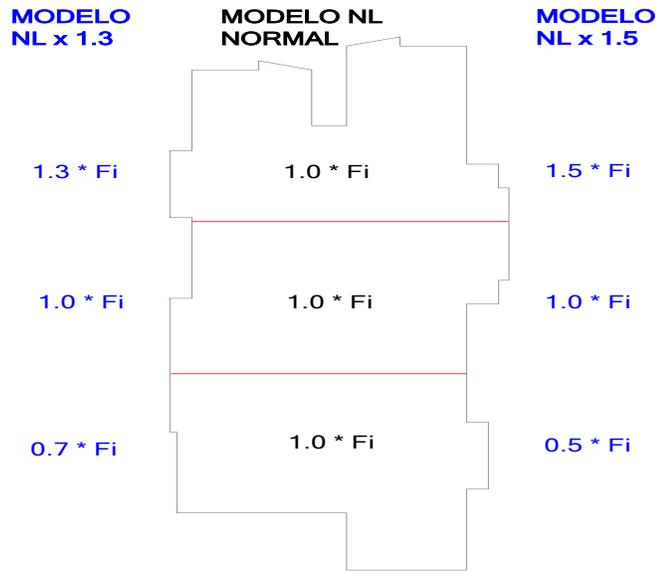
De este modelo, no hay una variación importante en el centro de rigidez. Pero se puede ver en la Figura 5.19, que en la planta del piso 17, con el efecto de restringir los primeros niveles en la parte inferior de la planta, el edificio rota en el otro sentido.



**Figura 5.19.** Planta cielo piso 17. Deformación en centímetros modelo elástico con tope en los niveles inferiores.

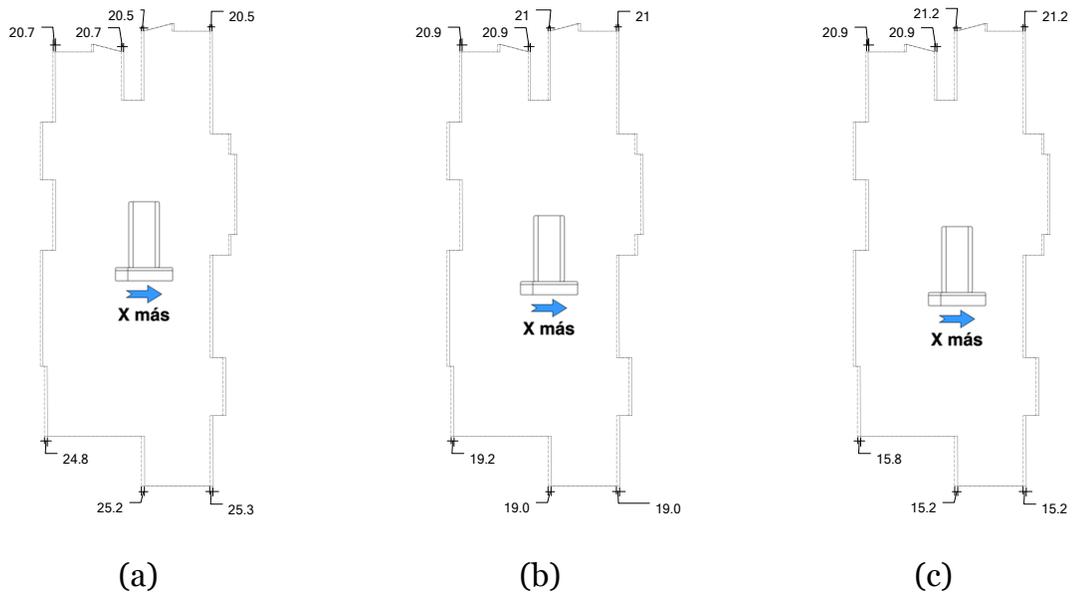
### 5.2.3.2 *MODELOS NO LINEAL CON DISTRIBUCIÓN DE CARGAS ASIMÉTRICAS*

En el modelo no lineal estudiado, se le realizó una modificación a la distribución de cargas laterales aplicadas en cada piso, que están distribuidas homogéneamente en los nodos, para poder explicar lo que pasó en la realidad. Para esto, se divide la cantidad de nodos tal que la planta quede dividida en tercios. Al tercio superior se le amplificó la carga tanto como se le disminuyó al tercio inferior. Se fue variando esta distribución como se esquematiza en la Figura 5-20.



**Figura 5-20.** Esquema de modelos con variación de distribución de carga

Donde  $F_i$  = fuerza horizontal aplicada en planta / número de nodos de la planta.



**Figura 5-21.** Deformación en planta piso 17 con línea continua, para deformación de techo de 20 cm análisis Xmas. (a) deformación para el Modelo NL Normal. (b) deformación para Modelo NL x 1.3. (c) deformación para Modelo NL x 1.5.

Con esto se está tratando de mover ficticiamente el centro de masas más arriba que el centro de rigidez para provocar un giro contrario.

De los resultados obtenidos se comparan las deformaciones en el piso 17 para un desplazamiento de techo de 20 cm.

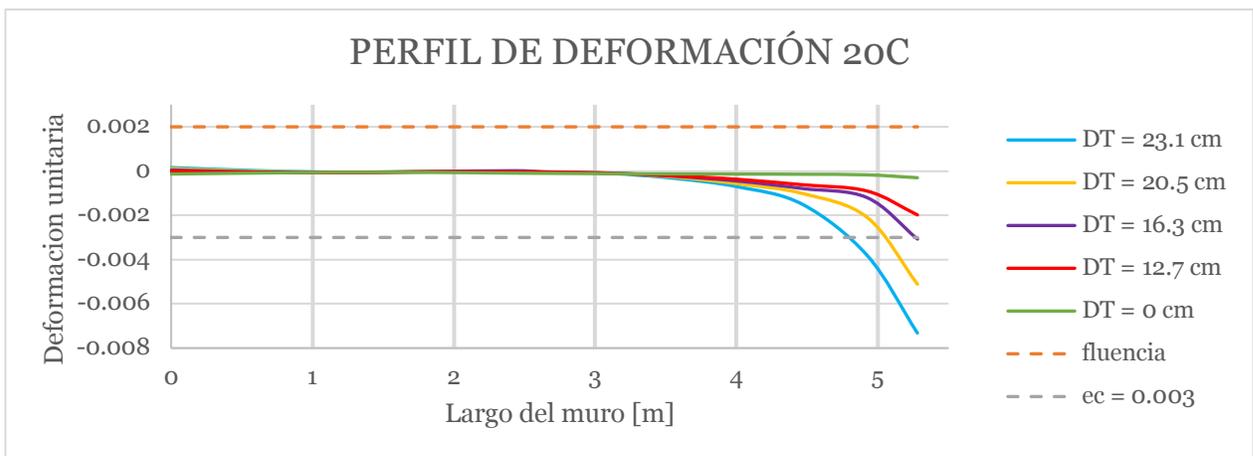
Al poner la variación de cargas con ponderaciones 1.3 – 1.0 – 0.7 ya se puede ver el cambio de sentido en su giro en planta (Figura 5-21 (b)). Y en el caso de la ponderación 1.5 – 1.0 – 0.5 (Figura 5-21 (c)) la diferencia entre un extremo y el otro de la planta es similar a la diferencia del caso Modelo NL Normal pero en el sentido contrario.

### 5.2.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

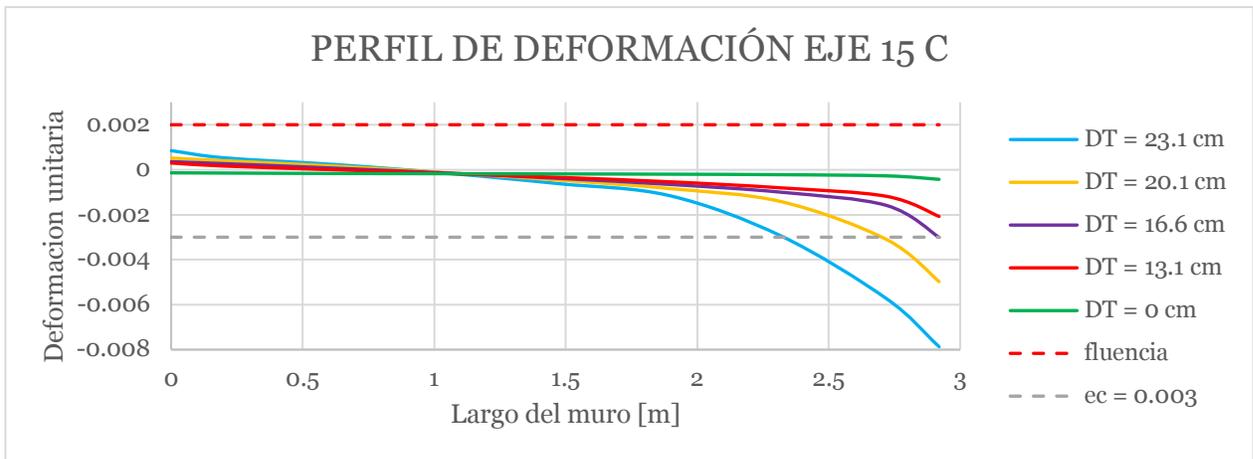
Para poder visualizar el comportamiento del Modelo NL x 1.5, se presentan los mismos perfiles de deformación de los ejes analizados anteriormente. Figuras 5-22 a la 5-26.

Lo primero que podemos observar es que los eje 6C y 11C no son los que alcanzan mayor acortamiento en sus puntas de muro. Ahora esto ocurre en los ejes esperados.

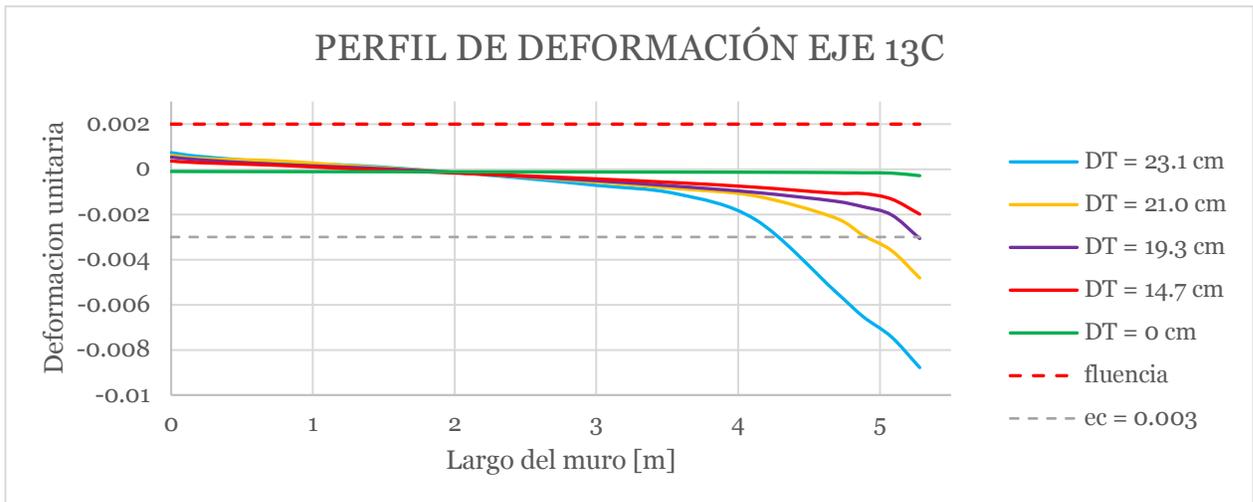
También se puede apreciar, que entre los ejes 20C, 15C y 13C, los dos primeros alcanzan una deformación unitaria de compresión de 0.003 pasando los 16 cm de desplazamiento de techo mientras que el eje 13C lo alcanza pasado los 19 cm, pero al ir aumentando la deformación, se invierte esta tendencia y el eje 13C termina llegando a mayor acortamiento cuando la deformación llega a 23 cm.



**Figura 5-22.** Perfil de deformaciones eje 20C en sótano 1.

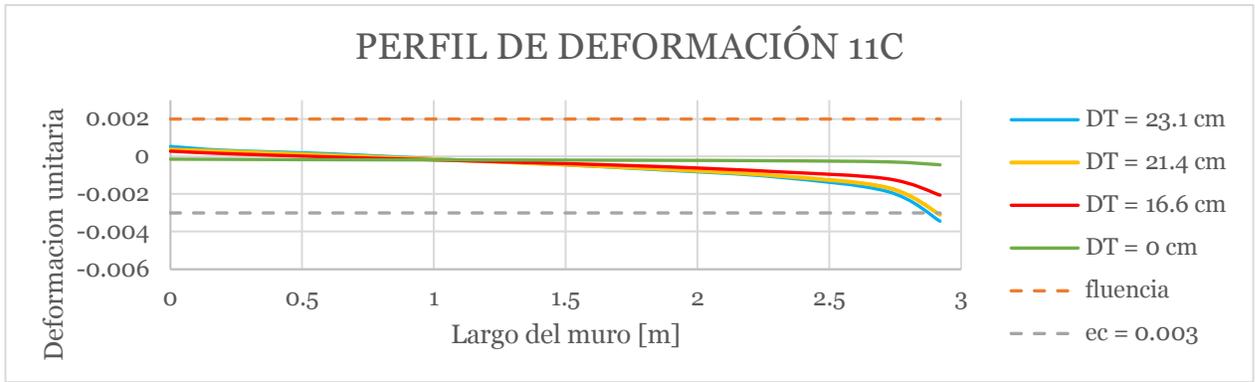


**Figura 5-23.** Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.

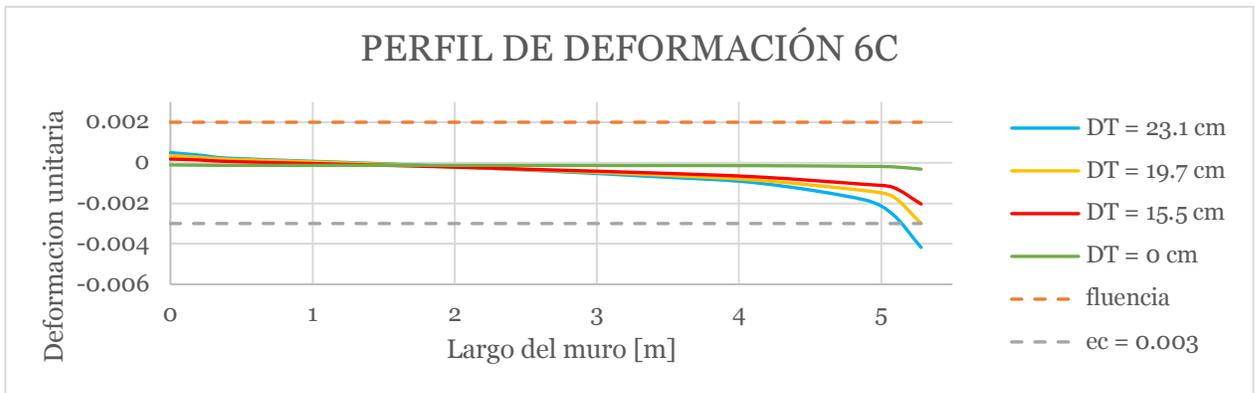


**Figura 5-24.** Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.

Para el eje 13C, Figura 5-24, se puede apreciar que el acortamiento del hormigón del orden de 0.003 se alcanza en el extremo más comprimido cuando el desplazamiento de techo está en 19.3 cm que equivale a una deriva de 0.0037. Para ese desplazamiento de techo, el largo medido de la punta más comprimida que supera el acortamiento de 0.003, es de aproximadamente 3.65 metros.



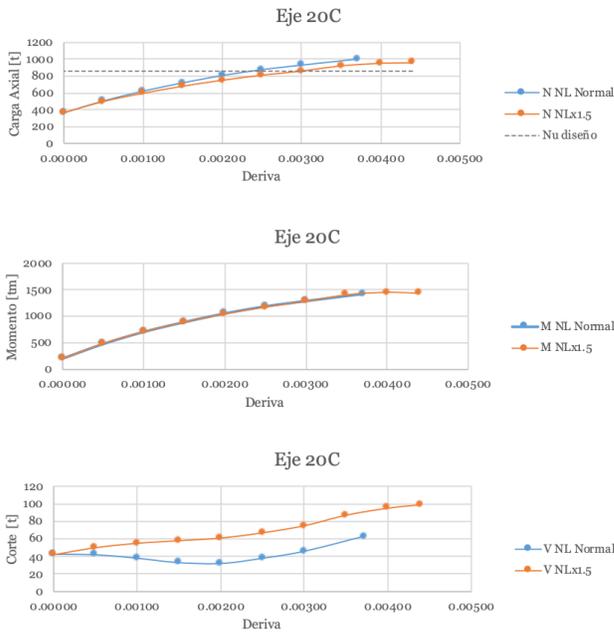
**Figura 5-25.** Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.



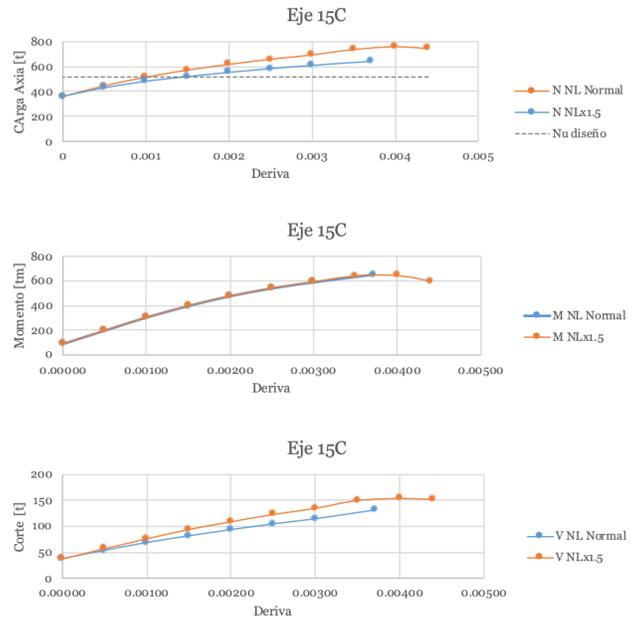
**Figura 5-26.** Perfil de deformaciones eje 20C en subterráneo 1.

Analizando la variación de esfuerzos al aumentar la deriva del edificio, en los gráficos de las Figuras 5-27 a 5-31, se puede comparar que para los ejes 11C y 6C las curvas continúan crecientes a diferencia del modelo anterior, en cambio para los ejes 20C, 15C y 13C sus capacidades comienzan a disminuir.

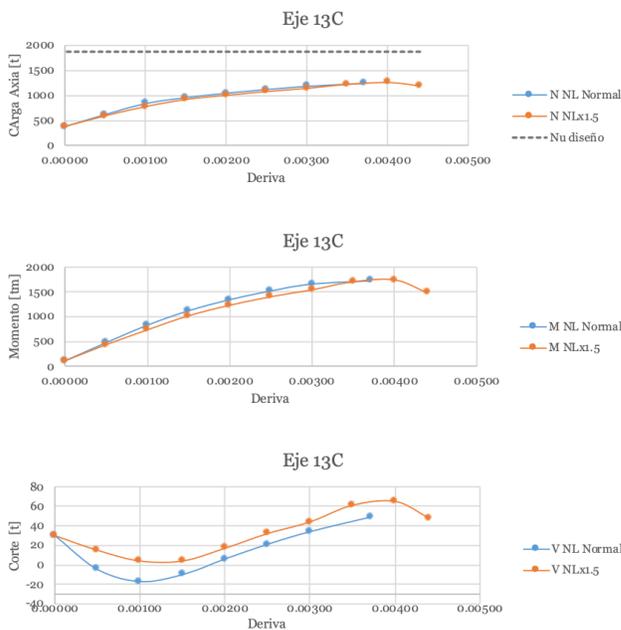
También se puede comparar para los ejes que son rectangulares y que no pertenecen a una sección compuesta, que son los ejes 15C y 11C, al aumentar la deriva el eje 15 llega a tomar más carga axial que el eje 11C.



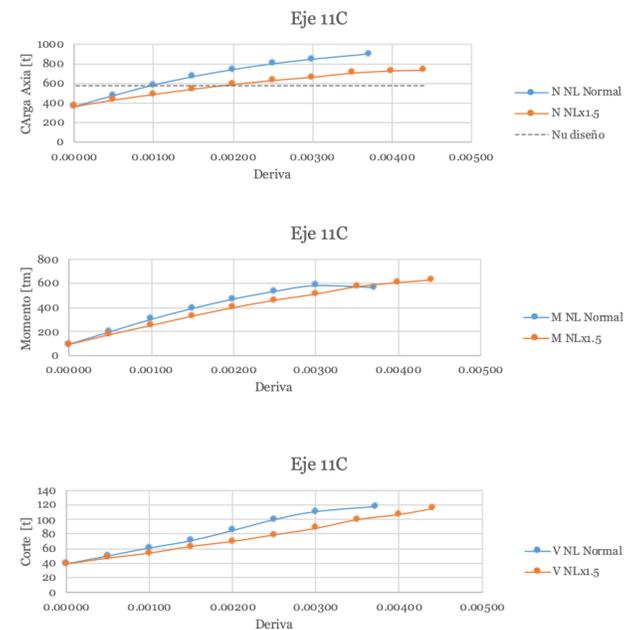
**Figura 5-27.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 20C.



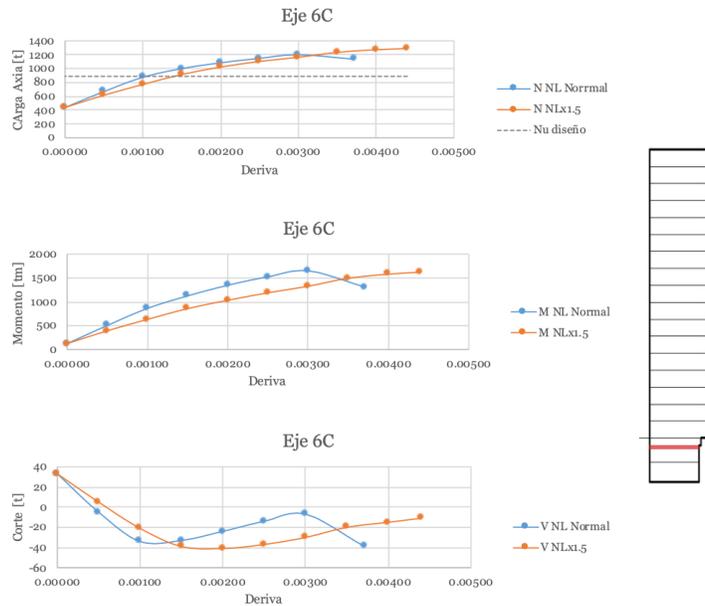
**Figura 5-29.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 15C.



**Figura 5-28.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 13C.



**Figura 5-30.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 11C.



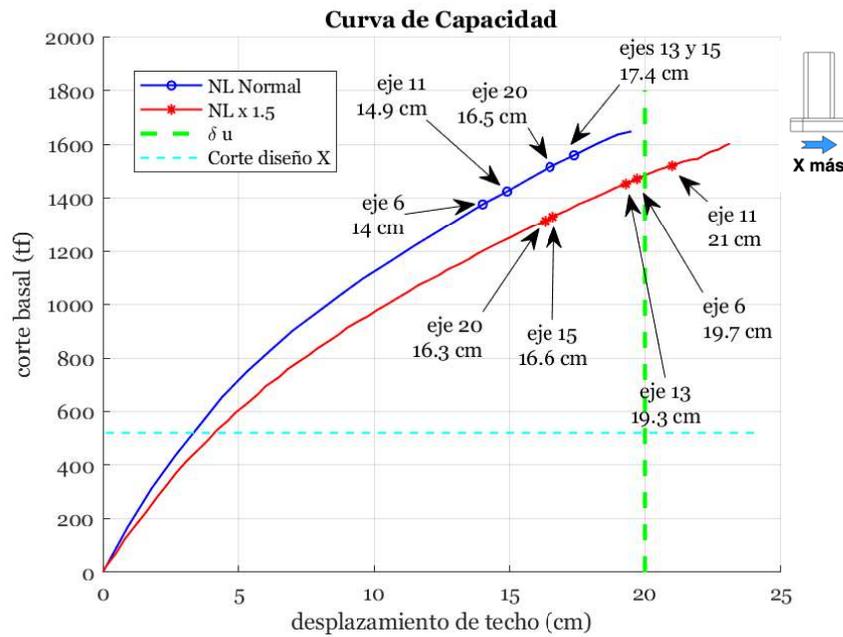
**Figura 5-31.** Esfuerzos en subterráneo 1 al aumentar deformación de techo. Eje 6C.

En el modelo que se llamó “Modelo NL Normal”, que es el modelo que se mueve libremente y que se desplaza más en su parte inferior, los primeros ejes que comienzan a perder rigidez y capacidad se produce cuando la deriva está en torno a 0.003 y el modelo no logra sobrepasar el 0.004 de deriva. Por el contrario, el modelo al que se le cambiaron las masas para inducir el giro en el otro sentido, “Modelo NL x1.5”, los primeros ejes comienzan su declinación cercano a 0.004 de deriva, alcanzando a llegar a más deformación de techo.

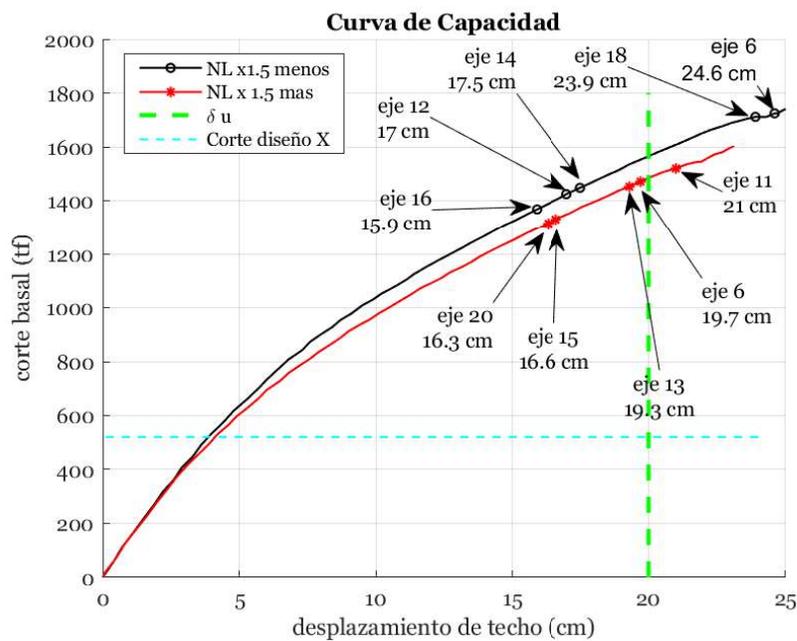
En la Figura 5-32, se expone de manera gráfica en la curva de capacidad, cuales ejes están sobrepasando primero su deformación unitaria de 0.003 en cada modelo.

Para complementar el análisis del Modelo NLx1.5, se revisa los resultados que se obtienen al aplicar el estado de carga Xmenos.

En la Figura 5-33 se grafican las curvas de capacidad para los estados Xmas y Xmenos, mostrando con puntos el momento en que van alcanzando el acortamiento unitario de 0.003 los distintos ejes. En la curva Xmenos el primer eje dañado es el eje 16C. En la descripción de daños del edificio, en la sección 3.2, ese eje es el único muro del lado izquierdo de la planta que alcanzó pandeo de barras. Por lo tanto, el modelo logra mostrar cual es el eje del lado izquierdo de la planta que fallará primero.



**Figura 5-32.** Curva de capacidades de “Modelo Normal” y “Modelo x1.5”.



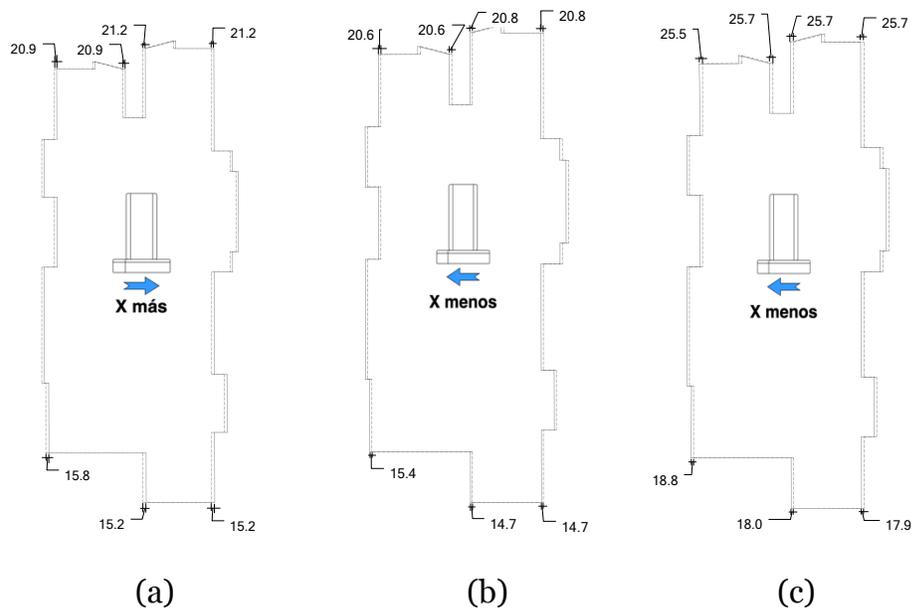
**Figura 5-33.** Curvas de capacidad de Modelo x1.5 estado de carga Xmas y Xmenos.

Al comparar en ambos casos, Xmas y Xmenos, las deformaciones unitarias de los primeros ejes en llegar a 0.003, cuando el desplazamiento de techo es de 23.1 cm, es decir, el máximo alcanzado para el sismo Xmas, se observa de la Tabla 5.1, que si bien el eje 20C empezó a dañarse primero, hubo una redistribución de cargas al ir superando sus

capacidades terminando de fallar con más deformación el eje 15C. Esto pudo provocar que los ejes del lado derecho de la planta, al ir fallando, no dejaran al eje 12C llegar a la deformación que indica el modelo Xmenos.

**Tabla 5-1.** Deformación Unitarias máximas sismo Xmas y Xmenos.

| Deformación unitaria en el extremo más comprimido |         |        |                      |
|---|---------|--------|----------------------|
| (Desplazamiento techo 23.1 cm)                    |         |        |                      |
| Eje   | menos X | mas X  |                      |
| 16C   | 0.0088  |        | 1º en alcanzar 0.003 |
| 12C   | 0.0071  |        | 2º en alcanzar 0.003 |
| 20C   |         | 0.0073 | 1º en alcanzar 0.003 |
| 15C   |         | 0.0079 | 2º en alcanzar 0.003 |



**Figura 5-34.** Deformación en planta piso 17 en línea continua. (a) Deformación Modelo NL x 1.5, para desplazamiento de techo 20 cm, análisis Xmas. (b) Deformación Modelo NL x 1.5, para desplazamiento de techo 20 cm, análisis Xmenos. (c) Deformación Modelo NL x 1.5, para desplazamiento de techo 25 cm, análisis Xmenos.

La deformación de la planta en el piso 17 para el modelo NLx1.5 con el análisis Xmenos, muestra similar distorsión que para el análisis Xmas, en sentido opuesto. Figura 5-34 (a) y (b) respectivamente. La diferencia de desplazamiento en los extremos de la planta es de

alrededor de 5 cm para un desplazamiento de techo de 20 cm, siendo mayor en la parte superior.

Para el análisis Xmenos se pudo lograr mayor desplazamiento de techo llegando a 25 cm, donde esta diferencia es de 7 cm.

## 6 CONCLUSIONES

Este trabajo estudia el comportamiento y respuesta que tuvo un edificio de 18 pisos en Santiago durante el terremoto Mw 8.8 del 2010, mediante una modelación no lineal, y comparando sus resultados con los daños encontrados en la estructura. Para esto se realizó un modelo analítico utilizando el programa comercial ETABS 2017 de la compañía CSI. En la modelación se usaron elementos *Layered Shell*, es decir, elementos definidos con capas, cada una de ellas con distintas propiedades no lineales según los materiales del diseño original. Al modelo se le aplicó un análisis no lineal estático, para posteriormente comparar los resultados con los daños recopilados del edificio.

De los resultados analizados se tiene como conclusión principal que el modelo es capaz de predecir la forma de dañarse de los muros y logra capturar el lugar donde ocurren. Las deformaciones unitarias de compresión establecidas previamente, para definir cuando comienzan los daños, fueron superadas en las puntas de muro a nivel del primer subterráneo, en la misma zona que muestran los registros fotográficos de daño, como se puede ver en el ejemplo del eje 13C mostrado en la Figura 5-7, comparándolo con la imagen de la Figura 3-5.

Adicionalmente se concluye del análisis que:

- Para el análisis en la dirección definida en el sentido X más, los daños ocurrieron, a una deriva de techo cercana al 0.3% (Figura 5-6), valor menor a la capacidad esperada para la normativa pre terremoto del 2010 en Chile. Esto se explica porque el edificio estaba diseñado con espesores de 20 cm y no tenía detallamientos de confinamiento en las cabezas de muros. Con la normativa posterior al 2010, todos los elementos transversales del edificio hubieran tenido un diseño considerando confinamiento. La demanda de desplazamiento de techo a la que debió estar sometido este edificio en Santiago, según los espectros de desplazamientos del terremoto de Mw 8.8 del 2010 (Figura 4-9), es de 19.4 cm como máximo para el registro de Peñalolén, es decir, una deriva de 0.37% para este edificio. El edificio tuvo daños importantes para esta demanda.

- Los primeros muros en alcanzar los niveles de fallas, se encontraban en el extremo opuesto a los muros dañados del edificio. Al revisar los desplazamientos globales del modelo no lineal en el piso 17, se pudo observar que el edificio tiene un giro, con lo cual, se desplaza más el extremo inferior de la planta que el superior. Para que ocurra el comportamiento que tuvo el edificio después del terremoto, la estructura tendría que tener un giro mayor en el extremo superior de la planta. Debido a esto, se presume que hay un factor externo que lo pudo haber provocado.

Al analizar los factores que pudieron existir, el que se consideró como determinante fue la cercanía de otro edificio que está dilatado a 12 cm del edificio estudiado, el cual pudo haberle generado un tipo de tope, por ejemplo mediante un roce debido a elementos que

quedaron de la construcción o por choque entre ellos. Para lograr mostrar el comportamiento que ocurrió en la realidad, se generó un nuevo modelo analítico no lineal al cual se le alteró la distribución de cargas. De los resultados obtenidos de este análisis se tiene las siguientes conclusiones:

- Para el modelo modificado, analizado en la dirección X más, los primeros muros en alcanzar una deformación unitaria de 0.003 [mm/mm] en sus extremos, son los tres muros que resultaron dañados en el terremoto Mw 8.8.

- Se pudo notar que el primer muro en que el hormigón comienza a dañarse al ir aumentando el desplazamiento, no es el que finalmente llega a más acortamiento unitario. Esto se debe a que se redistribuye la demanda sísmica entre los muros a medida que van perdiendo capacidad de resistencia, es decir, a medida que unos fueron fallando hay otros que comenzaron a tomar más cargas.

- Para el análisis X menos, el modelo logra predecir también, cual es el muro que se dañará primero, y que corresponde al único muro que tuvo daños con barras pandeadas de cabezales en ese lado del edificio.

De esto se concluye que edificio adyacente tiene un factor altamente influyente en la forma de respuesta del edificio. Sin duda tuvo un efecto que logra explicar el comportamiento que tuvo en el terremoto, pero de igual manera, los dos modelos predicen que el edificio fallaría de manera temprana por falta de confinamiento.

El modelo no lineal inicial muestra lo que ocurriría al edificio aislado, mientras que el segundo modelo pretende representar lo ocurrido en la realidad. Comparando los resultados de estos modelos, se obtiene que:

- Los análisis se terminaron cuando no hubo convergencia en los modelos, lo cual ocurría, típicamente después que se sobrepasaba completamente la capacidad de los materiales en varios de sus muros.

- Se encontró que el segundo modelo logra llegar a un drift de 0.4%, mayor que en el caso del modelo del edificio aislado, para el análisis en dirección X más.

- En los dos modelos se alcanza similar capacidad de corte máximo.

En síntesis, mediante la modelación no lineal se pudo comparar y analizar la respuesta del edificio ante la demanda sísmica, que era el objetivos planteado en este trabajo, no obstante hubo un hallazgo de importancia no menor. Una limitación cuando se analizan estructuras reales, es que se pueden encontrar varios factores externos que hace que los comportamientos varíen de lo teórico y esperado.

Cuando un muro colapsa y se redistribuyen los esfuerzos, va alterando sus modos, periodos, rigidez en el tiempo, que un modelo pushover no logra captar completamente,

debido a que se muestra aisladamente un solo sentido de esfuerzos a la vez, por lo que no se pudo captar completamente con la modelación realizada, el mayor daño que tuvieron los muros en un lado de la planta del edificio con respecto al otro.

Si bien es cierto que al analizar un edificio bajo esta metodología quizás resulte lento desde un punto de vista comercial, no obstante, es muy útil para lograr estudiar y entender el comportamiento de los sistemas estructurales y posibles deficiencias en el diseño, que requieren un mejor detallamiento o cambio de estructuración.

Queda para un trabajo futuro poder analizar una fuerza de roce que interprete al edificio colindante que le genere un cambio de rigidez tal que se logre entender y representar de mejor manera lo sucedido en este edificio.

## 7 BIBLIOGRAFÍA

- ACI (American Concrete Institute) (1995). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios*. ACI318-95. Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios*. ACI318-08. Farmington Hills, MI, USA.
- ACHISINA (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica) (2017). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño. Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago, Chile.
- Belarbi, A., & Hsu, T. (1994). Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete. *ACI Structural Journal*, 91(4):465-74.
- Belarbi, A., & Hsu, T. (1995). Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension Compression. *ACI Structural Journal*, 92(5):562-573.
- Belarbi, A. et al. (1996). Constitutive Laws of Reinforced Concrete Membrane Elements. *Elsevier Science Ltd*. Paper 1208. Eleventh Word Conference on Earthquake Engineering.
- CChC (Cámara Chilena de la Construcción) (2010). *Comité Inmobiliario: Gestión 2010*, CChC. Santiago, Chile.
- CSI (Computer & Structures, Inc.) (2013). *Analysis Reference Manual. For SAP, ETABS, SAFE and CSI Bridge*, Berkeley, CA, USA.
- CSI (2017). *ETABS Ultimate Software*, versión 17.0.1, Berkeley, CA, USA.
- D.S. N°60 MINVU (2011). *Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el D.S N°118 (2010)*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Gobierno de Chile.
- D.S. N°61 MINVU (2011). *Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga el D.S N°117 (2010)*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Gobierno de Chile.
- Guendelman, T. & Lindenberg, J. (2010). *Cambio en Solicitaciones Sísmicas en Edificios*. Seminario efectos del terremoto en el nuevo diseño sísmico y estructural en Chile. ICH, Nov. 2010, Santiago, Chile.
- IDIEM, SEI (2010), Informe N° 612342, Estudio Estructural Edificio El Parque Torre C.
- INN (Instituto Nacional de Normalización - Chile), (1996). *Diseño Sísmico de Edificios*. NCh433:1996. Santiago, Chile.

- INN (2008). Hormigón Armado - Requisitos de Diseño y Cálculo. NCh430:2008. Santiago, Chile.
- INN (2009). Diseño Sísmico de Edificios. NCh433:1996 Mod 2009. Santiago, Chile.
- INN (2009a). Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso. NCh1537:2009. Santiago, Chile.
- Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., & Wallace, J. (2018). Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models for Planar Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 115(6):1637–1657. <https://doi.org/10.14359/51710835>
- Kolozvari, K., Biscombe, L., Dashti, F., Dhakal, R., Gogus, A., Gullu, M. F., Henry, R., Massone, L., Orakcal, K., Rojas, F., Shegay, A., & Wallace, J. (2019). State-of-The-Art in Nonlinear Finite Element Modeling of Isolated Planar Reinforced Concrete Walls. *Engineering Structures*, 194 (sept.) : 46–65. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.097>
- Lagos, R., Küpfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L. M., Boroschek, R., & Yañez, F. (2012). Seismic Performance of High-Rise Concrete Buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3):181–194.
- Massone L., Bedecarratz E., Rojas F., Lafontaine M. (2021), Nonlinear Modeling of a Damaged Reinforced Concrete Building and Design Improvement Behavior, *Journal of Building Engineering*, v.41, 102766, ISSN 2352-7102, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102766>
- Ramos, L., & Hube, M. A. (2021). Seismic response of reinforced concrete wall buildings with nonlinear coupling slabs. *Engineering Structures*, 234, 111888. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.111888>
- Rojas, F. (2012). *Development of a Nonlinear Quadrilateral Layered Membrane Element with Drilling Degrees of Freedom and a Nonlinear Quadrilateral Thin Flat Layered Shell Element for the Modeling of Reinforced Concrete Walls*. Phd dissertation. University of Southern California, 218p, Los Angeles, CA, USA.
- Sherstobitoff, J., Cajiao, P. & Adebar, P. (2012). Repair of an 18-Story Shear Wall Building Damage in the 2010 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(S1): S335–S348.
- SIC (Santolaya Ingenieros Consultores) (2005). Planos de Calculo Edificio Gran Avenida. Santiago, Chile.
- SIC (Santolaya Ingenieros Consultores) (2010). Archivo fotográfico. Santiago, Chile.

Suquillo, B. (2017). *Validación de los Límites para Distintos Niveles de Desempeño en Edificios con Muros de Hormigón Armado (Typical Chilean RC Building)*. [Tesis Para Optar al Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/147398>